

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique*

*UNIVERSITE de JIJEL*



*Département de Génie Civil et Hydraulique*

# **PROJET DE FIN D'ETUDE**

*En vue de l'obtention du Diplôme de*

*MASTER ACADEMIQUE*

*Filière : Génie Civil*

*Option :*

*Structure*

## *Thème*

*Etude d'une tour R+9 à  
contreventement mixte implantée dans  
la zone II-a*

Présenté par :

*LECHEHEB Hanane*

*TIBIGUI Nour elhouda*

Encadré par :

*Mr N. MEHIDI*



Promotion 2019



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ





## *Remerciements*

*Nous remercions,*

*En premier lieu, ALLAH le très miséricordieux qui a bien voulu nous  
donner la force et le courage pour effectuer le présent travail*

*Nos plus vifs remerciements pour nous trop chers parents pour leurs  
soutiens, encouragement et leurs patiences.*

*Nous tenons à remercier mon encadreur Mr N.MEHIDI pour sa disponibilité.*

*Nous remercions chaleureusement l'ingénieur de BET*

*B.MERYEM Qui a aidé à notre travail.*

*Nos remerciements s'adressent également à tous nos enseignants durant  
toutes les étapes d'enseignement d'Université de Jijel (fac de génie civil) qui nous*

*Ont enrichi nos connaissances et notre savoir pendant*

*Les cinq ans de formation*

*Nous n'oublierons pas les membres du jury qui nous font l'honneur de  
présider d'examiner ce modeste travail*

*Notre sincère gratitude à nos collègues et amis et à tous ceux qui ont  
participés de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

**TIBIGUI NOUREL HOUDA**

**LECHEHEB HANANE**

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'une tour à usage d'habitation et commerciale constituée d'un rez de chaussée plus (9) étages en béton armé, implanté à la wilaya de JIJEL qu'est classée en zone sismique IIa selon de RPA99/version2003.

Les éléments de la structure sont dimensionnés et ferrailés à l'aide des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

L'étude est conformée aux règles parasismiques algériennes 99 /version2003.

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, Radier, Poutre, Acier, Contreventement mixte, Etude dynamique.

## Abstract

This project presents a detailed study of a residential and commercial tower consisting of a ground floor plus (9) floors with reinforced concrete, located in the city of JIJEL, which is classified in Seismic zone IIa According to RPA99/version2003.

The elements of the structure are dimensioned and reinforced using the design and calculation rules of reinforced concrete structures (CBA93), applying the BAEL91.

The study is consistent with the Algerian paraseismic rules 99/version2003.

**Tags:** Building, Reinforced concrete, Raft foundation, Beam, Steel, Mixed brace, Dynamic study.

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز برج سكني وتجاري يتكون من طابق أرضي زائد (9) طابق، المشكلة بالخرسانة المسلحة، تقع في مدينة جيجل، وتصنف هذه المنطقة في المناطق الزلزالية IIa بحسب قوانين مقاومة الزلازل الجزائرية المنقحة RPA99/version2003.

أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناء فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.

**الكلمات المفتاحية:** العمارة، الخرسانة المسلحة، الأساس، عارضة، فولاد، الهيكلة المزدوجة، الدراسة الميكانيكية.



# NOTATIONS

**A, A<sub>s</sub>** : Aire d'une section d'acier.  
**A<sub>t</sub>** : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.  
**B** : Aire d'une section de béton  
**D** : Diamètre, rigidité  
**E** : Module d'élasticité longitudinal, séisme.  
**E<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinal béton.  
**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée (**E<sub>vj</sub>** : Pour a l'âge de j jours).  
**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.  
**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différé  
**E<sub>vj</sub>** : pour chargement applique à l'âge de j jours).  
**F** : force ou action générale.  
**G** : charge permanente.  
**Q** : surcharge d'exploitation.  
**I** : moment d'inertie.  
**L** : longueur ou portée.  
**M** : moment de flexion le plus souvent.  
**M<sub>u</sub>** : Moment a' l'état limite ultime.  
**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul a' l'état limite de service.  
**N** : effort normal.  
**Q** : action ou charge variable.  
**S** : section  
**T, V** : effort tranchant.  
**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours  
**f<sub>tj</sub>** : Résistance caractéristique à la traction du l'âgé de j jours  
**f<sub>c28</sub>** et **f<sub>t28</sub>** : grandeurs précédemment calculées à 28 jours.  
**d** : Hauteur utile.

**h<sub>t</sub>** : hauteur totale du plancher.  
**h<sub>dc</sub>** : hauteur de la dalle de compression.  
**L<sub>x</sub>** : Longueur maximale entre axes  
**A'** : section d'armature comprimées  
**A** : section d'armature tendue  
**e** : excentricité d'un résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section.  
**S** : espacement des armatures en général.  
**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales.  
**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.

## NOMENCLATURES GRECQUES :

**γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité du béton.  
**γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité de l'acier.  
**α** : Angle en général, coefficient  
**ε<sub>bc</sub>** : Raccourcissement relatif du béton.  
**ε<sub>s</sub>** : Déformation de l'acier.  
**η** : Coefficient de fissuration relative a une armature.  
**θ** : Coefficient sans dimension.  
**λ** : Élanement.  
**ν** : Coefficient de poisson.  
**ρ** : Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.  
**σ** : Contrainte normale général.  
**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression du béton.  
**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de traction dans l'acier.  
**τ<sub>u adm</sub>** : Contrainte tangentielle admissible.

## Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des activités, techniques nécessaires à la réalisation de constructions civiles.

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions sont aléatoires.

L'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques, Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

La construction parasismique est l'une des nouvelles techniques, elle est le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis dans des hypothèses et des théories des vérifications, avec plus ou moins de détails, dans le Règlement Parasismique Algérien "RPA99 version 2003", le CBA93 et aussi le BAEL91, l'objectif de ces règlements est d'assurer la sécurité et l'économie de vie humaine et de construction.

Pour satisfaire la technique énoncée ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés.



Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (grande importance) ;
- assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses) ;
- Confort ;
  
- Esthétique.

Le présent travail se déroulera comme suite :

Introduction générale

Chapitre 1 : Présentation du projet

Chapitre 2 : pré-dimensionnement et descente des charges

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaire

Chapitre 4 : Etude de vent

Chapitre 5 : Etude sismique

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments de contreventement

Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure

Conclusion

## Présentation du projet

### I.1 Introduction :

Le but d'une construction parasismique est d'assurer un niveau acceptable de sécurité contre l'effondrement sous l'action d'un séisme majeur. Le coût de cette sécurité augmente avec la magnitude du séisme contre lequel on veut se prémunir. Un problème potentiel se pose alors ; c'est de trouver le meilleur compromis entre le coût et la sécurité.

### I.1.2 Présentation de l'ouvrage :

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons procédé au calcul d'une tour comportant :

- Un RDC et 1<sup>er</sup> étage à usage commerciale+ habitation ;
- Du 2<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage, à usage d'habitation, il comporte dans chaque étage quatre appartements de type 2F4/2F3.

Ce bâtiment de groupe **d'usage2** Implanté à **AMEZIOU** la wilaya de **JIJEL** qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 99/version 2003), comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

La configuration du bâtiment présente une **régularité** en plan et une **régularité** en élévation, doté d'une seule entrée principale, Le système de contreventement est assuré par des portiques et voiles (contreventement mixte).

### I.1.3 Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

- Longueur en plan : 28.45m.
- Largeur en plan : 20.70m.
- Hauteurs :
  - La hauteur de RDC et 1<sup>er</sup> est de : 3.40 m.
  - La hauteur de tous les Etages courants est de : 3.06 m.
  - La hauteur de l'Acrotère est de : 0.60 m.
  - La hauteur totale du bâtiment est de : 30.60m.

### I.1.4 Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme :

- Une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) ;
- Le site est considéré comme meuble (**Site3**) ;
- Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 1.6\text{bars}$ .



### I.1.5 Ossature de l'ouvrage :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application du RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article (3.4.A) pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique autostable. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement de la structure mixte avec justification d'interaction portique-voile, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au **plus 20%** des sollicitations dues aux charges verticales ;
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, **au moins 25%** de l'effort tranchant d'étage.

### I.1.6 Planchers :

Tous les planchers des étages seront en corps creux, avec une dalle de compression type **(20+5) cm** armée d'un treillis soudé.

Les balcons, la dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

### I.1.7 Les façades :

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits, et pour mur intérieur une cloison.



Figure. I.1. Brique creuse.

### I.1.8 Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds ;
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons ;
- Revêtement à carrelage pour les planchers ;
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

### I.1.9 Cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

**I.1.10 Escaliers :**

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux aux 9 étages. On a deux types :

- Escalier à double palier entre étages.
- Escalier de l'entrée principale.

**I.1.11 Acrotère :**

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

**I.2 Indication générale sur les règles de BAEL :**

- **Définition de l'état limite :**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

Les états limites sont classés en deux catégories

**I.2.1 Etat limite ultime (ELU) :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

Il y'a03 états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique (pas de renversement).
- Etat limite ultime de résistance (pas de rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (pas de flambement).

**I.2.1.1 Hypothèse de calcul à l'ELU :**

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

1. Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
2. La résistance du béton tendu est négligée.
3. L'adhérence béton acier entraîne l'égalité des déformations, conséquence du non glissement.
4. Le raccourcissement relatif du béton est limité à :
 

$\varepsilon_b = 2 \text{‰}$	}	En compression simple (Ex : poteaux).
$\varepsilon_b = 3.5 \text{‰}$		En flexion simple (Ex : poutres).
5. L'allongement relatif de l'acier est limité à :  $\varepsilon_s = 10 \text{‰}$



6. Le diagramme de déformation de la section passe par l'un des trois pivots : A, B ou C, définis dans la règle des trois pivots.

### I.2.2 Etat limite de service (ELS) :

- Les sections planes restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad (\eta : \text{Coefficient d'équivalence}).$$

## I.3 Caractéristiques des matériaux :

### I.3.1 Introduction :

Le béton armé se compose de béton et des armatures, le béton représente une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction, l'acier offre une bonne résistance de traction, de l'association de ces deux matériaux, il en résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

### I.3.2 le béton :

Le béton est un mélange d'agréats (gravillons, sable), de liants (ciments), d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants). Dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement **dosé à 350kg/m<sup>3</sup>**.

#### I.3.2.1 Composants du béton :

- **ciment :**

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

- **l'eau :**

L'eau doit être propre, si elle contient des chlorures, une réaction chimique aura lieu, est modifiera la prise du ciment. Le béton alors perdra ses qualités de résistance.

- **Granulats :**

Les granulats utilisés sont issus de carrière, ou blocs de roches concassés, la taille des granulats est indiquée par deux chiffres, la plus grande et les plus petites dimensions des éléments, pour le béton employé dans le bâtiment les granulats les plus courants sont le sable et le gravier.

### I.3.2.2 Caractéristiques mécaniques du béton :

#### I.3.2.2.1 Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à « j » jours d'âge est déterminée à partir des essais aux laboratoires sur des éprouvettes **16cm × 32cm**.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée  $f_{c28}$ .

**D'après l'article A.2.1.11 du BAEL91**, pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à 'j' jours, par les formules suivantes :

- Pour :  $J < 28$  :

$$\text{Pour des résistances } f_{c28} \leq 40\text{MPa: } f_{cJ} = \left[ \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \right] \times f_{c28}$$

$$\text{Pour des résistances } f_{c28} > 40\text{MPa: } f_{cJ} = \left[ \frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \right] \times f_{c28}$$

- Pour :  $J > 28$  :

$$f_{cJ} = 1.1 \times f_{c28}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

#### I.3.2.2.2 Résistance à la traction :

D'après CBA93 Art A.1.2.1.2 La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, notée  $f_{tj}$ , est définie conventionnellement par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad ; f_{cj} < 60\text{MPa}.$$

Pour notre cas :  $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1\text{MPa}$ .

#### I.3.2.2.3 Modules de déformation longitudinale :

- **Déformations instantanées :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieur à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 11 \times 10^3 (f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

Avec  $f_{cj}$  exprimé en  $\text{MPa}$  : désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

- **Déformations différées :**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

Avec  $f_{cj}$  exprimée en MPa.

#### I.3.2.2.4 Coefficient de Poisson :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$$\nu = \frac{\text{Déformation relative transversal}}{\text{Déformation relative longitudinale}}$$

D'après **CBA93** Article A.2.1.3, le coefficient de poisson prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0$  Pour le calcul des sollicitations (ELU).
- $\nu = 0.2$  Pour le calcul des déformations (ELS).

#### I.3.2.2.5 Contraintes limites :

Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes.

- **Contrainte à l'état limite ultime :**

La contrainte ultime du béton en est donnée par la relation :  $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$

La constante 0.85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1.5$ .....cas d'actions courantes.

$\gamma_b = 1.15$ ..... cas d'actions accidentelles

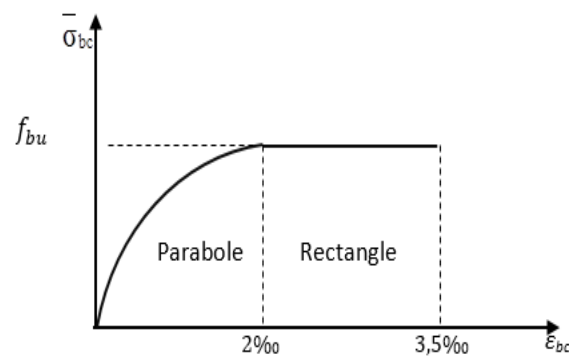
$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$ .....durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$ .....durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$ .....durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{bu} = 14.17\text{MPa} & \text{cas courant.} \\ f_{bu} = 18.48\text{MPa} & \text{cas accidentelle.} \end{array} \right.$$



**Figure. I.2.** Diagramme Contrainte - Déformation du béton.

- Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement donne par :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

$V_u$  : Effort tranchant

$d$  : Hauteur utile de la section de béton considérée.

$b_0$  : Largeur de la section de béton considérée.

La contrainte admissible de cisaillement :

- Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa.}$$

- Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa.}$$

- **Contrainte limite de service :**

La contrainte limite de service en compression  $\bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa.}$$

### I.3.3 l'acier

#### I.3.3.1 Caractéristiques mécaniques de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier «  $E_s$  » est pris égal à :  $E_s = 2 \times 10^5\text{MPa}$ .

#### I.3.3.2 Limite d'élasticité garantie $f_e$ :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :



Tableau. I.1.La limite d'élasticité de l'acier.

Type	Nuance	$f_e$ (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F <sub>e</sub> E22	215	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
	F <sub>e</sub> E24	235	
Barres HA Type 1 et 2	F <sub>e</sub> E40	400	Emploi courant.
	F <sub>e</sub> E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F <sub>e</sub> TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F <sub>e</sub> TE50	500	
Treillis soudés Lisses Type 4	TL50( $\phi > 6mm$ )	500	Emploi courant
	TL50( $\phi \leq 6mm$ )	520	

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE40 type 1 (limite d'élasticité  $f_e = 400$  MPa), et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE24 ( $f_e = 235$  MPa).

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des **FeE400** de **type 1** caractérisés par :

- Limite élastique :  $f_e = 400$  Mpa.
- Coefficient de fissuration :  $\eta = 1.6$ .
- Module d'élasticité :  $E_s = 2 \times 10^5$  Mpa.

• **Contrainte limite ultime :**

La contrainte limite de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration peu préjudiciable, préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Contrainte limite de l'acier.}$$

$f_e$ : Limite élastique de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{Action courante.} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{Action accidentelle.} \end{cases}$$

Dans notre cas :  $\epsilon = \frac{\Delta l}{l}$  (Allongement unitaire de l'acier.)

• **Contrainte limite de service :**

D'après **BAEL91** (Article A.4.5.3.2), on trouve que :

- Cas où la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = f_e$ .
- Cas où la fissuration est préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] . (Mpa)$

Avec :

$f_{tj}$ : Résistance à la traction du béton à l'âge de  $j$  jours.

✓ Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]. (Mpa)$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec :

- $\eta = 1$ : Pour les ronds lisses, treilles soudées.
- $\eta = 1.6$ : Pour les hautes adhérences  $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$ .
- $\eta = 1.3$ : Pour les hautes adhérences  $\emptyset < 6 \text{ mm}$ .

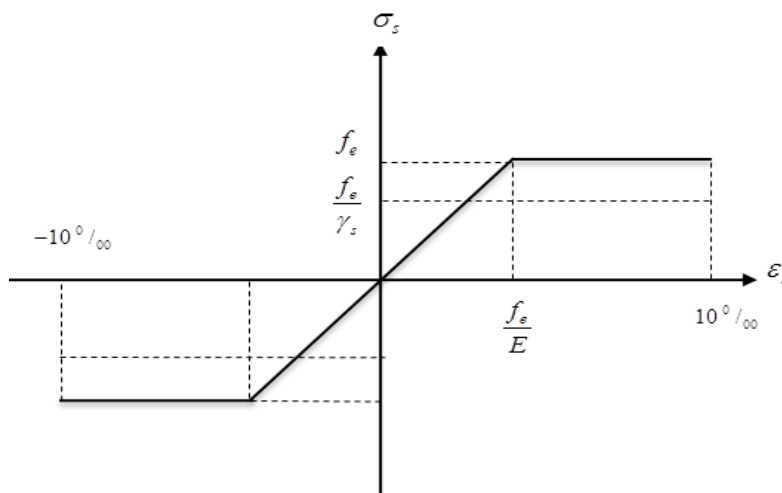


Figure. I.3. Diagramme Contrainte – déformation de l'acier.

### I.3.4 Actions et sollicitations :

#### I.3.4.1 Actions :

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanent, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera :

- **G** : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes) ;
- **Q** : Charges variables (exploitations + climatiques) ;
- **E** : Action accidentelle (séisme).

#### I.3.4.2 Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

➤ **Sollicitations de calcul :**

• **Ferraillage des éléments secondaires :**

Dans le calcul manuel pour le ferraillage des éléments secondaire on utilise les combinaisons suivantes :

**ELU :**  $1.35G+1.5Q$

**ELS :**  $G+Q$

• **Ferraillage des éléments de contreventement :**

Pour le ferraillage des éléments de contreventement on utilise les combinaisons introduites à l'ETABS.

• **Ferraillage des poteaux :**

**1.35G+1.5Q :** Pour obtenir les efforts normaux.

**0.8G±E :** Pour obtenir les efforts tranchants.

**G+Q±E :** Pour obtenir les moments fléchissant.

• **Ferraillage des poutres :**

**1.35G+1.5Q :** Nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.

**0.8G±E :** Permettra de déterminer le moment en valeur absolue sur les appuis (nappe inférieure).

**G+Q±E :** Donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis (nappe supérieure).

• **Ferraillage des voiles :**

**0.8G±E :** Pour le ferraillage à la flexion composée.

**G+Q±E :** Pour la vérification de la résistance du béton à la compression et l'acier à la traction.

**I.4 Règlements et normes utilisés :**

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- **RPA 99**/version 2003 ;
- **CBA 93** (Code du béton armé) ;
- **DTR BC 2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitation) ;
- **BAEL 91** modifié 99.

## Pré-dimensionnement et Descente des charges

### II.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement et descente des charges a pour but le pré-calcul des sections des différents éléments résistants utilisant les règlements du **BAEL91** et le **RPA99/ version2003**, mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré-dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

Dans ce paragraphe, on va faire un pré-dimensionnement pour chaque type des éléments suivants :

- Planchers.
- Balcons.
- Voiles.
- Poutres.
- Escaliers.
- Poteaux.

### II.2 Dimensionnement du plancher :

Le plancher est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

#### II.2.1 Planchers à corps creux :

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur totale.

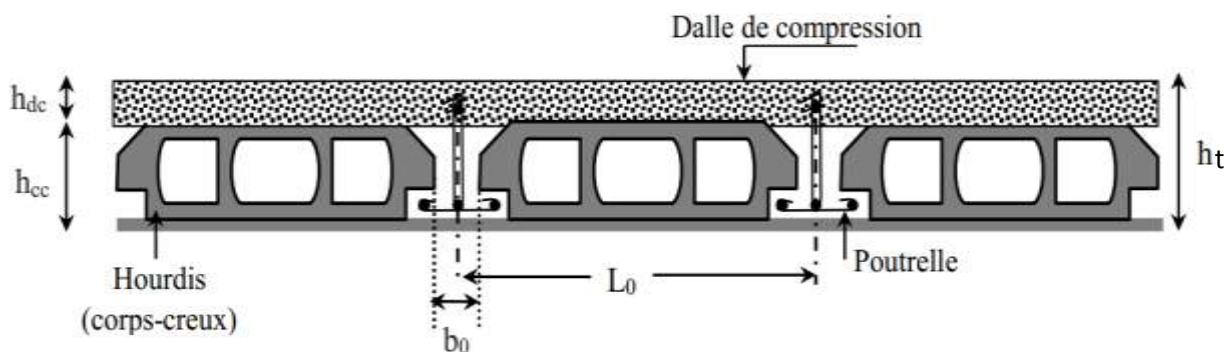


Figure II.1 Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

$h_{cc}$  : hauteur du corps creux.

$h_{dc}$  : hauteur de la dalle de compression.

$b_0$  : largeur de la nervure de **8 à 12 cm**.

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

$h_t$  : hauteur total du plancher.

D'après le **CBA 93** (Art **B.6.8.4.2.4**) :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{1}{22,5} \end{array} \right\}$$

Avec :

$L_x$ : est la plus grande portée dans le sens de disposition des nervures entre nus.

On a :  $L_x = 5,00m$ .

$M_t$  : le moment en travée :  $M_t \geq 0,75 M_0$ .

$M_0$  : le moment isostatique correspondant.

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{1}{15} \times \frac{0,75M_0}{M_0} ; \frac{1}{22,5} \right\} L_x$$

$$h_t \geq \max \{25 ; 22,22\}$$

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

On adopte l'épaisseur de :  $h_t = 25cm$ . Tel que :  $h_t = D + E = 20 + 5$

D : l'épaisseur de corps creux.

E : l'épaisseur de la dalle de compression.

On utilise un plancher a corps creux de type (20+5) cm de charge permanente **G= 3.25 KN/m<sup>2</sup>**

Pour la largeur de la nervure nous avons :  $b_0 = (8 ; 14) \text{ cm}$ ,  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .



### II .2.1.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments secondaires, coulés sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, elles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse.

Leur dimension déterminée comme suite :

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 = \min \left[ \frac{L_{max}}{10}; \frac{L_{hourdis}}{2} \right]$$

$$b_1 = \min \left[ \frac{500}{10}; \frac{55}{2} \right]$$

$$b_1 = \min[50; 27.5]$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm.}$$

Donc :

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

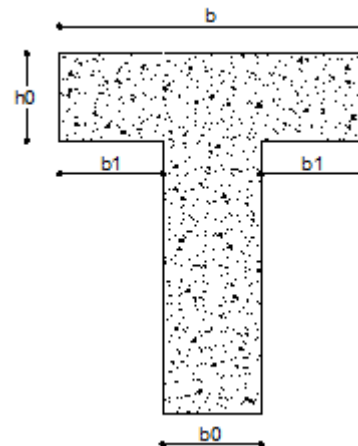


Figure.II.2. Dimensionnement de la poutrelle.

### II.2.2 Planchers à dalles pleines :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions (généralement rectangulaires de dimensions  $L_x$  et  $L_y$  ( $L_x \leq L_y$ ) et d'épaisseur « e » et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis (les poutres, les voiles).

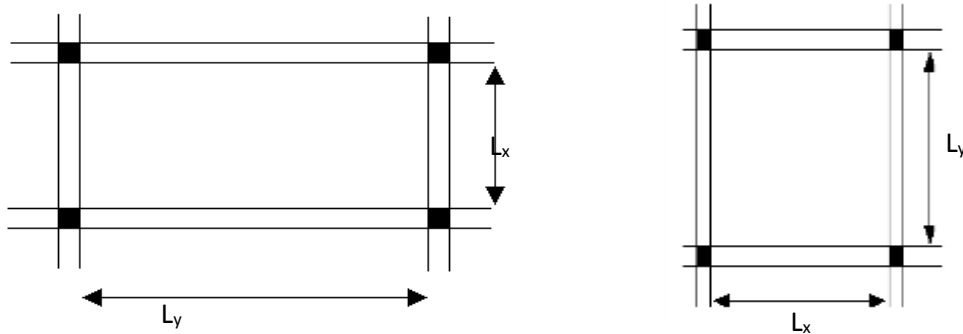


Figure.II.3. Dimension d'un panneau de dalle.

- **Résistance au feu :**

- e = 7 cm pour une heure de coup de feu ;
- e = 11 cm pour deux heures de coup de feu ;
- e = 17.5 cm pour quatre heures de coup de feu.

On adopte : **e = 16 cm.**

- **Isolation acoustique :**

Selon les règles techniques « BAEL 91 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 16 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- **Résistance à la flexion :**

- Dalle reposant sur deux appuis : .....  $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$  ;
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : .....  $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$  .

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$$L_x = 4.50\text{m} = 450\text{cm}$$

$$\frac{450}{50} < e < \frac{450}{40}$$

$$9\text{cm} \leq e \leq 11.25\text{cm}$$

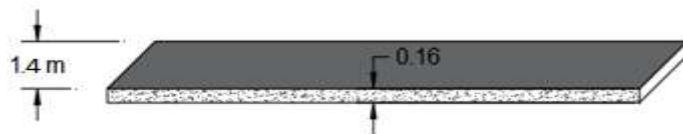
Donc on prend une épaisseur  $e = 16\text{cm}$ .

### II.3 Pré-dimensionnement des balcons :

Les balcons sont des dalles pleines encastées dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées suivant la formule suivante :

- **Condition de la flèche :**

C'est un balcon rectangulaire.



- $\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7$

Figure II.4 Coupe transversale d'un balcon

Avec :

$L$  : est la largeur du plus grand balcon  $L = 1,40\text{ m}$ .

On obtient :

- $\frac{140}{15} \leq e \leq \frac{140}{20} + 7 \rightarrow 9,33 \leq e \leq 14\text{ cm}$ .

Donc on prend une épaisseur  $e = 16\text{ cm}$ .

## II.4 Pré-dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par (**l'article 7.7.1 du RPA99/V2003**), ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (**séisme et vent**) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet du séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

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

D'après le **RPA 99 article 7.7.1** « les éléments satisfaisant la condition ( $L \geq 4 a$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires ».

Avec :

- **L** : portée du voile.
- **a** : épaisseur du voile.

D'après l'article (**7.7.1 RPA99 /V2003**). « L'épaisseur minimale est de **15 cm** ». De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

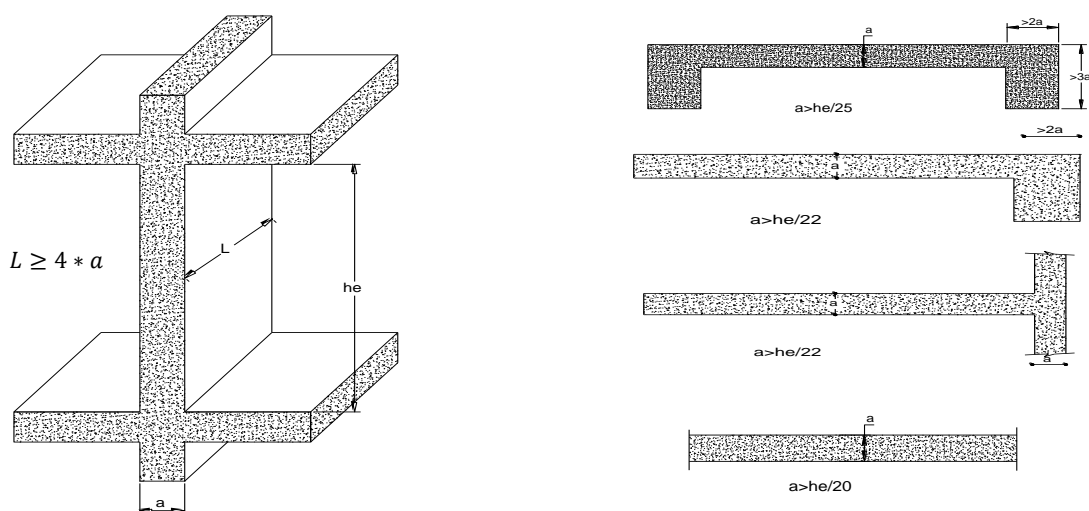


Figure II.5 Coupe de voile en élévation et en plan

**a. Type I :**

On a la plus grande hauteur libre d'étage **he = 3,40m.**

Donc :

- $a \geq \max \left[ \frac{he}{25} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max \left[ \frac{340}{25} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max [ 13.6 ; 15 \text{ cm} ] \rightarrow a \geq 15 \text{ cm}.$

Soit : **a = 20 cm.**

On a la plus grande hauteur libre d'étage **he = 3,06 m.**

Donc :

- $a \geq \max \left[ \frac{he}{22} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max \left[ \frac{306}{25} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max [ 12.24 ; 15 \text{ cm} ] \rightarrow a \geq 15 \text{ cm}.$

Soit : **a = 20 cm.**

**b. Type II :**

On a la plus grande hauteur libre d'étage **he = 3,06 m.**

Donc :

- $a \geq \max \left[ \frac{he}{22} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max \left[ \frac{306}{22} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max [ 15.3 ; 15 \text{ cm} ] \rightarrow a \geq 15 \text{ cm}.$

Soit : **a = 20 cm.**

On a la plus grande hauteur libre d'étage **he = 3,40 m.**

Donc :

- $a \geq \max \left[ \frac{he}{22} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max \left[ \frac{340}{22} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max [ 17 ; 15 \text{ cm} ] \rightarrow a \geq 17 \text{ cm}.$

Soit : **a = 20 cm.**

## II.5 Pré-dimensionnement des escaliers :

### II.5.1 Escalier à trois volées :

Bâtiment à usage d'habitation : l'embranchement de **1 à 1.5m**.

Pour les dimensions des marches « **g** », et des contre marches « **h** » on utilise généralement la formule de « **blondel** » : **60cm < m < 65cm**.

Avec :

- $m = g + 2 \times h$
- $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$  et  $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$ .

Vérification de la formule de Blondel :  $60\text{ cm} \leq m \leq 65\text{cm}$

On a :

- $m = g + 2 * h = 30 + (2 \times 17) = 64\text{ cm}$ .

Donc :

- $60\text{ cm} \leq 64\text{ cm} \leq 65\text{ cm} \dots\dots\dots\text{C. V}$

On prend :  $\begin{cases} g = 30\text{cm}. \\ h = 17\text{cm}. \end{cases}$

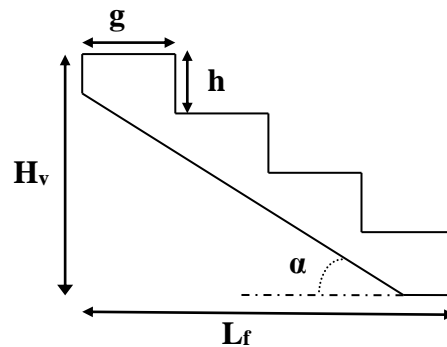


Figure.II.6. Dimensionnement d'un escalier

Type1 :

#### 1) RDC+1<sup>er</sup> étage

Pour la hauteur de **RDC+1<sup>er</sup> étage** est **3,40 m**, on a **03 volées**, la hauteur du **1<sup>er</sup>** et la **3<sup>eme</sup>** volée est **0.85m** et la **2<sup>eme</sup>** volée est de **1,7 m**.

➤ **La première volée et La troisième volée :**

**Nombre des contre marches :**

Hauteur de volée 1 et 3 :  $H_v = 0.85\text{ m}$ .

- $N_{cm} = \frac{H_v}{h} = \frac{0.85}{0.17} = 5$  contre marches.

**Nombre des marches :**

- $N_m = N_{cm} - 1 = 5 - 1 = 4$  marches.

**La ligne de foulée :**

- $L_f = g * N_m = 0,3 * 4 = 1,2\text{ m}$



**L'inclinaison :**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{Hv}{Lf} = \frac{0,85}{1,2} = 0,70 \rightarrow \alpha = 34,99^\circ.$$

**La longueur de la paillasse ( $L_{\text{paillasse}}$ ) :**

- $L_{\text{paillasse}} = \frac{0,85}{\sin \alpha} = 1,48 \text{ m.}$

**Epaisseur de la paillasse :**

Selon la condition suivante :

- $\frac{1}{30} * L \leq e \leq \frac{1}{20} * L$  avec :  $L = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}} = 2,27 \text{ m}$
- $7,56 \text{ cm} \leq e \leq 11,35 \text{ cm}$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe :  $e = 16 \text{ cm.}$

➤ **La deuxième volée :**

**Nombre des contre marches :**

Hauteur de volée 2 :  $Hv = 1,7 \text{ m.}$

- $N_{\text{cm}} = \frac{Hv}{h} = \frac{1,7}{0,17} = 10 \text{ contre marches.}$

**Nombre des marches :**

- $N_m = N_{\text{cm}} - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ marches.}$

**La ligne de foulée :**

- $L_f = g * N_m = 0,3 * 9 = 2,7 \text{ m}$

**L'inclinaison :**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{Hv}{Lf} = \frac{1,7}{2,7} = 0,63 \rightarrow \alpha = 32,21^\circ.$$

**La longueur de la paillasse ( $L_{\text{paillasse}}$ ) :**

- $L_{\text{paillasse}} = \frac{1,7}{\sin \alpha} = 3,18 \text{ m.}$

**Epaisseur de la paillasse :**

Selon la condition suivante :

- $\frac{1}{30} * L \leq e \leq \frac{1}{20} * L$  avec :  $L = L_{\text{paillasse}} = 3,18 \text{ m}$
- $10,63 \text{ cm} \leq e \leq 16 \text{ cm}$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe :  $e = 16 \text{ cm.}$

**Type 2 : (RDC jusqu'au 9<sup>ème</sup> étage)**

Pour la hauteur d'étages est **3,06 m**, on a **03 volées**, la hauteur du **1<sup>er</sup>** est **1.36m** et la **2<sup>ème</sup>** volée est de **0.34m** et la **3<sup>ème</sup>** volée est **1,36 m**.

➤ **La première volée et La troisième volée :****Nombre des contre marches :**

Hauteur de volée 1 et 3 :  $H_v = 1.36\text{m}$ .

- $N_{cm} = \frac{H_v}{h} = \frac{1.36}{0.17} = 8$  contre marches.

**Nombre des marches :**

- $N_m = N_{cm} - 1 = 8 - 1 = 7$  marches.

**La ligne de foulée :**

- $L_f = g * N_m = 0,3 * 7 = 2.1$  m

**L'inclinaison :**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{1.36}{2.1} = 0,64 \rightarrow \alpha = 32.92^\circ.$$

**La longueur de la paillasse ( $L_{paillasse}$ ) :**

- $L_{paillasse} = \frac{1.36}{\sin \alpha} = 2.5\text{m}$ .

**Epaisseur de la paillasse :**

Selon la condition suivante :

- $\frac{1}{30} * L \leq e \leq \frac{1}{20} * L$  avec :  $L = L_{paillasse} + L_{palier} = 3.30$  m  
**11 cm  $\leq e \leq$  16,5cm**

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **e= 16 cm**.

➤ **La deuxième volée :****Nombre des contre marches :**

Hauteur de volée 2 :  $H_v = 0.34\text{m}$ .

- $N_{cm} = \frac{H_v}{h} = \frac{0.34}{0.17} = 2$  contre marches.

**Nombre des marches :**

- $N_m = N_{cm} - 1 = 2 - 1 = 1$  marches.

**La ligne de foulée :**

- $L_f = g * N_m = 0,3 * 1 = 0.3$  m

**L'inclinaison :**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{Hv}{Lf} = \frac{0.34}{0.3} = 1.13 \rightarrow \alpha = 48.57^\circ.$$

**La longueur de la paillasse ( $L_{\text{paillasse}}$ ) :**

- $L_{\text{paillasse}} = \frac{0.34}{\sin \alpha} = 0.45 \text{ m.}$

**Epaisseur de la paillasse :**

Selon la condition suivante :

- $\frac{1}{30} * L \leq e \leq \frac{1}{20} * L$  avec :  $L = L_{\text{paillasse}} = 0.45 \text{ m}$   
 $1.5 \text{ cm} \leq e \leq 2.25 \text{ cm}$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe :  $e = 16 \text{ cm.}$

**Type 3 : RDC+1<sup>er</sup> étage**

Pour la hauteur d'étage **RDC+1<sup>er</sup> étage** est **3,40 m**, on a **03 volées**, la hauteur du **1<sup>er</sup>** est **1.36** et la **2<sup>eme</sup>** volée est de **0.68 m** et la **3<sup>eme</sup>** volée est **1.36 m**.

➤ **La première volée et La troisième volée :**

**Nombre des contre marches :**

Hauteur de volée 1 et 3 :  $Hv = 1.36 \text{ m.}$

- $N_{\text{cm}} = \frac{Hv}{h} = \frac{1.36}{0.17} = 8$  contre marches.

**Nombre des marches :**

- $N_m = N_{\text{cm}} - 1 = 8 - 1 = 7$  marches.

**La ligne de foulée :**

- $L_f = g * N_m = 0,3 * 7 = 2.1 \text{ m}$

**L'inclinaison :**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{Hv}{Lf} = \frac{1.36}{2.1} = 0,64 \rightarrow \alpha = 32.92^\circ.$$

**La longueur de la paillasse ( $L_{\text{paillasse}}$ ) :**

- $L_{\text{paillasse}} = \frac{1.36}{\sin \alpha} = 2.50 \text{ m.}$

**Epaisseur de la paillasse :**

Selon la condition suivante :

- $\frac{1}{30} * L \leq e \leq \frac{1}{20} * L$  avec :  $L = L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}} = 4.70 \text{ m}$
- **15.66 cm  $\leq e \leq$  23.50cm**

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **e= 16 cm.**

➤ **La deuxième volée :****Nombre des contre marches :**

Hauteur de volée 2 : **H<sub>v</sub> = 0.68m.**

- $N_{\text{cm}} = \frac{H_v}{h} = \frac{0.68}{0.17} = 4$  **contre marches.**

**Nombre des marches :**

- $N_m = N_{\text{cm}} - 1 = 4 - 1 = 3$  **marches.**

**La ligne de foulée :**

- $L_f = g * N_m = 0,3 * 3 = 0.9 \text{ m}$

**L'inclinaison :**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{0.68}{0.9} = 0,75 \rightarrow \alpha = 37.07^\circ.$$

**La longueur de la paillasse (L<sub>paillasse</sub>) :**

- $L_{\text{paillasse}} = \frac{0.68}{\sin \alpha} = 1.12 \text{ m.}$

**Epaisseur de la paillasse :**

Selon la condition suivante :

- $\frac{1}{30} * L \leq e \leq \frac{1}{20} * L$  avec :  $L = L_{\text{paillasse}} = 1.12\text{m}$
- **3.73 cm  $\leq e \leq$  5.60cm**

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **e= 16 cm.**

• **Escalier de l'entrée principale :**

$$H_v = 0.68\text{m} \quad \text{et} \quad h_c = 17\text{cm}$$

- **Nombre des contre marches :**

$$\frac{H_v}{h} = \frac{0.68}{0,17} = 4 \text{ contre marches}$$

- **Nombre des marches :**

$$N_m = N_{cm} - 1 = 4 - 1 = 3 \text{ marches.}$$

- **La ligne de foulée :**

$$l_f = g \times N_m = 0.3 \times 3 = 1.2 \text{ m}$$

- **L'inclinaison :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{0.68}{1.2} = 0,5666$$

$$\text{Alors : } \alpha = 29.53^\circ$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

- $L_{\text{paillasse}} = \frac{0.68}{\sin \alpha} = 1.38 \text{ m.}$

### Epaisseur de la paillasse :

Selon la condition suivante :

- $\frac{1}{30} * L \leq e \leq \frac{1}{20} * L$  avec :  $L = L_{\text{paillasse}} = 1.38 \text{ m}$

$$4.6 \text{ cm} \leq e \leq 6.9 \text{ cm}$$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe :  $e = 16 \text{ cm}$ .

## II.6 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux ont pour rôle de supporter les charges verticales dues aux planchers, poutrelles et les charges horizontales dues aux séismes et les transmises aux poteaux .Leur pré- dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91** et vérifié suivant le règlement parasismique algérien **RPA 99 version 2003**.

- D'après le **BAEL91** :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3 \times h \leq b \leq 0,5 \times h \end{cases}$$

- D'après le **RPA99 version 2003** :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec :

- $L$  : portée maximale de la poutre.

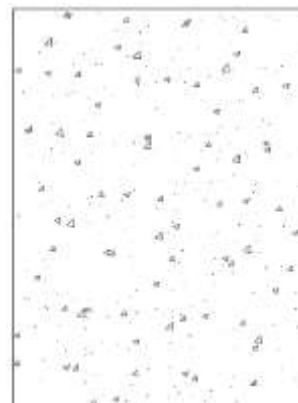


Figure II.7 Poutre (b\*h)



- h : Hauteur de la section.
- b : Largeur de la section.

### II.6.1 Poutres longitudinales (principales) :

Nous avons :  $L = 5,00$  m (la longueur maximale dans le sens longitudinal).

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 33,33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}.$

On prend :  $h = 45 \text{ cm}.$

- $0,3 * h < b < 0,5 * h \rightarrow 13,5 \text{ cm} < b < 22,5 \text{ cm}.$

On prend :  $b = 30 \text{ cm}.$  pour des raisons architecturales.

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1 de RPA99/version 2003(zone II)** suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{CV}.$
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{CV}.$
- $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1,5 < 4 \quad \text{CV}.$

Soit :  $b * h = (30 * 45) \text{ cm}^2.$

### II.6.2 Poutres transversales (secondaires) :

Nous avons :  $L = 5,00$  m (la longueur maximale dans le sens transversal).

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 33,33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}.$

On prend :  $h = 45 \text{ cm}.$

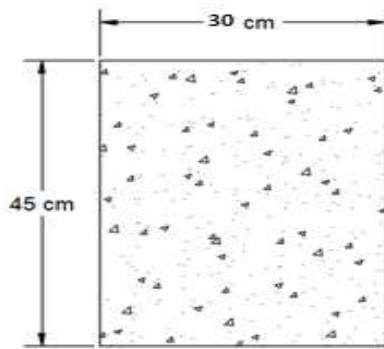
- $0,3 * h < b < 0,5 * h \rightarrow 13,5 \text{ cm} < b < 22,5 \text{ cm}.$

On prend :  $b = 30 \text{ cm}.$  pour des raisons architecturales.

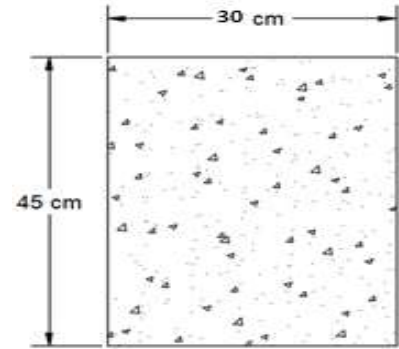
Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1 de RPA99/version 2003(zone II)** suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{CV}.$
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{CV}.$
- $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1,5 < 4 \quad \text{CV}.$

Soit :  $b * h = (30 * 45) \text{ cm}^2$ .



**Poutre principale**



**Poutre secondaire**

**Figure. II.8.** Pré-dimensionnement des poutres principales et secondaires.

### II.6.3 Poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encadrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier plus paillasse.

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le **BAEL91** et vérifiée en considérant le **RPA 99/version 2003**.

#### ➤ Pour le 1<sup>er</sup> type :

L'escalier commercial gauche ; La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$L = 1.12 \times 2 + (0.9 / \cos 37.07)$$

$$L = 3.37 \text{ m}$$

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $\frac{337}{15} \leq h \leq \frac{337}{10}$
- $22 \leq h \leq 33 \text{ cm} \rightarrow$  On prend : **h = 30 cm.**

La largeur b de la poutre palière doit être :

- $0,3 * h \leq b \leq 0,5 * h$ .
- $9 \leq b \leq 15 \text{ cm.} \rightarrow$  On prend : **b = 30 cm.**

#### ➤ Selon le RPA99/ version 2003 :

- $h \geq 30$  : vérifier ,  $h = 30 \dots \dots \dots$  (CV).
- $b \geq 20$  : vérifier ,  $b = 30 \dots \dots \dots$  (CV).

- $\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 < 4$  ..... (CV).

Donc on choisit une section de la poutre palière (**b \* h=30\*30**) cm<sup>2</sup>.

➤ **Pour le 2<sup>ème</sup> type:**

Escalier d habitation ;La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$L = 1.2 \times 2 + (0.3 / \cos 48.57)$$

$$L = 2.85 \text{ m}$$

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $\frac{285}{15} \leq h \leq \frac{285}{10}$
- $19 \leq h \leq 28.5 \text{ cm} \rightarrow$  On prend : **h = 30 cm.**

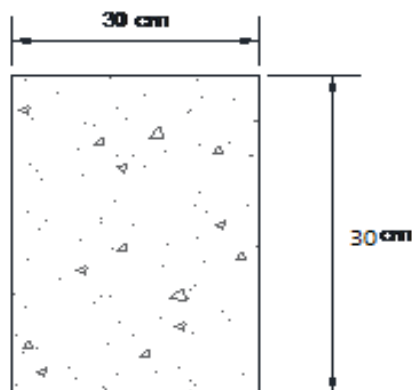
La largeur b de la poutre palière doit être :

- $0,3 * h \leq b \leq 0,5 * h.$
- $9 \leq b \leq 15 \text{ cm.} \rightarrow$  On prend : **b = 30 cm.**

➤ **Selon le RPA99/ version 2003 :**

- $h \geq 30$  : vérifier ,  $h = 30$  ..... (CV).
- $b \geq 20$  : vérifier ,  $b = 30$  ..... (CV).
- $\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 < 4$  ..... (CV).

Donc on choisit une section de la poutre palière (**b \* h=30\*30**) cm<sup>2</sup>.



**Figure.II.9.** Pré-dimensionnement de la poutre palière.

## II.7 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales et horizontales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges.

- D'après **RPA99/version 2003** :

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min (b, a)} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min (b, a)} \geq h_e / 20$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4$$

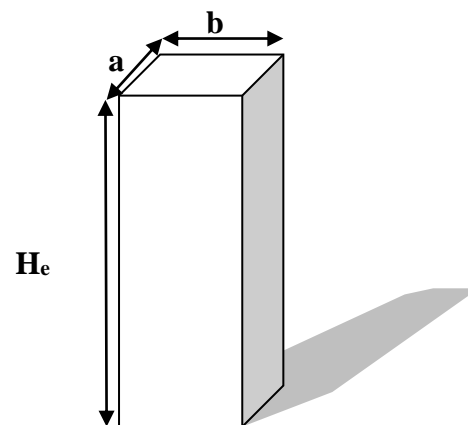


Figure II.10 Dimensionnement d'un poteau

- D'après les règles **BAEL91** :

L'effort normal ultime agissant sur un poteau (compression centré) est donné par la formule suivante :

$$\bullet \quad B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[ \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{\gamma_s (A_s / B_r)} \right]}$$

Avec :

- **B<sub>r</sub>** : section réduite du poteau, **B<sub>r</sub> = (a-0,02) (b-0,02)** en m<sup>2</sup>.
- **N<sub>u</sub>** : Effort normal maximal à l'ELU (**N<sub>u</sub>=1,35\*G+1,5\*Q**).
- **A<sub>s</sub>** : section d'armature comprimé prise en compte dans le calcul.
- **F<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend : **f<sub>e</sub>=400MPa**).
- **γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité du béton tel que : **γ<sub>b</sub> = 1,5** (situation durable ou transitoire).
- **γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité de l'acier tel que : **γ<sub>s</sub> = 1,15** (situation durable ou transitoire).

- $\alpha$  : coefficient fonction de l'élanement du poteau calculé par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0,2 \times \left( \frac{\lambda^2}{35^2} \right)} \\ \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0,6 \times \left( \frac{50^2}{\lambda^2} \right) \end{array} \right.$$

Généralement le pourcentage de l'acier est de **1%** de la section :

- $\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100}$
- $N_u \leq \alpha \times B_r \times \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right] \rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$

$$\text{Pour : } \lambda = 35 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,708 \quad \rightarrow \quad B_r \geq 0,064 * N_u$$

$$\text{Pour : } \lambda = 50 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,603 \quad \rightarrow \quad B_r \geq 0,075 * N_u$$

$N_u$  : est déterminé à partir de la descente des charges.

Pour notre cas, on adopte :  $B_r = 0,064 * N_u$ .

## II.8.Evaluation des charges et surcharges :

En terme de détermination les charges et les surcharges des éléments structuraux et les éléments secondaires, après qu'on a spécifié les dimensions de ces derniers. On évalue les valeurs dans les tableaux suivants :

### II.8.1. Les planchers :

#### a) Plancher terrasse (corps creux) :(inaccessible)

Tableau. II.1.Charge permanente due au plancher terrasse (corps creux).

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Protection en gravillons roulés	0.05	17	0.85
2-Etanchéité multicouches	...	...	0.12
3-Béton forme de pente	0.08	22	1.76
4-Isolation thermique	0.05	03	0.15
5-Plancher a corps creux	0.25	/	3.25
6-Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
		<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>6.33</b>

Surcharge d'exploitation  $Q=1 \text{ KN/m}^2$ .

## b) Plancher étage à corps creux :

Tableau. II.2. Charge permanente due au plancher étage (corps creux).

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-cloison	/	/	1.0
2-carrelage	0.02	22	0.44
3-mortier de pose	0.02	20	0.40
4-couche de sable fin	0.02	18	0.36
5-Plancher a corps creux	0.25	/	3.25
6-Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
		<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>5.65</b>

Surcharge d'exploitation :  $Q=1.5\text{KN/m}^2$ 

## c) Plancher étage dalle pleine :

Tableau. II.3. Charge permanente due au plancher étage (dalles pleines).

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-cloison	/	/	1.0
2-carrelage	0.02	22	0.44
3-mortier de pose	0.02	20	0.40
4-couche de sable fin	0.02	18	0.36
5-la dalle pleine	0.16	25	4
6-Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
		<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>6,4</b>

Surcharge d'exploitation  $Q= 1.5 \text{ KN/m}^2$ 

## II.8.2. Les balcons :

## a) Balcon terrasse :

Tableau. II.4. Charge permanente due au Balcon terrasse.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Protection en gravillons roulés	0.05	17	0.85
2-Etanchéité multicouches	0.02	06	0.12
3-Béton forme de pente	0.08	22	1.76
4-Isolation thermique	0.05	3	0.15
5-dalle pleine	0.16	25	4
6-Enduit de ciment	0.02	20	0.40
		<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>7.28</b>



Surcharge d'exploitation  $Q=1 \text{ KN/m}^2$

b) Balcon étage :

Tableau. II.5. Charge permanente due au Balcon étage.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-carrelage	0.02	22	<b>0.44</b>
2-mortier de pose	0.02	20	<b>0.40</b>
3-couche de sable	0.02	18	<b>0.36</b>
4-plancher a dalle pleine	0.16	25	<b>4</b>
5-Enduit de ciment	0.02	20	<b>0.40</b>
		<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>5.6</b>

Surcharges d'exploitation :  $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$

II.8.3. Les Murs :

a) Mur extérieurs :(épaisseur e=30cm) :

Tableau. II.6. Charge permanente due aux murs extérieurs.

	Couche & épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Enduit de plâtre 2 cm	10	0,2	
2	Brique creuse 10cm	11	1.1	
3	L'air d'air 5cm	----	----	
4	Brique creuse 15cm	11	1.65	
5	Enduit de ciment 2cm	18	0.36	
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )			<b>3.31</b>	

b) Cloison intérieure :(épaisseur e=10cm)

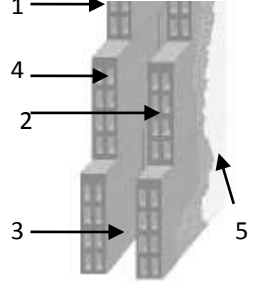
Tableau. II.7. Charge permanente due aux cloisons intérieures.

	Couche & épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Enduit de plâtre 2 cm	10	0.2	
2	Brique creuse 10cm	11	1.1	
3	Enduit de plâtre 2 cm	10	0.2	
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )			1.5	

## c) Cloisons intérieures à doubles parois :(épaisseur e=30cm)

Tableau. II.8. Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois.

	Couche et épaisseur (cm)		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	2 cm	10	0.2
2	Brique creuse	10cm	11	1.1
3	L'air	5cm	---	---
4	Brique creuse	15cm	11	1.65
5	Enduit de plâtre	2cm	10	0.2
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )				3.15



## II.8.4. Les escaliers :

## a) Palier :

Tableau. II.9. Charge permanente due au Palier.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-carrelage	0.02	22	0.44
2-mortier de pose	0.02	20	0.40
3-couche de sable fin	0.02	18	0.36
4-poids propre de palier	0.16	25	4.00
5-Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Total (KN/m <sup>2</sup> )			5.60

Surcharge d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ 

## b) La paillasse :

✓ La paillasse avec une inclinaison de  $32.92^\circ$  :Tableau. II.10. Charge permanente due au Paillasse à  $32.92^\circ$ .

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-carrelage	0.02	22	0.44
2-mortier de pose	0.02	20	0.40
3-couche de sable fin	0.02	18	0.36
4-poids propre des marches	0.085	25	2.125
5-poids propre de paillasse	0.16	$25 \times 0.16 / \cos 32.92$	4.77
6-Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Total (KN/m <sup>2</sup> )			8.49

Surcharge d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$ .

## ✓ paillasse avec une inclinaison de 48.57° :

Tableau. II.11. Charge permanente due au Paillasse à 48.57°.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-carrelage	0,02	22	<b>0.44</b>
2-mortier de pose	0.02	20	<b>0.40</b>
3-couche de sable fin	0,02	18	<b>0.36</b>
4-poids propre des marches	0.085	0.25	<b>2.125</b>
5-poids propre de paillasse	0.16	$25 \times 0.16 / \cos 48.57$	<b>6.04</b>
6-Enduit de ciment	0.02	20	<b>0.40</b>
		<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>9.765</b>

Surcharge d'exploitation :  $Q = 2.5$  (KN/m<sup>2</sup>).

## ✓ La paillasse avec une inclinaison de 34.99° :

Tableau. II.12. Charge permanente due au Paillasse à 34.99°.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-carrelage	0.02	22	<b>0.44</b>
2-mortier de pose	0.02	20	<b>0.40</b>
3-couche de sable fin	0.02	18	<b>0.36</b>
4-poids propre des marches	0.085	25	<b>2.125</b>
5-poids propre de paillasse	0.16	$25 \times 0.16 / \cos 34.99$	<b>4.88</b>
6-Enduit de ciment	0.02	20	<b>0.40</b>
		<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>8.61</b>

Surcharge d'exploitation :  $Q = 2.5$  (KN/m<sup>2</sup>).

## ✓ La paillasse avec une inclinaison de 32.21° :

Tableau. II.13. Charge permanente due au Paillasse à 32.21°.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-carrelage	0.02	22	<b>0.44</b>
2-mortier de pose	0.02	20	<b>0.40</b>

3-couche de sable fin	0.02	18	0.36
4-poids propre des marches	0.085	25	2.125
5-poids propre de paillasse	0.16	$25 \times 0.16 / \cos 32.21$	4.72
6-Enduit de ciment	0.02	20	0.40
<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>8.45</b>

Surcharge d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$ .

✓ La paillasse avec une inclinaison de  $29.53^\circ$  :

Tableau. II.14. Charge permanente due au Paillasse à  $29.53^\circ$ .

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-carrelage	0.02	22	0.44
2-mortier de pose	0.02	20	0.40
3-couche de sable fin	0.02	18	0.36
4-poids propre des marches	0.085	25	2.125
5-poids propre de paillasse	0.16	$25 \times 0.16 / \cos 29.53$	4.60
6-Enduit de ciment	0.02	20	0.40
<b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>8.33</b>

Surcharge d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$ .

### II.9.Descente des charges :

On appelle descente de charges l'opération qui consiste à calculer pour les poteaux de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

D'après le RPA les poteaux de rives et d'angles, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d'exécution, et pour leurs conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

On se limitera dans notre étude sur le calcul de la descente de charges du poteau le plus sollicité seulement.

#### La dégression des charges (D.T.R.B.C article 63) :

Pour notre cas l'ouvrage ayant une surcharge équivalente à tous les niveaux, on pourra adopter les valeurs de surcharges suivantes :

- Plancher terrasse(13) :  $Q_0$
- Étage (12) :  $Q$

- Étage (11) : 0.90 Q
- Étage (10) : 0.80 Q
- Étage (9) : 0.70 Q
- Étage (8) : 0.60 Q
- Étage (7) : 0.50 Q
- Étage (6) : 0.50Q ....jusqu'au 1<sup>ère</sup> étage.

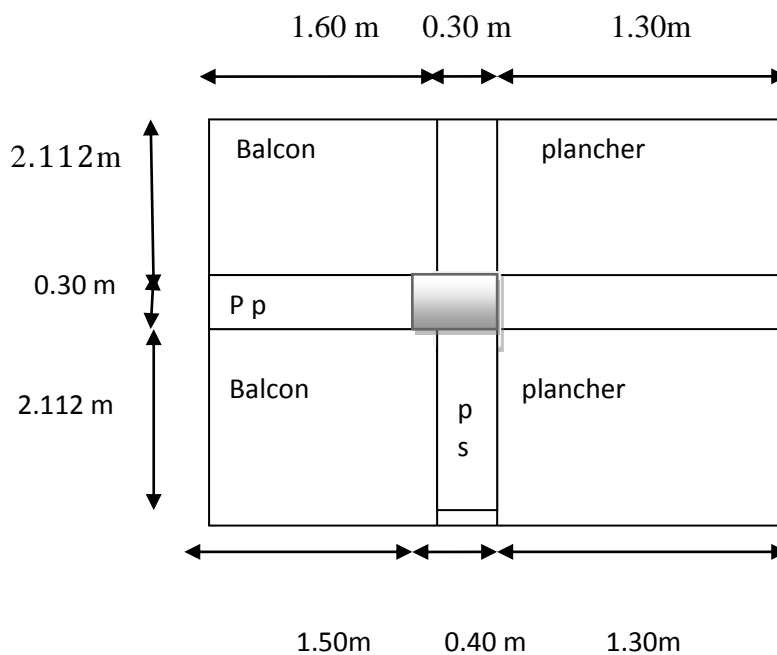
On réduite de (0.10) par étage.

Pour le dimensionnement des poteaux on fait la descente de la charge sur les poteaux les plus sollicités suivants :

- Poteau de rive ;
- Poteau d'angle ;
- Poteau central.

Et on prend la valeur max de ces poteaux.

**b. Poteau de rive (A -6) :**



**Figure.II.11.** Les sections entourant le poteau de rive.

**Détermination des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q) :**

- Acrotère :

$$G = 1.712 \text{ KN/m}$$

$$l = 4.525 \text{ m}$$

$$G = 1.712 \times 4.525 = 7.746 \text{ KN}$$

- plancher terrasse :

$$G \text{ dalle} = 6.33 \times 5.493 = 34.77 \text{KN.}$$

$$G \text{ Balcon} = 6.76 \times 7.28 = 49.212 \text{KN}$$

$$Q \text{ terrasse} = 1 \times 14.027 = 14.027 \text{KN.}$$

- **Plancher étage (9<sup>ème</sup> à 4<sup>ème</sup>) :**

$$G \text{ dalle} = 5.493 \times 5.65 = 31.035 \text{KN}$$

$$G \text{ balcon} = 6.76 \times 5.60 = 37.856 \text{KN}$$

$$Q \text{ plancher} = 1.5 \times 6.76 = 10.14 \text{KN}$$

$$Q \text{ balcon} = 3.5 \times 6.76 = 23.66 \text{KN}$$

- **Poutres secondaires :**

$$G = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 4.225 = 14.259 \text{KN/ml}$$

- **Poutres principales :**

$$G = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.8 = 9.45 \text{KN}$$

- **Poteaux :**

$$G = 0.30 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 9.18 \text{KN}$$

- **Murs extérieurs :**

$$G = 3.31 \times (4.525 \times (3.06 - 0.45)) = 39.091 \text{KN}$$

- **Plancher étage (3<sup>ème</sup> à 2<sup>ème</sup>) :**

$$G \text{ dalle} = 5.66 \times 5.65 = 31.979 \text{KN}$$

$$G \text{ balcon} = 6.71 \times 5.60 = 37.576 \text{KN}$$

$$Q \text{ plancher} = 1.5 \times 6.89 = 10.335 \text{KN}$$

$$Q \text{ balcon} = 3.5 \times 6.71 = 23.485 \text{KN}$$

- **Poutres secondaires :**

$$G = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 4.1 = 13.837 \text{KN/ml}$$

- **Poutres principales :**

$$G = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.75 = 9.281 \text{KN}$$

- **Poteaux :**

$$G = 0.50 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 15.3 \text{KN}$$

- **Murs extérieurs :**

$$G = 3.31 \times (4.5 \times (3.06 - 0.45)) = 38.875 \text{KN}$$

- **Plancher étage (1<sup>er</sup> et RDC) :**

$$G \text{ dalle} = 5.907 \times 5.65 = 33.374 \text{KN}$$

$$G \text{ balcon} = 6.355 \times 5.60 = 35.5886 \text{KN}$$

$$Q \text{ plancher} = 1.5 \times 7.1 = 10.65 \text{KN}$$

$$Q \text{ plancher} = 5 \times 7.1 = 35.5 \text{KN}$$

$$Q \text{ balcon} = 3.5 \times 6.355 = 22.242 \text{KN}$$

- **Poutres secondaires :**

$$G = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 3.974 = 13.412 \text{KN}$$

- **Poutres principales :**

$$G = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.7 = 9.112 \text{KN}$$

- **Poteaux :**

$$G = 0.50 \times 0.55 \times 3.4 \times 25 = 23.375 \text{KN}$$

➤ **Murs extérieurs :**

$$G = 3.31 \times (4.475 \times (3.4 - 0.45)) = 43.696 \text{ KN}$$

**Tableau.II.15.** Descente de charge correspond au poteau de rive.

N° du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	!chargement près dégression	
				G (KN)	Q (KN)
<b>N<sub>0</sub></b>	Plancher terrasse			34.770	
	Acrotère			7,746	
	P. Principale			9.45	
	P. Secondaire			14.259	
	Balcon			49.212	
	Charge d'exploitation	14.027	1		<b>14.027</b>
	Total			115.437	<b>14.027</b>
<b>N<sub>1</sub></b>	Venant de N <sub>0</sub>			115.437	
	Poteau			9.18	
	Murs extérieur			39.091	
	Total			163.708	<b>14.027</b>
<b>N<sub>2</sub></b>	Venant de N <sub>1</sub>			163.708	<b>14.027</b>
	Plancher étage			31.035	
	P. Principale			9.45	
	P. Secondaire			14.259	
	Balcon			37.856	
	Charge d'exploitation	33.80	1		<b>33.80</b>
	Total			256.308	<b>47.827</b>
<b>N<sub>3</sub></b>	Venant de N <sub>2</sub>			256.308	<b>47.827</b>
	Poteau			9.18	
	Murs extérieur			39.091	
	Total			316.52	<b>47.827</b>
<b>N<sub>4</sub></b>	Venant de N <sub>3</sub>			304.579	<b>47.827</b>
	Plancher étage			31.0.35	

	P. Principale			9.45	
	P. Secondaire			14.259	
	Balcon			37.856	
	Charge d'exploitation	33.80	0,9		<b>30.42</b>
	Total			397.179	<b>78.247</b>
<b>N5</b>	Venant de N4			397.179	<b>78.247</b>
	Poteau			9.18	
	Mur extérieur			39.091	
	Total			445.45	<b>78.247</b>
<b>N6</b>	Venant de N5			445.45	<b>78.247</b>
	Plancher étage			31.035	
	P. Principale			9.45	
	P. Secondaire			14.259	
	Balcon			37.856	
	Charge d'exploitation	33.80	0,8		<b>27.04</b>
	Total			538.05	<b>105.287</b>
<b>N7</b>	Venant de N6			538.05	<b>105.287</b>
	Poteau			9.18	
	Mur extérieur			39.091	
	Total			586.321	<b>105.287</b>
<b>N8</b>	Venant de N7			586.321	<b>105.287</b>
	Plancher étage			31.035	
	P. Principale			9.45	
	P. Secondaire			14.259	
	Balcon			37.856	
	Charge d'exploitation	33.80	0,7		<b>23.66</b>
	Total			678.921	<b>128.947</b>
<b>N9</b>	Venant de N8			678.921	<b>128.947</b>
	Poteau			9.18	
	Mur extérieur			39.091	
	Total			727.192	<b>128.947</b>



<b>N<sub>10</sub></b>	Venant de N <sub>9</sub>			727.192	<b>128.947</b>
	Plancher étage			31.035	
	P. Principale			9.45	
	P. Secondaire			14.259	
	Balcon			37.856	
	Charge d'exploitation	33.80	0,6		<b>20.28</b>
	Total			819.792	<b>149.227</b>
<b>N<sub>11</sub></b>	Venant de N <sub>10</sub>			819.792	<b>149.227</b>
	Poteau			9.18	
	Mur extérieur			39.091	
	Total			868.063	<b>149.227</b>
<b>N<sub>12</sub></b>	Venant de N <sub>11</sub>			868.063	<b>149.227</b>
	Plancher étage			31.979	
	P. Principale			9.281	
	P. Secondaire			13.837	
	Balcon			37.576	
	Charge d'exploitation	33.82	0,5		<b>16.91</b>
	Total			960.736	<b>166.137</b>
<b>N<sub>13</sub></b>	Venant de N <sub>12</sub>			960.736	<b>166.137</b>
	Poteau			15.3	
	Mur extérieur			38.875	
	Total			1014.911	<b>166.137</b>
<b>N<sub>14</sub></b>	Venant de N <sub>13</sub>			1050.76	<b>166.137</b>
	Plancher étage			31.979	
	P. Principale			9.281	
	P. Secondaire			13.837	
	Balcon			37.576	
	Charge d'exploitation	33.82	0,5		<b>16.91</b>
	Total			1107.584	<b>183.047</b>
<b>N<sub>15</sub></b>	Venant de N <sub>14</sub>			1143.433	<b>183.047</b>
	Poteau			15.3	
	Mur extérieur			38.875	

	Total			1197.608	<b>183.047</b>
<b>N<sub>16</sub></b>	Venant de N <sub>15</sub>			1161.759	<b>183.047</b>
	Plancher étage			33.374	
	P. Principale			9.112	
	P. Secondaire			13.412	
	Balcon			37.576	
	Charge d'exploitation	32.892	0,5		<b>16.446</b>
	Total			1255.233	<b>199.493</b>
<b>N<sub>17</sub></b>	Venant de N <sub>16</sub>			1255.233	<b>199.493</b>
	Poteau			23.375	
	Mur extérieur			43.696	
	Total			1322.304	<b>199.493</b>
<b>N<sub>18</sub></b>	Venant de N <sub>17</sub>			1322.304	<b>199.493</b>
	Plancher étage			33.374	
	P. Principale			9.112	
	P. Secondaire			13.412	
	Balcon			35.588	
	Charge d'exploitation	57.742	0,5		<b>28.871</b>
	Total			1413.79	<b>228.364</b>
<b>N<sub>19</sub></b>	Venant de N <sub>18</sub>			1413.79	<b>228.364</b>
	Poteau			23.375	
	Mur extérieur			43.696	
	<b>Total</b>			<b>1480.861</b>	<b>228.364</b>

$$N_u = 1.35G + 1.5Q ; N_{ser} = G + Q$$

$$N_u = 2341.708 \text{ KN} ; N_{ser} = 1709.225 \text{ KN}$$

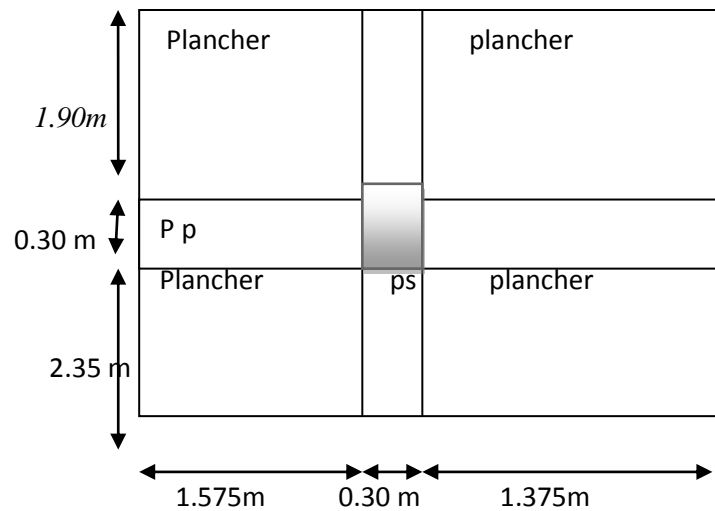
**b. Poteau central (3.H) :**Poteau (4<sup>ème</sup> à 9<sup>ème</sup> étage) : (30\*40)Poteau (2<sup>ème</sup> à 3<sup>ème</sup> étage) : (40\*50)Poteau (RDC à 1<sup>er</sup> étage) : (50\*55)

Figure.II.12. Les sections entourant le poteau central.

**Détermination des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q) :**

- **plancher terrasse :**

$$S=11.828\text{m}^2$$

$$G \text{ dalle}=6.33 \times 11.828=74.871\text{KN.}$$

$$S'=14.787$$

$$Q = 1 \times 14.787=14.787\text{KN.}$$

- **Plancher étage (9<sup>ème</sup> à 4<sup>ème</sup>) :**

$$G \text{ dalle}=11.828 \times 5.65 =66.828\text{KN}$$

$$Q \text{ plancher}= 1.5 \times 14.017=21.025\text{KN}$$

- **Poutres secondaires :**

$$G=0.30 \times 0.45 \times 25 \times 4.15=14.00\text{KN/ml}$$

- **Poutres principales :**

$$G=0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.95=9.956\text{KN}$$

- **Poteaux :**

$$G = 0.30 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 9.18\text{KN}$$

- **Murs intérieurs :**

$$G = 1.5 \times (3.99 \times (3.06-0.45)) = 15.62 \text{ KN}$$

- **Plancher étage (3<sup>ème</sup> à 2<sup>ème</sup>) :**

$$S=12.325 \text{ m}^2$$

$$G \text{ dalle}=12.325 \times 5.65 =69.636\text{KN}$$

$$S'=13.795\text{m}^2$$

$$Q \text{ plancher} = 1.5 \times 13.795 = 20.692\text{KN}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$G = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 4.05 = 13.668\text{KN/ml}$$

➤ **Poutres principales :**

$$G = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.8 = 9.45\text{KN}$$

➤ **Poteaux :**

$$G = 0.50 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 15.3\text{KN}$$

➤ **Murs intérieurs :**

$$G = 1.5 \times (3.78 \times (3.06 - 0.45)) = 14.80\text{KN}$$

• **Plancher étage (1<sup>er</sup> et RDC) :**

$$S = 11.984\text{m}^2$$

$$G \text{ dalle} = 11.984 \times 5.65 = 67.711\text{KN}$$

$$S' = 13.915\text{m}^2$$

$$Q \text{ plancher} = 1.5 \times 13.915 = 20.872\text{KN}$$

$$Q \text{ plancher} = 5 \times 13.915 = 69.575\text{KN}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$G = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 3.955 = 13.348\text{KN}$$

➤ **Poutres principales :**

$$G = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.65 = 8.943\text{KN}$$

➤ **Poteaux :**

$$G = 0.50 \times 0.55 \times 3.4 \times 25 = 23.375\text{KN}$$

**Tableau.II.16.** Descente de charge correspond au poteau central

N <sup>o</sup> du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	chargement près de dégression	
				G (KN)	Q (KN)
N <sub>0</sub>	Plancher terrasse			74.871	
	P. Principale			9.956	
	P. Secondaire			14.00	
	Charge d'exploitation	14.787	1		<b>14.787</b>
	Total			98.827	<b>14.787</b>
N <sub>1</sub>	Venant de N <sub>0</sub>			98.827	
	Poteau			9.18	
	Murs interieur			15.62	

	Total			123.627	<b>14.787</b>
<b>N<sub>2</sub></b>	Venant de N <sub>1</sub>			123.627	<b>14.787</b>
	Plancher étage			66.828	
	P. Principale			9.956	
	P. Secondaire			14.00	
	Charge d'exploitation	21.025	1		<b>21.025</b>
	Total			214.411	<b>35.853</b>
<b>N<sub>3</sub></b>	Venant de N <sub>2</sub>			214.411	<b>35.853</b>
	Poteau			9.18	
	Murs intérieur			15.62	
	Total			239.211	<b>35.853</b>
<b>N<sub>4</sub></b>	Venant de N <sub>3</sub>			239.211	<b>35.853</b>
	Plancher étage			66.828	
	P. Principale			9.956	
	P. Secondaire			14.00	
	Charge d'exploitation	21.025	0,9		<b>18.922</b>
	Total			329.995	<b>54.775</b>
<b>N<sub>5</sub></b>	Venant de N <sub>4</sub>			329.995	<b>54.775</b>
	Poteau			9.18	
	Mur intérieur			15.62	
	Total			354.795	<b>54.775</b>
<b>N<sub>6</sub></b>	Venant de N <sub>5</sub>			354.795	<b>54.775</b>
	Plancher étage			66.828	
	P. Principale			9.956	
	P. Secondaire			14.00	
	Charge d'exploitation	21.025	0,8		<b>16.82</b>
	Total			445.579	<b>71.595</b>
<b>N<sub>7</sub></b>	Venant de N <sub>6</sub>			445.579	<b>71.595</b>
	Poteau			9.18	
	Mur intérieur			14.00	
	Total			468.759	<b>71.595</b>

<b>N<sub>8</sub></b>	Venant de N <sub>7</sub>			468.759	<b>71.595</b>
	Plancher étage			66.828	
	P. Principale			9.956	
	P. Secondaire			14.00	
	Charge d'exploitation	21.025	0,7		<b>14.717</b>
	Total			559.543	<b>86.312</b>
<b>N<sub>9</sub></b>	Venant de N <sub>8</sub>			559.543	<b>86.312</b>
	Poteau			9.18	
	Mur inintérieur			15.62	
	Total			584.343	<b>86.312</b>
<b>N<sub>10</sub></b>	Venant de N <sub>9</sub>			584.343	<b>86.312</b>
	Plancher étage			66.828	
	P. Principale			9.956	
	P. Secondaire			14.00	
	Charge d'exploitation	21.025	0,6		<b>12.615</b>
	Total			675.127	<b>98.927</b>
<b>N<sub>11</sub></b>	Venant de N <sub>10</sub>			675.127	<b>98.927</b>
	Poteau			9.18	
	Mur extérieur			15.62	
	Total			699.927	<b>149.227</b>
<b>N<sub>12</sub></b>	Venant de N <sub>11</sub>			699.927	<b>149.227</b>
	Plancher étage			69.636	
	P. Principale			9.45	
	P. Secondaire			13.668	
	Charge d'exploitation	20.692	0,5		<b>10.346</b>
	Total			792.681	<b>159.573</b>
<b>N<sub>13</sub></b>	Venant de N <sub>12</sub>			792.681	<b>159.573</b>
	Poteau			15.3	
	Mur intérieur			14.80	
	Total			822.781	<b>159.573</b>
<b>N<sub>14</sub></b>	Venant de N <sub>13</sub>			822.781	<b>159.573</b>
	Plancher étage			69.636	

	P. Principale			9.45	
	P. Secondaire			13.668	
	Charge d'exploitation	20.692	0,5		<b>10.346</b>
	Total			915.535	<b>169.919</b>
<b>N<sub>15</sub></b>	Venant de N <sub>14</sub>			915.535	<b>169.919</b>
	Poteau			15.3	
	Mur intérieur			14.80	
	Total			945.635	<b>169.919</b>
<b>N<sub>16</sub></b>	Venant de N <sub>15</sub>			945.635	<b>169.919</b>
	Plancher étage			67.711	
	P. Principale			8.943	
	P. Secondaire			13.348	
	Charge d'exploitation	20.873	0,5		<b>10.437</b>
	Total			1035.637	<b>180.355</b>
<b>N<sub>17</sub></b>	Venant de N <sub>16</sub>			1035.637	<b>180.355</b>
	Poteau			23.375	
	Total			1059.012	<b>180.355</b>
<b>N<sub>18</sub></b>	Venant de N <sub>17</sub>			1059.012	<b>180.355</b>
	Plancher étage			67.711	
	P. Principale			8.943	
	P. Secondaire			13.348	
	Charge d'exploitation	69.575	0,5		<b>34.787</b>
	Total			1149.014	<b>215.142</b>
	Venant de N <sub>18</sub>			1149.014	<b>215.142</b>
	Poteau			23.375	
<b>N<sub>19</sub></b>	<b>Total</b>			<b>1172.389</b>	<b>215.142</b>

$$N_u = 1.35G + 1.5Q ; N_{ser} = G + Q$$

$N_u = 1905.438$ ;  $N_{ser} = 1387.531$  KN

### Poteau d angle (A.1)

- **Acrotère :**

$$G = 1.712 \text{ KN/m}$$

$$l = 4.525 \text{ m}$$

$$G = 1.712 \times 4.7 = 8.046 \text{ KN}$$

- **plancher terrasse :**

$$S = 3.78 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{ dalle }} = 6.33 \times 3.78 = 23.927 \text{ KN.}$$

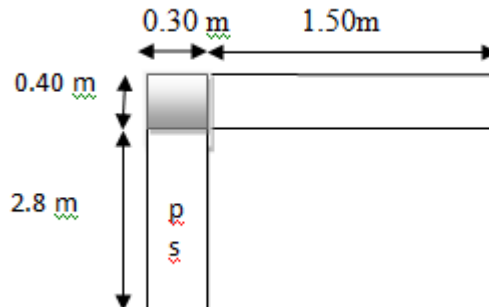


Figure.II.13. Les sections entourant le poteau d'angle.

$$S' = 4.64 \text{ m}^2$$

$$Q = 1 \times 4.64 = 4.64 \text{ KN.}$$

- **Plancher étage (8<sup>ème</sup> à 4<sup>ème</sup>) :**

$$G_{\text{ dalle }} = 3.78 \times 5.65 = 21.357 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{ plancher }} = 1.5 \times 3.78 = 5.67 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires :**

$$G = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.6 = 8.775 \text{ KN/ml}$$

- **Poutres principales :**

$$G = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 1.4 = 4.725 \text{ KN}$$

- **Poteaux :**

$$G = 0.30 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 9.18 \text{ KN}$$

- **Murs extérieurs :**

$$G = 3.31 \times (3.375 \times (3.06 - 0.45)) = 29.156 \text{ KN}$$

- **Plancher étage (3<sup>ème</sup> à 2<sup>ème</sup>) :**

$$S = 3.83 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{ dalle }} = 3.83 \times 5.65 = 21.639 \text{ KN}$$

$$S' = S$$

$$Q_{\text{ plancher }} = 1.5 \times 3.83 = 5.745 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires :**

$$G = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.55 = 8.606 \text{ KN/ml}$$

- **Poutres principales :**

$$G = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 1.3 = 4.388 \text{ KN}$$

- **Poteaux :**

$$G = 0.50 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 15.3 \text{ KN}$$



➤ **Murs extérieurs :**

$$G = 3.31 \times (3.25 \times (3.06 - 0.45)) = 28.077 \text{ KN}$$

• **Plancher étage (1<sup>er</sup> et RDC) :**

$$S = 3.973 \text{ m}^2$$

$$G \text{ dalle} = 3.973 \times 5.65 = 22.447 \text{ KN}$$

$$S' = S$$

$$Q \text{ plancher} = 1.5 \times 3.973 = 5.96 \text{ KN}$$

$$Q \text{ plancher} = 5 \times 3.973 = 19.865 \text{ KN}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$G = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.525 = 8.522 \text{ KN}$$

➤ **Poutres principales :**

$$G = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 1.25 = 4.219 \text{ KN}$$

➤ **Poteaux :**

$$G = 0.50 \times 0.55 \times 3.4 \times 25 = 23.375 \text{ KN}$$

➤ **Murs extérieurs 1<sup>er</sup> :**

$$G = 3.31 \times (2.525 \times (3.4 - 0.45)) = 24.655 \text{ KN}$$

➤ **Murs extérieurs RDC :**

$$G = 3.31 \times (3.775 \times (3.4 - 0.45)) = 36.860 \text{ KN}$$

**Tableau.II.17.** Descente de charge correspond au poteau d'angle.

N <sup>o</sup> du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	chargement près dégression	
				G (KN)	Q (KN)
N <sub>0</sub>	Plancher terrasse			23.927	
	Acrotère			8.046	
	P. Principale			4.725	
	P. Secondaire			8.775	
	Charge d'exploitation	4.64	1		<b>4.64</b>
	Total			45.473	<b>4.64</b>
N <sub>1</sub>	Venant de N <sub>0</sub>			45.473	
	Poteau			9.18	
	Murs extérieur			29.156	
	Total			83.809	<b>4.64</b>
N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub>			83.809	<b>4.64</b>
	Plancher étage			21.357	

	P. Principale			4.725	
	P. Secondaire			8.775	
	Charge d'exploitation	5.67	1		<b>5.67</b>
	Total			118.666	<b>10.31</b>
<b>N<sub>3</sub></b>	Venant de N <sub>2</sub>			118.66	<b>10.31</b>
	Poteau			9.18	
	Murs extérieur			29.156	
	Total			157.002	<b>10.31</b>
<b>N<sub>4</sub></b>	Venant de N <sub>3</sub>			157.002	<b>10.31</b>
	Plancher étage			21.357	
	P. Principale			4.725	
	P. Secondaire			8.775	
	Charge d'exploitation	5.67	0,9		<b>5.103</b>
	Total			191.829	<b>15.413</b>
<b>N<sub>5</sub></b>	Venant de N <sub>4</sub>			191.829	<b>15.413</b>
	Poteau			9.18	
	Mur extérieur			29.156	
	Total			230.195	<b>15.413</b>
<b>N<sub>6</sub></b>	Venant de N <sub>5</sub>			230.195	<b>15.413</b>
	Plancher étage			21.357	
	P. Principale			4.725	
	P. Secondaire			8.775	
	Charge d'exploitation	5.67	0,8		<b>4.536</b>
	Total			265.052	<b>19.949</b>
<b>N<sub>7</sub></b>	Venant de N <sub>6</sub>			265.052	<b>71.595</b>
	Poteau			9.18	
	Mur extérieur			29.156	
	Total			303.388	<b>19.949</b>
<b>N<sub>8</sub></b>	Venant de N <sub>7</sub>			303.388	<b>19.949</b>
	Plancher étage			21.357	
	P. Principale			4.725	

	P. Secondaire			8.775	
	Charge d'exploitation	5.67	0,7		<b>3.969</b>
	Total			338.245	<b>23.918</b>
<b>N<sub>9</sub></b>	Venant de N <sub>8</sub>			338.245	<b>23.918</b>
	Poteau			9.18	
	Mur extérieur			29.156	
	Total			376.581	<b>23.918</b>
<b>N<sub>10</sub></b>	Venant de N <sub>9</sub>			376.581	<b>23.918</b>
	Plancher étage			21.357	
	P. Principale			4.725	
	P. Secondaire			8.775	
	Charge d'exploitation	5.67	0,6		<b>3.402</b>
	Total			411.438	<b>27.32</b>
<b>N<sub>11</sub></b>	Venant de N <sub>10</sub>			411.438	<b>27.32</b>
	Poteau			9.18	
	Mur extérieur			29.156	
	Total			449.774	<b>27.32</b>
<b>N<sub>12</sub></b>	Venant de N <sub>11</sub>			449.774	<b>27.32</b>
	Plancher étage			21.639	
	P. Principale			4.388	
	P. Secondaire			8.606	
	Charge d'exploitation	5.745	0,5		<b>2.873</b>
	Total			484.407	<b>30.192</b>
<b>N<sub>13</sub></b>	Venant de N <sub>12</sub>			484.407	<b>30.192</b>
	Poteau			15.3	
	Mur intérieur			28.077	
	Total			527.784	<b>30.192</b>
<b>N<sub>14</sub></b>	Venant de N <sub>13</sub>			527.784	<b>30.192</b>
	Plancher étage			21.639	
	P. Principale			4.388	
	P. Secondaire			8.606	
	Charge d'exploitation	5.745	0,5		<b>2.873</b>

	Total			562.417	<b>33.065</b>
<b>N<sub>15</sub></b>	Venant de N <sub>14</sub>			562.417	<b>33.065</b>
	Poteau			15.3	
	Mur extérieur			28.077	
	Total			605.794	<b>33.065</b>
<b>N<sub>16</sub></b>	Venant de N <sub>15</sub>			605.794	<b>33.065</b>
	Plancher étage			22.447	
	P. Principale			4.219	
	P. Secondaire			8.522	
	Charge d'exploitation	5.96	0,5		<b>2.98</b>
	Total			640.982	<b>36.045</b>
<b>N<sub>17</sub></b>	Venant de N <sub>16</sub>			640.982	<b>36.045</b>
	Poteau			23.375	
	Mur extérieur			24.655	
	Total			689.012	<b>36.045</b>
<b>N<sub>18</sub></b>	Venant de N <sub>17</sub>			1023.112	<b>36.045</b>
	Plancher étage			22.447	
	P. Principale			4.219	
	P. Secondaire			8.522	
	Charge d'exploitation	19.865	0,5		<b>9.933</b>
	Total			724.2	<b>45.978</b>
<b>N<sub>19</sub></b>	Venant de N <sub>18</sub>			724.2	<b>45.978</b>
	Poteau			23.375	
	Mur extérieur			36.860	
	<b>Total</b>			<b>784.435</b>	<b>45.978</b>

$$N_u = 1.35G + 1.5Q ; N_{ser} = G + Q$$

$$N_u = 1127.954 \text{ KN} ; N_{ser} = 830.413 \text{ KN.}$$

**II.9.1. Calcul des sections des poteaux:**

Après la descente des charges on trouve que le poteau le plus sollicité est le poteau rive

Pour une section carrée  $B_r = (a - 0.02)^2$ , alors ;  $a = \sqrt{B_r} + 0.02$

$$\beta = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \dots \dots \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0.85 \times \left(\frac{\lambda^2}{1500}\right) \dots \dots \dots 50 \leq \lambda \leq 70$$

On fixe un élancement mécanique  $\lambda = 35$  ;  $B_r = 0.064 N_u$  ;

- **Poteau rive:**

**Tableau. II.18.** sections de poteau rive.

Etage	$N_u$ (KN)	$B_r$	a (m)	B (cm <sup>2</sup> )
9	242.046	0.015	0.142	(30×40)
8	499.042	0.031	0.196	(30×40)
7	718.728	0.045	0.232	(30×40)
6	949.464	0.060	0.264	(30×40)
5	1175.129	0.075	0.293	(30×40)
4	1395.725	0.089	0.318	(30×40)
3	1619.335	0.103	0.340	(40×50)
2	1891.341	0.121	0.367	(40×50)
1	2084.349	0.133	0.384	(50×55)
RDC	2341.708	0.149	0.460	(50×55)

**II.9.2. Vérification au flambement :**

D’après les règles de BAEL91, l’élancement géométrique  $\lambda$  est donné par la relation suivante :  $\lambda = I_f / i$

$$i = b / \sqrt{12} \dots \dots \dots \lambda = 0.50 \times I_0 \times b / \sqrt{12}$$

Le tableau suivant représente les valeurs de  $\lambda$  de chaque section :

**Tableau. II.19.** Vérification au flambement.

(b×h)	$L_0$	$\lambda$	$\lambda < 50$
(30×40)	3.06	17.79	CV
(40×50)	3.06	13.25	CV
(50×55)	3.40	11.80	CV

**Vérification vis-à-vis de RPA99/V2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

Pour RDC et 1<sup>er</sup> étage :

- $b > \frac{he}{20} \rightarrow b_{min} = 50\text{cm} > \frac{340}{20} = 17\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < \frac{50}{55} = 0.90 < 4 \dots\dots\dots \text{CV.}$

Pour 2<sup>ème</sup> à 3<sup>ème</sup> étage :

- $b > \frac{he}{20} \rightarrow b_{min} = 40\text{cm} > \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < \frac{40}{50} = 0.80 < 4 \dots\dots\dots \text{CV.}$

Pour 4<sup>ème</sup> à 9<sup>ème</sup> étage :

- $b > \frac{he}{20} \rightarrow b_{min} = 30\text{cm} > \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < \frac{30}{40} = 0.75 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

Donc, on adopte les sections des poteaux précédentes.

### III. Etude des éléments secondaire

#### III. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. L'étude de ces élément et indépendante de l'action sismique, mais ils sont considères comme dépendant de la géométrie du structure.

Dans ce chapitre on calcule les éléments non structuraux suivant :

- ❖ L'acrotère.
- ❖ Balcon.
- ❖ Plancher.
- ❖ Escalier.

#### III.1. Acrotère :

##### III.1.1 définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastree à sa base soumise à son poids propre et a une surcharge horizontale et réalise en béton arme. Le calcule se fera en flexion composé au niveau de la section d'encastrement qui se trouve à la base pour une bonde de 1m linéaire L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, il doit être vérifié à l'ELS

Il a pour rôle de :

- ❖ Protection d'étanchéité.
- ❖ Servant comme garde-corps.
- ❖ Entretien des façades.

### III.1.2 Dimensions et modélisation de l'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.1) :

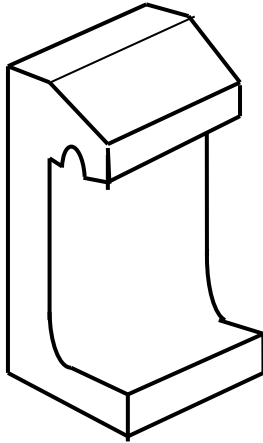


Figure.III.1.1.Schéma descriptif de l'acrotère.

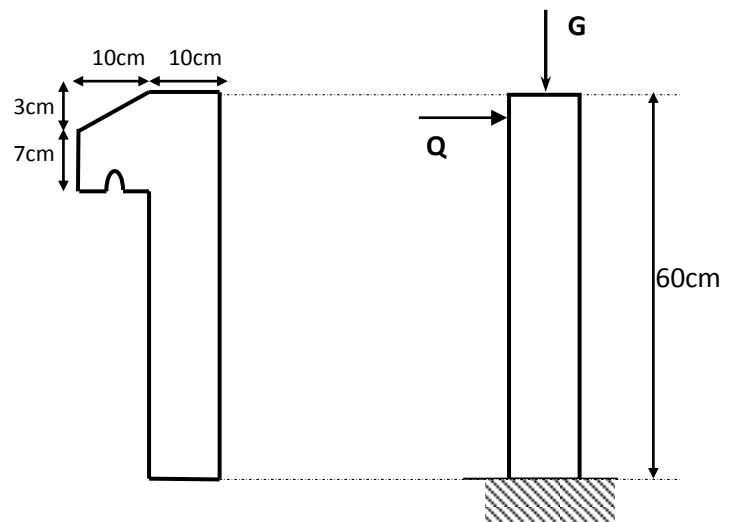


Figure.III.1.2.Coupe transversal.

### III.1.3. Principe de calcul :

Le calcul se fera pour une bande de 1m linéaire.

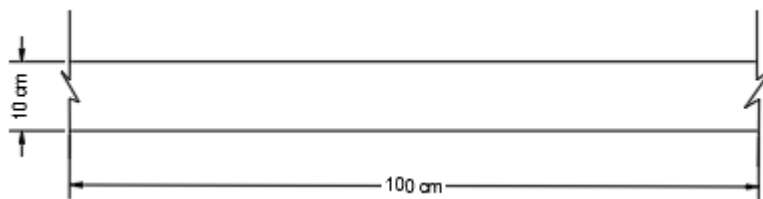


Figure III.1.3 Coupe longitudinale

#### a. Évaluation des charges :

##### ➤ Charge Permanente :

$$S = 0,6 \times 0,1 + 0,07 \times 0,1 + \frac{0,03 \times 0,1}{2} = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \rho_b = 0,0685 \times 25 = 1,712 \text{ KN/ml}$$

##### ➤ Charge d'exploitation :

Due à la main courante de la personne

$$Q = 1 \text{ KN /ml}$$



**b. Détermination de l'effort due au séisme :**

D'après le RPA 99 V 2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

$A = 0,15$ .....  $A$  : coefficient d'accélération de zone (zone II)

$C_p = 0,8$ .....  $C_p$  : facteur de force horizontale

$w_p = 1,712 \text{ KN/ml}$  .....  $W_p$  : poids de l'acrotère

$$F_p = 4 \times 1,712 \times 0,8 \times 0,15 = 0,822 \text{ KN/ml}$$

**Tableau III-1.1** Evaluation des moments et efforts tranchants

Pour G	$N_G = 1,712 \text{ KN/ml}$	$M_G = 0$	$T_G = 0$
Pour Q	$N_Q = 0$	$M_Q = H \cdot Q = 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN/ml}$	$T_Q = Q = 1 \text{ KN/ml}$
Pour $F_p$	$N_{F_p} = 0$	$M_{F_p} = 0,6 \times 0,822 = 0,493 \text{ KN/ml}$	$T_{F_p} = F_p = 0,822 \text{ KN/ml}$

$$Q_1 = \max(F_p, Q) \text{ donc } Q_1 = 1 \text{ KN/ml}$$

On a :  $Q > F_p$  ; alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations  $W_p, F_p$ .

- Poids propre :  $N_G = 1,712 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- Surcharge :  $Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- Un moment :  $M_{Q1}(Q) = 0,6 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- Un effort tranchant :  $T_{Q1} = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .

➤ **Moment et les efforts normaux :**

Calcul à ELU :

- $N_u = 1,35 * W_G = 1,35 * 1,712 = 2,31 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$ .
- $M_u = 1,5 * M_{Q1} = 1,5 * 0,6 = 0,9 \frac{\text{KN.m}}{\text{m}}$ .
- $T_u = 1,5 * T_{Q1} = 1,5 * 1 = 1,5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .

Calcul à ELS :

- $N_s = W_G = 1,712 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$ .
- $M_s = M_{Q1} = 0,6 \frac{\text{KN.m}}{\text{m}}$ .
- $T_u = T_{Q1} = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .

Tableau III-1.2 Evaluation des sollicitations

	$N \left( \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$	$M \left( \frac{\text{KN.m}}{\text{m}} \right)$	$T \left( \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$
<b>ELU</b>	2,31	0,9	1,5
<b>ELS</b>	1,712	0,6	1

➤ **Ferrailage**

✓ **L'excentricité :**

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,0166 \text{ m} = 1,66 \text{ cm} \quad e_0 : \text{limite du noyau central}$$

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,31} = 0,389 \text{ m} = 38,9 \text{ cm} \quad e_1 : \text{l'excentricité du premier ordre}$$

$e_1 > e_0$  Donc le centre de pression est à l'extérieur du noyau central et la section est partiellement comprimée

✓ **Calcul de l'élancement :**

D'après CBA93, l'article B.8.3.2 :

- $L_f = 2 * L_0 = 2 * 0,60 = 1,2 \text{ m}$  ..... (cas d'une console).
- $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  avec:  $I = \frac{b \times h^3}{12}$ ,  $B = b * h$ .
- $i = 0,03$ .
- $\lambda_x = \frac{L_f}{i} = \frac{1,2}{0,03} = 40$

$L_f$  : la longueur de flambement.

$h$  : l'épaisseur de l'acrotère.

$\lambda$  : L'élancement.

$$\lambda = \text{Max} [50, \text{Min} (67 * \frac{e_1}{h}, 100)].$$

$\lambda = 100$ .

$\lambda_x < \lambda = 100 \rightarrow$  Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

**c. L'excentricité additionnelle :**

$$e = e_1 + e_2$$

$e_1$  : Excentricité de la résultante.  $e_1 = e_0 + e_a$ .

$e_2$  : Excentricité dus aux effets de second ordre.

$e_a$  : Excentricité additionnelle.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{60}{250}\right) \rightarrow e_a = 2cm$$

$$e_2 = (3l_f^2 \times \frac{1}{10000h}) \times (2 + \alpha\phi)$$

$$l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1.2m$$

$$\alpha = 0$$

$$\text{Donc ; } e_2 = (3(1.2)^2 / 10000(0.1) (2 + 0)) \Rightarrow e_2 = 0.864 \text{ cm}$$

$$e = 38.9 + 2 + 0.864 = 40.91cm$$

➤ **Calcul du coefficient de Majoration :**

$$\delta_f = \begin{cases} \min\left[1 + 0,15\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \cdot \frac{h}{e_0}; 1,4\right] & \text{si } \frac{e_0}{h} > 0,75 \\ 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \frac{e_0}{h} \leq 0,75 \end{cases} \quad [\text{Art - A4.3.5 BAEL91}]$$

$$e_0/h = 0.389/0.1 = 3.89 > 0.75$$

$$\text{Donc : } \delta_f = \min(1.05; 1.4) = 1.05 m$$

Avec :

- $\gamma_f$  : coefficient de majoration.

On trouve que  $\gamma_f = 1,05$ .

➤ **Sollicitations majorées :**

**ELU :**

- $N'_u = [\gamma_f * N_u] * 1 = 2,42 \text{ KN.}$
- $M'_u = [\gamma_f * M_u] * 1 = 0.945 \text{ KN.m.}$

ELS :

- $N'_s = [N_s] * 1 = 1,712 \text{ KN.}$
- $M'_s = [M_s] * 1 = 0,6 \text{ KN. m.}$

On résume les résultats précédents dans le tableau suivant :

**Tableau III-1.3** Evaluation des sollicitations après majoration

ELU		ELS	
$N'_u = [\gamma_f * N_u] * 1$	$M'_u = [\gamma_f * M_u] * 1$	$N'_s = [N_s] * 1$	$M'_s = [M_s] * 1$
2,42	0.945	1,712	0,6

➤ **Ferraillage :**

En flexion composée, le calcul des sections partiellement comprimées, sera assimilé au calcul à la flexion simple avec un moment fictif :

- $M_{uf} = M'_u + N'_u * \left(d - \frac{h}{2}\right)$ , Avec:  $d = 8 \text{ cm.}$
- $M_{uf} = 0.945 + 2.42 * \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 1,017 \text{ KN. m.}$

➤ **Calcul en flexion simple :**

- $\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{1,017 * 10^6}{1000 * 80^2 * 14,2} = 0,0111$
- $\mu_l = 0,186 > 0,0111 \rightarrow A_{sc} = 0 \rightarrow$  (Pas d'acier comprimé).
- $f_{su} = \frac{f_e}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$
- $\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right)$
- $\mu_{bu} = 0,0111 \rightarrow \alpha = 0,013.$
- $Z = d * (1 - 0,4 * \alpha) = 7,958 \text{ cm.}$
- $A_{sf} = \frac{M_{uf}}{Z * f_{su}} = \frac{1,017 * 10^6}{79,58 * 348} = 0,36 \text{ cm}^2.$
- $A_{su} = A_{sf} - \frac{N'_u}{f_{su}} = 0,29 \text{ cm}^2.$

➤ **Calcul de la section à l'ELS :**

$$N'_s = 1,712 \text{ KN.}$$

$$M'_s = 0,6 \text{ KN. m.}$$

✓ **La contrainte du béton :**

- $\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

✓ **La contrainte de l'acier :**

La Fissuration et considérée préjudiciable.

- $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} * f_e ; 110 \times \sqrt{\eta * f_{tj}} \right].$

- $\eta = 1,6.$

- $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} * 400 ; 201,63 \right].$

- $\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa.}$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

- $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,712} = 0,35 \text{ m.}$

- $e^0 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 0,0167 \text{ cm.}$

$e_s > e_0$ , Le centre de pression se trouve dans la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression, Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

➤ **Évaluation des moments aux niveaux des armatures tendus :**

- $M_{sa} = M'_s + N'_s * \left( d - \frac{h}{2} \right), \text{ Avec: } d = 8 \text{ cm.}$

- $M_{sa} = 0,6 + 1,712 * \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,65 \text{ KN. m.}$

➤ **Calcul du moment limite du service M :**

$$x = 15 * \sigma_{bc} * \frac{d}{15 * \sigma_{bc} + \sigma_{st}}$$

$$x = 0,042 \text{ m.}$$

$$z = d - \frac{x}{3}$$

$$z = 0,066 \text{ m.}$$

$$M_l = 0,5 * b * x * z * \sigma_{bc}$$

$$M_l = 20,79 \text{ KN. m.}$$

$$M_{sa} < M_l, \text{ donc : } A' = 0,00 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \left( \frac{1}{\sigma_{sc}} \right) * \left[ \left( \frac{M_{sa}}{Z} \right) - N'_s \right].$$

$$A_s = \left( \frac{1}{201,63} \right) * \left[ \left( \frac{0,6 * 10^6}{66} \right) - 1,712 * 10^3 \right].$$

$$A_s = 0,45 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}.$$

➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

On a:

- $A_{smin} \geq \frac{0,23 * b * d * ft^{28}}{f_e} = 0,966 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}.$

Donc :

- $A_s > \max[A_s, A_u, A_{smin}] . \rightarrow A_s > \max[0,45; 0,29; 0,966] . \rightarrow A_s \geq 0,966 \text{ cm}^2.$

Nous adoptons un ferrailage symétrique :  $A_{s \text{ adopté}} \rightarrow 4\text{HA8} = 2,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$  espacée de **25 cm**.

➤ **L'armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2.$$

On adopte  $A_r \rightarrow 3\text{HA8} = 1,51 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **25 cm**.

➤ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  et  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ .

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = K * Y_{ser}.$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}.$$

➤ **Position de centre de pression c :**

**C :** C'est la distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

**Y<sub>c</sub> :** La distance de l'axe neutre au centre de pression.

$$C = \frac{h}{2} - e_s = 5 - 35 \rightarrow C = -30 \text{ cm}.$$

**Y<sub>1</sub> :** La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section.

$C < 0 \rightarrow$  Il est situé à l'extérieur de la section au-dessus de la fibre supérieure.

Avec :

$$\frac{b \times y^2}{2} + n * (A_s + A'_s) * y - n * (d * A_s - d' * A'_s) = 0, \text{ avec: } A'_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Après la solution de l'équation on trouve :  $y = 1,915 \text{ cm}$ .

$$I = \frac{b_0 * y^3}{3} + n * A_s * (d - y)^2.$$

$$I = \frac{1 * 1,915^3}{3} + 15 * 2,01 * (8 - 1,915)^2 = 1337,65 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,65 * 10^6}{1337,65 * 10^4} = 0,048 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}.$$

➤ La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K * Y_{ser} = 0,919 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 0,919 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV}).$$

➤ La contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = K * n * (d - y) = 43,812 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{st} = 43,812 \text{ MPa} \leq \sigma_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV}).$$

➤ Vérification au cisaillement :

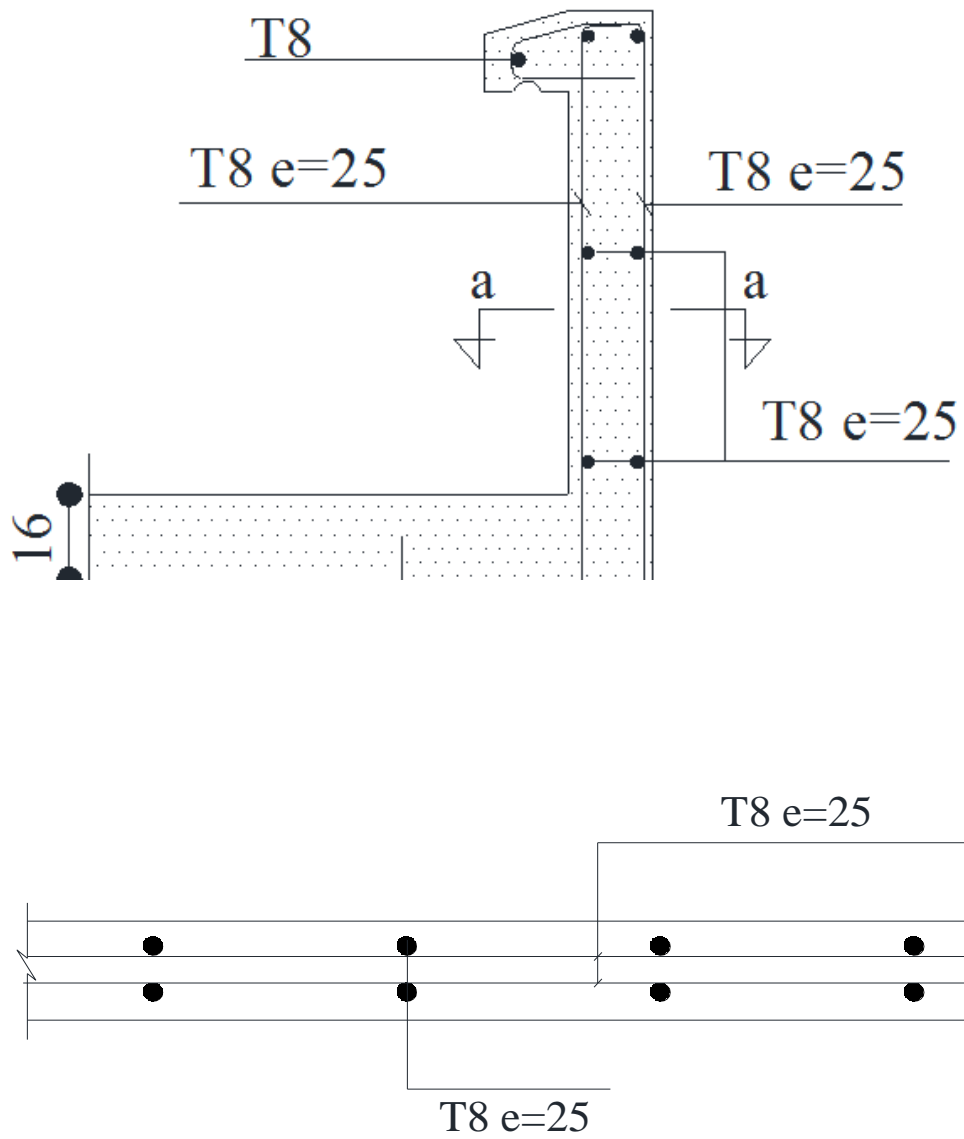
$$\tau'_u = \min \left[ \frac{0,15 * f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}.$$

$$T_u = Q * 1,5 * 1 = 1,5 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{1,5 * 10^3}{1000 * 80} = 0,0187 \text{ Mpa}.$$

$\tau_u < \tau'_u \rightarrow$  La condition est vérifiée.

## ➤ Schéma de Ferrailage :

**Figure III.1.4** Ferrailage de l'acrotère



### III.2 Etude du balcon :

#### III.2.1 Introduction :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme une console et ferrailé en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente **G** (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre **P** (poids propre des murs), et une charge d'exploitation **Q**.

Dans notre cas on a trois types des balcons.

- 2 types de balcons encastres sur **deux** côtés.
- balcons encastres sur **trois** côtés

#### Type I : Balcons encastres sur deux côtés :

- $l_x = 1,9m$  ;  $l_y = 1,4m$ .

Après le pré-dimensionnement, on a obtenu que le **type I** :  $e = 16\text{ cm}$ .

➤ **Evaluation des charges** : le calcul se fait sur une bonde de **1m**.

- $G = 5,6 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- $Q = 3,5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- $p = 1,5 * 1,00 = 1,5\text{KN/ml}$

➤ **Sollicitation de calcul** :

ELU :

- $q_u = 1,35 * G + 1,5 * Q = 12,81 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- $p_u = 1,35 * P = 2,025\text{ KN}$ .

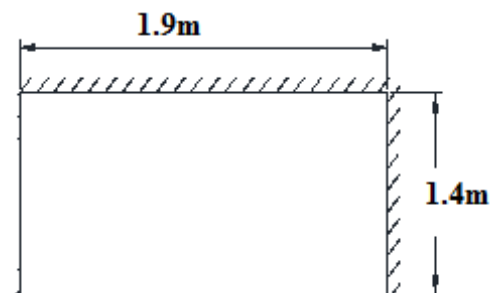


Figure III.2.1 Schéma du balcon encastree sur deux côtés.

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

**Tableau. III.2.1.**les résultats des efforts a l'ELU.

ELU	X(m)	Y(m)	M <sub>xx</sub>
<b>Sur appui</b>	0.00	1.4	-10.35
<b>En travée</b>	1.42	1.40	1.63
	X(m)	Y(m)	M <sub>yy</sub>
<b>Sur appui</b>	1.90	0.00	-10.26
<b>En travée</b>	1.90	0.98	0.37
	X(m)	Y(m)	T <sub>zx</sub>
<b>Min</b>	0.00	1.40	-36.70
<b>Max</b>	1.90	1.40	6.32
	X(m)	Y(m)	T <sub>zy</sub>
<b>Min</b>	1.90	0.00	-28.63
<b>Max</b>	0.00	0.98	9.04

**ELS :**

- $q_s = G + Q = 9.1 \frac{KN}{ml}$ .
- $p_s = 1.50 KN$ .

Selon SOCOTEC les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

**Tableau.III.2.2** .les résultats des efforts a l'ELS.

ELS	X(m)	Y(m)	M <sub>xx</sub>
Sur appui	0.00	1.40	-7.74
En travée	1.42	1.40	1.27
	X(m)	Y(m)	M <sub>yy</sub>
Sur appui	1.90	0.00	-7.57
En travée	0.00	0.00	0.23
	X(m)	Y(m)	T <sub>zx</sub>
Min	0.00	1.40	-26.99
Max	1.9	1.40	4.24
	X(m)	Y(m)	T <sub>zy</sub>
Min	1.90	0.00	-21.14
Max	0.00	0.98	7.05

### III.2.2. Calcul du Ferrailage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul donc à l'ELS et l'ELU.

**ELU :**

On a :

- $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,6 \text{ cm.}$

Donc :

- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1 \text{ cm.}$

Calcul de  $d_x$  et  $d_y$  :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_y}{2} = 16 - 2 - 0.5 = 13.5 \text{ cm.}$
- $d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 12.5 \text{ cm.}$

Avec :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$
- $\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$
- $z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$
- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$
- $A_{smin} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$

Les résultats du ferrailage sont obtenus dans le tableau suivant :

**Tableau. III.2.3.**Résultats du ferrailage du balcon type 1.

Section	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>Mu(KN.m)</b>	-10.35	1.63	-10.26	0.37
<b>B(m)</b>	1	1	1	1
<b>d(m)</b>	13.5	13.5	12.5	12.5
<b><math>\mu</math></b>	0.0399	0.0068	0.0462	0.0017
<b>A</b>	0.0510	0.0085	0.0592	0.0021
<b>Z(cm)</b>	13.22	13.45	12.21	12.49
<b><math>A_s(\text{cm}^2)</math></b>	2.25	0.38	2.42	0.09
<b><math>A_s(\text{Min})</math></b>	1.63	1.63	1.51	1.51

$A_s$ adopt(cm <sup>2</sup> )	4T10=3.14		4T10=3.14	
$S_t$ (cm)	25cm	25cm	25cm	25cm
$S_{t_{max}}$ (cm)	33	33	48	48

❖ **Espacement :**

➤ **Sens y-y :**

$$S_t \leq \min(4.h; 45\text{cm})$$

$$S_t = \min(64; 45\text{cm}) \text{ cm}$$

➤ **Sens x-x :**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm})$$

$$S_t = \min(48; 33\text{cm})$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = 36.70\text{KN} \quad , \quad V_{uy} = 28.63 \text{ KN.}$$

- $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left[ 0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \text{ Fissuration préjudiciable.}$
- $\tau_{ux} = 0,27 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV})$
- $\tau_{uy} = 0,23 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV})$

➤ **L'armature de répartition :**

- $A_{rx} = \frac{A_s}{4} = 0,79 \text{ cm}^2.$

- $A_{ry} = \frac{A_s}{4} = 0,79 \text{ cm}^2.$

On adopte  $A_{rx}(4T8)$ ,  $A_{ry}(4T8)$  avec un espacement de 25 cm.

➤ **Vérification à l'E.L. S :**

Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * [(A_s * (d - y)^2 + A'_s * (y - d')]. \text{BAEL 91}$

On a :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2$

Avec :

- $Y$  : est la solution de l'équation suivante :  $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
- $D = \frac{15 \cdot A_{st}}{b}$
- $E = 2 \cdot d \cdot D$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y = K \cdot Y$
- $\sigma_{st} = 15 \cdot K \cdot (d - y)$

**Tableau III-2.4** Vérification des contraintes à l'ELS du balcon type 1

ELS	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
$M_{ser}(\text{KN.m})$	-7.74	1,27	-7,57	0,23
$b \text{ (cm)}$	100	100	100	100
$h \text{ (cm)}$	16	16	16	16
$d \text{ (cm)}$	13,5	13,5	12,5	12,5
$As \text{ adop (cm}^2\text{)}$	<b>4T10 = 3,14</b>		<b>4T10 = 3,14</b>	
$D \text{ (cm)}$	0,47	0,47	0,47	0,47
$E \text{ (cm}^2\text{)}$	12.72	12.72	11.78	11.78
$Y_{ser} \text{ (cm)}$	3.13	3.13	2,99	2,99
$I \text{ (cm}^4\text{)}$	6087.13	6087.13	5150.76	5150.76
$K \left( \frac{\text{N}}{\text{mm}^3} \right)$	0,127	0,020	0,146	0,004
$\bar{\sigma}_{st} \text{ (Mpa)}$	201,63	201,63	201,63	201,63

$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
$\sigma_{st}$ (Mpa)	197.55	31.11	208.27	5.71
$\sigma_{bc}$ (Mpa)	3,98	0.63	4.37	0.12
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	CV	CV	CNV	CV

➤ **Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{L} = \frac{16}{140} = 0,114 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots (CV).$
- $\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,14}{100 \cdot 12,5} = 0,0025 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots (CV).$

• **Calcul les armatures à l'ELS :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

❖ **Vérification de la contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Tableau III-2.5** ferrailage à l'ELS du balcon type 1

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$\mu_s$	<b>B</b>	$A_{ser}$ ( $\text{cm}^2$ )	<b>K</b>	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	<b>AS adopté</b> ( $\text{cm}^2$ )	<b>St (cm)</b>
$M_{ay} = 7,57$	0,0024	0,9188	3.26	46.61	3.99	Vérifier	5T10=3.93	20

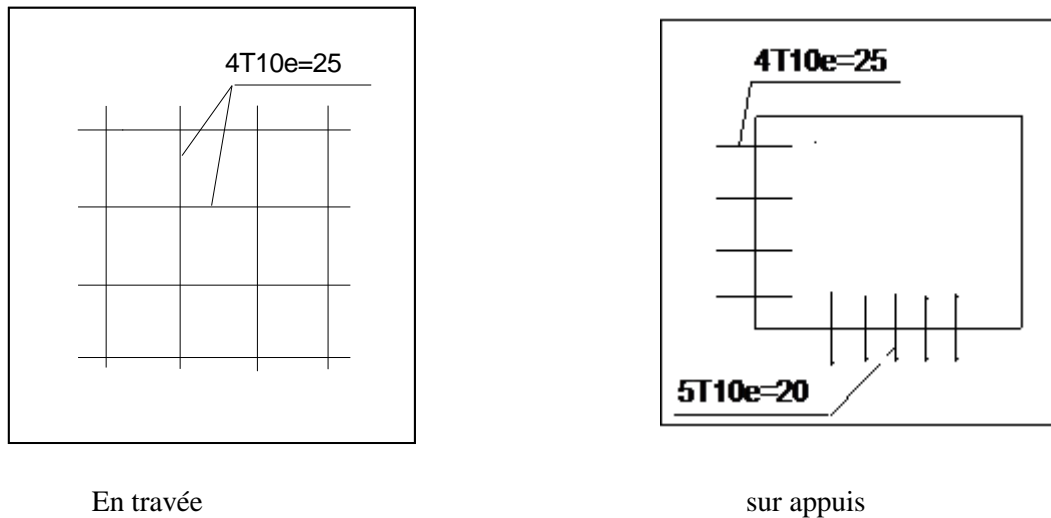


Figure III.2.2 Ferrailage du balcon Type 1

**Type 2 : Balcons encastrés trois côté :**

- $l_x = 1.9m$  ;  $l_y = 1.4m$ .

Après le pré-dimensionnement, on a obtenu que le **type II** :  $e = 16\text{ cm}$ .

➤ **Evaluation des charges** : le calcul se fait sur une bande de **1m**.

- $G = 5.6 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- $Q = 3.5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- $P = 1.5 * 1 = 1.5 \text{KN/ml}$

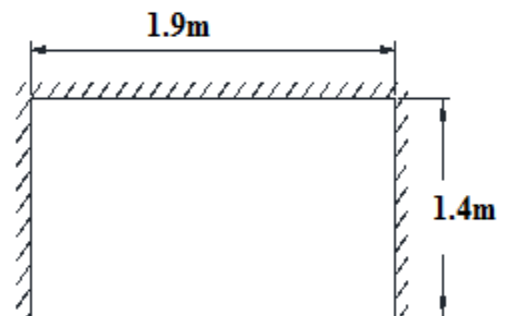


Figure III.2.3 Schéma du balcon encastré sur trois côtés.

➤ **Sollicitation de calcul** :

ELU :

- $q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 12.81 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- $p_u = 1,35 * P = 2.025 \text{ KN}$



Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

**Tableau. III.2.6.**les résultats des efforts a l'ELU.

ELU	X(m)	Y(m)	M <sub>xx</sub>
<b>Sur appui</b>	0.00	1.40	-4.45
<b>En travée</b>	0.79	1.40	2.06
	X(m)	Y(m)	M <sub>yy</sub>
<b>Sur appui</b>	0.79	0.00	-1.95
<b>En travée</b>	0.79	0.70	0.20
	X(m)	Y(m)	T <sub>zx</sub>
<b>Min</b>	0.00	1.40	-19.66
<b>Max</b>	1.90	1.40	19.66
	X(m)	Y(m)	T <sub>zy</sub>
<b>Min</b>	0.79	0.00	-10.85
<b>Max</b>	0.00	0.42	3.32

**ELS :**

- $q_s = G + Q = 9.1 \frac{KN}{ml}$ .
- $p_s = 1.5 KN$ .

Selon SOCOTEC les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

**Tableau.III.2.7** .les résultats des efforts a l'ELS.

ELS	X(m)	Y(m)	M <sub>xx</sub>
<b>Sur appui</b>	0.00	1.40	-3.38
<b>En travée</b>	0.79	1.40	1.58
	X(m)	Y(m)	M <sub>yy</sub>
<b>Sur appui</b>	0.79	0.00	-1.38
<b>En travée</b>	0.79	0.98	0.26
	X(m)	Y(m)	T <sub>zx</sub>
<b>Min</b>	0.00	1.40	-14.80
<b>Max</b>	1.90	1.40	14.80
	X(m)	Y(m)	T <sub>zy</sub>
<b>Min</b>	0.79	0.00	-7.69
<b>Max</b>	0.00	0.70	2.50

### III.2.3 Calcul du Ferrailage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul donc à l'ELS et l'ELU.

**ELU :**

On a :

- $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,6 \text{ cm.}$

Donc :

- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1 \text{ cm.}$

Calcul de  $d_x$  et  $d_y$  :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_y}{2} = 16 - 2 - 0.5 = 13.5 \text{ cm.}$
- $d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 12.5 \text{ cm.}$

Avec :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$ .
- $\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$ .
- $z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$ .
- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$ .
- $A_{smin} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$

Les résultats du ferrailage sont obtenus dans le tableau suivant :

**Tableau. III.2.8** Résultats du ferrailage du balcon type 2.

Section	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>Mu(KN.m)</b>	-4.45	2.06	-1.95	0.20
<b>B(m)</b>	1	1	1	1
<b>d(cm)</b>	13.5	13.5	12.5	12.5
<b><math>\mu</math></b>	0.0171	0.0079	0.0087	0.0009
<b>A</b>	0.0216	0.0099	0.0110	0.0011
<b>Z(cm)</b>	13.38	13.45	12.44	12.49
<b><math>A_s(\text{cm}^2)</math></b>	0.96	0.44	0.45	0.045

$A_s(\text{Min})$	1.63	1.63	1.51	1.51
$A_s \text{ adopt}(\text{cm}^2)$	<b>4T10=3.14</b>		<b>4T10=3.14</b>	
$S_t(\text{cm})$	25cm	25cm	25cm	25cm
$S_{t_{\max}}(\text{cm})$	33	33	45	45

❖ **Espacement :**

- **Sens y-y :** le moins sollicité.

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

$$S_t = \min(64; 45) \text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Sens x-x :** le plus sollicité.

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

$$S_t = \min(48 ; 33) \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = 19.66\text{KN} \quad , \quad V_{uy} = 10.85 \text{ KN.}$$

- $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left[ 0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots \text{Fissuration préjudiciable.}$
- $\tau_{ux} = 1.45 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots \text{(CV)}$
- $\tau_{uy} = 0.87 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots \text{(CV)}$

- **L'armature de répartition :**

- $A_{rx} = \frac{A_s}{4} = \mathbf{0.79 \text{ cm}^2}.$

- $A_{ry} = \frac{A_s}{4} = \mathbf{0,79 \text{ cm}^2}.$

On adopte  $A_{rx}(\mathbf{4T8})$ ,  $A_{ry}(\mathbf{4T8})$  avec un espacement de **25 cm**.

➤ **Vérification à l'E.L. S :**

Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * [(A_s * (d - y)^2 + A'_s * (y - d')].$  **BAEL 91.**

On a :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$

Avec :

- **Y** : est la solution de l'équation suivante :  $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
- $D = \frac{15 \cdot A_{st}}{b}$
- $E = 2 * d * D$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y = K * Y$
- $\sigma_{st} = 15 * K * (d - y)$

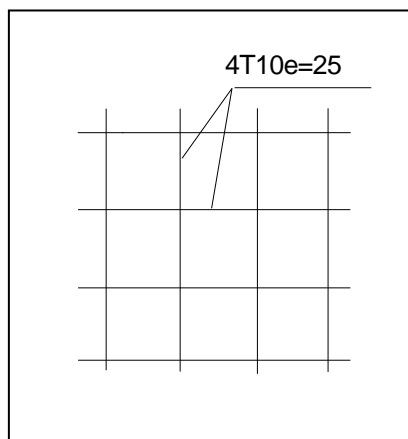
**Tableau III-2.9** Vérification des contraintes à l'ELS du balcon type 2

ELS	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
<b>M<sub>ser</sub> (KN. m)</b>	-3.38	1.58	-1.38	0,26
<b>b (cm)</b>	100	100	100	100
<b>h (cm)</b>	16	16	16	16
<b>d (cm)</b>	13,5	13,5	12,5	12,5
<b>As adop (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>4T10 = 3.14</b>		<b>4T10 = 3.14</b>	
<b>D (cm)</b>	0,47	0,47	0,47	0,47
<b>E (cm<sup>2</sup>)</b>	12.72	12.72	11.78	11.78
<b>Y<sub>ser</sub> (cm)</b>	3.13	3.13	2.99	2.99
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	6078.13	6078.13	5150.76	5150.76

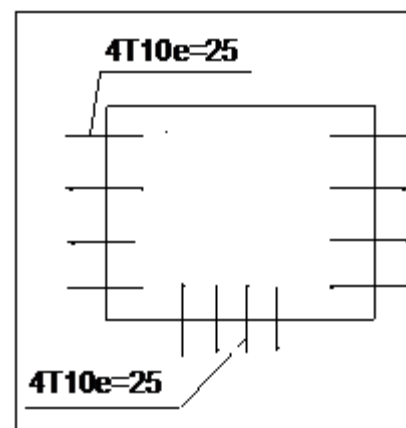
$K \left( \frac{N}{mm^3} \right)$	0,055	0,025	0,027	0,005
$\bar{\sigma}_{st} \text{ (Mpa)}$	201,63	201,63	201,63	201,63
$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (Mpa)}$	15	15	15	15
$\sigma_{st} \text{ (Mpa)}$	85.55	38.89	38.52	7.13
$\sigma_{bc} \text{ (Mpa)}$	1.72	0.78	0.80	0.15
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	CV	CV	CV	CV

➤ **Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{L} = \frac{16}{140} = 0,114 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{ (CV).}$
- $\frac{A_s}{b*d} = \frac{3,14}{100*12,5} = 0,0025 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{ (CV).}$



En travée



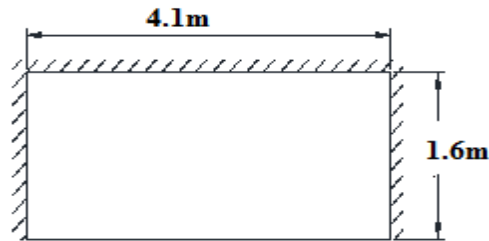
sur appuis

**Figure III.2.4** Ferrailage du balcon Type 2

**Type III : Balcons encastrés sur trois côtés :**

- $l_x = 1,6m$  ;  $l_y = 4,1m$ .

Après le pré-dimensionnement, on a obtenu que le **type III** :  $e = 16\text{ cm}$ .



**Figure III.2.5** Schéma du balcon encastré sur trois côtés

➤ **Evaluation des charges :** le calcul se fait sur une bonde de **1m**.

- $G = 5.6 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- $Q = 3.5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- $P = 3.31 * (3.06 - 0.45) = 8.64 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .

**Sollicitation de calcul :****ELU :**

- $q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 12.81 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- $p_u = 1,35 * P = 11.66\text{ KN}$ .

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

**Tableau. III.2.10.**les résultats des efforts a l'ELU

ELU	X(m)	Y(m)	M <sub>xx</sub>
Sur appui	0.00	2.05	-16.22
En travée	0.00	0.00	0.46
	X(m)	Y(m)	M <sub>yy</sub>
Sur appui	1.60	0.00	-26.77

<b>En travée</b>	1.60	2.05	7.50
	X(m)	Y(m)	$T_{zx}$
<b>Min</b>	0.00	2.05	-30.03
<b>Max</b>	1.60	0.00	19.24
	X(m)	Y(m)	$T_{zy}$
<b>Min</b>	1.60	0.00	-98.81
<b>Max</b>	1.60	4.10	98.81

**ELS :**

- $q_s = G + Q = 9.1 \frac{KN}{ml}$ .
- $p_s = 8.64 KN$ .

Selon SOCOTEC les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

**Tableau.III.2.11** .les résultats des efforts a l'ELS.

<b>ELS</b>	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>M<sub>xx</sub></b>
<b>Sur appui</b>	0.00	2.05	-12.39
<b>En travée</b>	0.00	0.00	0.44
	X(m)	Y(m)	$M_{yy}$
<b>Sur appui</b>	1.60	0.00	-20.60
<b>En travée</b>	1.60	2.05	6.04
	X(m)	Y(m)	$T_{zx}$
<b>Min</b>	0.00	2.05	-22.24
<b>Max</b>	1.12	0.00	15.50



	X(m)	Y(m)	T <sub>zy</sub>
<b>Min</b>	1.60	0.00	-75.81
<b>Max</b>	1.60	4.10	75.81

### III.2.4. Calcul du Ferrailage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul donc à l'ELS et l'ELU.

#### ELU :

On a :

- $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,6 \text{ cm.}$

Donc :

- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1 \text{ cm.}$

Calcul de  $d_x$  et  $d_y$  :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_y}{2} = 16 - 2 - 0.5 = 13.5 \text{ cm.}$

- $d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 12.5 \text{ cm.}$

Avec :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

- $\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$

- $z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$

- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$

- $A_{smin} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$

Les résultats du ferrailage sont obtenus dans le tableau suivant :

**Tableau. III.2.12**Résultats du ferrailage du balcon type 3.

Section	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	Entravée	Sur appui	Entravée
<b>Mu(KN.m)</b>	-16.22	0.46	-26.77	7.50
<b>B(m)</b>	1	1	1	1
<b>d(m)</b>	13.5	13.5	12.5	12.5
<b><math>\mu</math></b>	0.0626	0.0017	0.1206	0.0338
<b>A</b>	0.0809	0.0022	0.1612	0.0429
<b>Z(cm)</b>	13.06	13.49	11.69	12.29
<b><math>A_s(\text{cm}^2)</math></b>	3.57	0.10	6.11	1.75
<b><math>A_s(\text{Min})</math></b>	1.63	1.63	1.51	1.51
<b><math>A_s \text{ adopt}(\text{cm}^2)</math></b>	<b>4T12=4.52</b>	<b>4T10=3.14</b>	<b>6T12=6.79</b>	<b>4T10=3.14</b>
<b><math>S_t(\text{cm})</math></b>	25cm	25cm	15cm	25cm
<b><math>S_{t_{\max}}(\text{cm})</math></b>	33	33	45	45

❖ **Espacement :**

- **Sens y-y :** le moins sollicité.

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

$$S_t = \min(64:45) \text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Sens x-x :** le plus sollicité.

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

$$S_t = \min(48.33) \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = 30.03 \text{ KN} \quad , \quad V_{uy} = 98.81 \text{ KN.}$$

- $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left[ 0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots \text{Fissuration préjudiciable.}$
- $\tau_{ux} = 0,22 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots \text{(CV)}$
- $\tau_{uy} = 0,79 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots \text{(CV)}$

➤ **L'armature de répartition :**

- $A_{rx} = \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$
- $A_{ry} = \frac{A_s}{4} = 1.54 \text{ cm}^2.$

On adopte  $A_{rx}(4T8)$ ,  $A_{ry}(4T8)$  avec un espacement de 25 cm.

➤ **Vérification à l'E.L. S :**

Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * [(A_s * (d - y)^2 + A'_s * (y - d')]. \text{BAEL 91.}$

On a :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$

Avec :

- $Y$  : est la solution de l'équation suivante :  $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
- $D = \frac{15 \cdot A_{st}}{b}$
- $E = 2 * d * D$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y = K * Y$
- $\sigma_{st} = 15 * K * (d - y)$

Tableau III-2.13 Vérification des contraintes à l'ELS du balcon type 3

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
$M_{ser}$ (KN.m)	-12.39	0.44	-20.60	6.04
$b$ (cm)	100	100	100	100
$h$ (cm)	16	16	16	16
$d$ (cm)	13,5	13,5	12,5	12,5
$A_s$ adop (cm <sup>2</sup> )	<b>4T12 = 4,52</b>	<b>4T10=3.14</b>	<b>6T12 = 6,79</b>	<b>4T10=3.14</b>
$D$ (cm)	0,68	0,47	1,01	0.47
$E$ (cm <sup>2</sup> )	18.36	12.72	25.25	11.77
$Y_{ser}$ (cm)	3.66	3.13	4.11	2.99
$I$ (cm <sup>4</sup> )	8199.04	6087.13	9483.65	5150.75
$K$ ( $\frac{N}{mm^3}$ )	0,151	0,007	0,217	0.117
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201,63	201,63	201,63	201,63
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
$\sigma_{st}$ (Mpa)	222.88	10.88	272.11	166.90
$\sigma_{bc}$ (Mpa)	5.52	0.021	8.98	3.49
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	CNV	CV	CNV	CV

➤ Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} = \frac{16}{140} = 0,114 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots$  (CV).
- $\frac{A_s}{b*d} = \frac{6.79}{100*12,5} = 0,0054 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots$  (CV).

- Calcul les armatures à l'ELS :

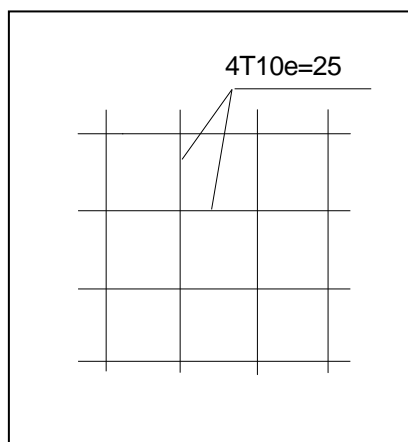
$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

- ❖ Vérification de la contrainte de béton :

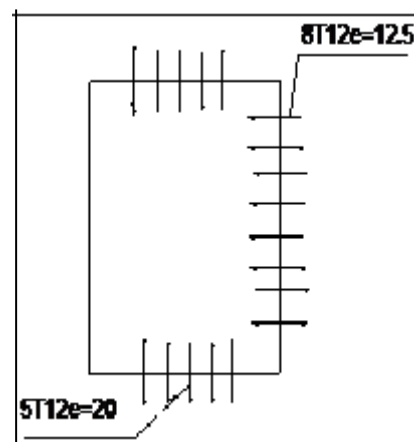
$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau III-2.14 ferrailage à l'ELS du balcon type 3

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$\mu_s$	$\beta$	$A_{ser}$ ( $\text{cm}^2$ )	$K$	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	AS adopté ( $\text{cm}^2$ )	$S_t$ (cm)
$M_{ax} = 12.39$	0,0033	0,9065	5.02	38.52	5.23	Vérifier	5T12=5.65	20
$M_{ay} = 20.60$	0.0065	0.8755	9.02	25.68	7.85	Vérifier	8T12=9.05	12.5



En travée



sur appuis

Figure III.2.6 Ferrailage du balcon Type 3

### III.3. Les plancher :

#### III.3.1.Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

#### III.3.2. Les plancher à corps creux :

##### III.3.2.1.Introduction :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimension (16x20x60) cm<sup>3</sup>, avec une table de compression de 4cm d'épaisseur

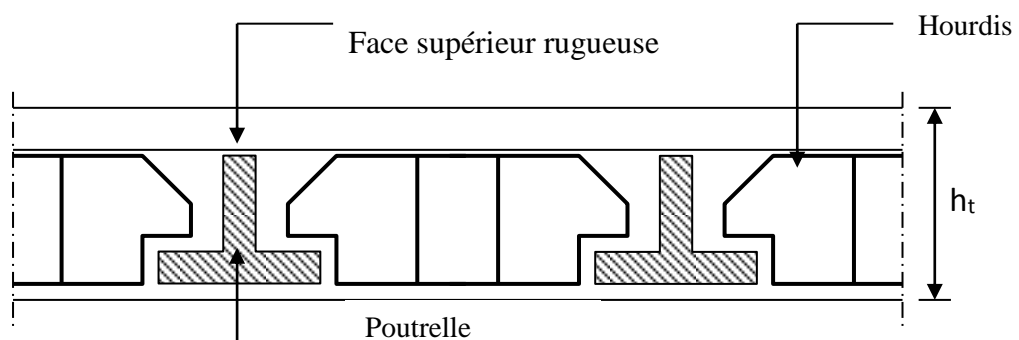
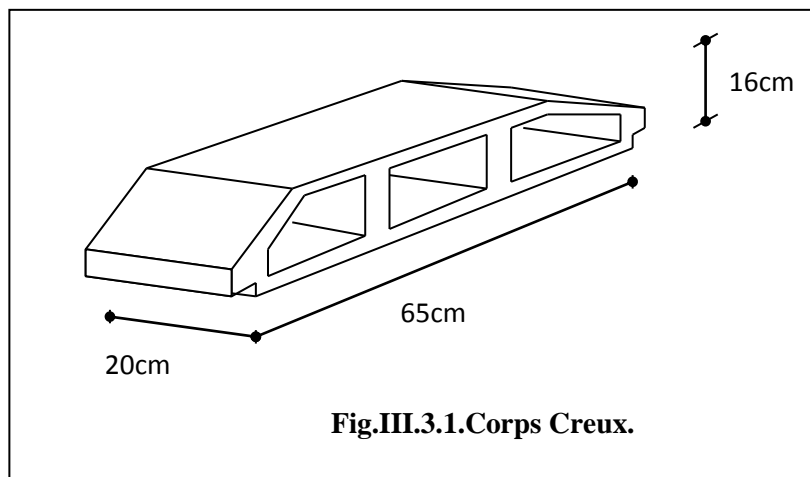


Figure III.3.2 : coupe verticale du plancher à corps creux

Le calcul sera pour deux éléments :

- ❖ Poutrelle.
- ❖ La table de compression.

### III.3.2.2 Méthode de calcul :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

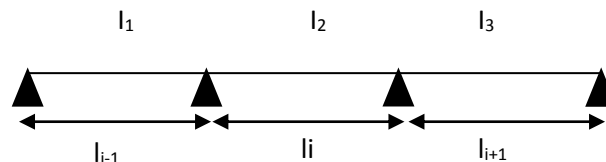
- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

### III.3.2.3. Présentation théorique de la méthode forfaitaire :

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées tel que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitations, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux ...

Son application suppose la vérification des conditions suivantes :

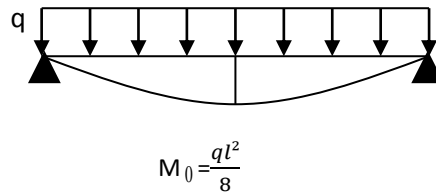
- 1- Les charges d'exploitations sont modérées, c'est-à-dire ou :  $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ .
- 2- Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées :  $I = \text{constant}$ .
- 3- Les portées vérifient la relation suivante :  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$ .
- 4- Les fissurations sont considérées non préjudiciables à la tenue du béton armé ainsi qu'à celle du revêtement.



Dans le cas où l'une de ces trois dernières conditions n'est pas vérifiée, on peut appliquer la méthode de **CAQUOT**.

#### ➤ Application de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$  : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation valeurs non pondérées.
- $M_0$  : Le moment maximal dans la travée de référence :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$  .
- $M_w, M_e$  : Valeurs absolues des moments respectivement sur l'appui de gauche et sur l'appui de droite de la travée continue.
- $M_t$  : Moment maximal dans la travée considérée.



Les valeurs de  $M_t, M_w, M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_0 & \rightarrow \text{(Travée intermédiaire).} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_0 & \rightarrow \text{(Travée de rive).} \end{cases}$$

➤ **L'expression de l'effort tranchant :**

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{l} \quad \text{avec: } T_0 = \frac{ql}{2}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$T_w$  et  $T_e$  : L'effort tranchant gauche et droit de la travée.

✓ **Remarque :**

Dans le cas où l'appui de rive est solidaire à un poteau ou une poutre, il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à :

$$M_a = 0.20 \times M_0.$$

#### III.3.2.4. Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Elle est basée sur la théorie générale de la continuité, mais des corrections ont été rapportées pour tenir compte de la fissuration du béton due aux fluages et de la présence fréquente de table de compression qui diminuent les moments sur appuis et augmentent les moments en travée.

$$Q > 2G \text{ ou } Q > 5 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Principe de la méthode de Caquot :**

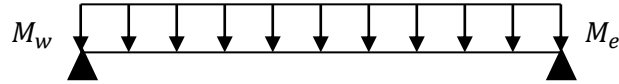
Le principe de cette méthode consiste à prendre en considération une portée fictive ( $l'$ ) pour chaque travée. CAQUOT a également remplacé le facteur 8 dominant par 8,5 pour tenir compte de la variation de (E, I) le long de la poutre.



➤ **Application de la méthode :**

Pour les poutres avec moments d'inerties égaux :

$$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$$



$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 \times M_0.$$

On calcule pour chaque côté de l'appui, les longueurs des travées fictives  $l'_{w,e}$  ; Avec :

$M_a$  : Le moment sur appui.

$M_t$  : Le moment en travée.

$q_w$  : La charge sur la travée gauche.

$q_e$  : La charge sur la travée droite.

$l$  : La longueur de la travée.

$l'_{w,e} = l$  : Pour une travée de rive.

$l'_{w,e} = 0.8l$  : Pour une travée intermédiaire.

$M_0$  : Le moment fléchissant isostatique  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$M_w, M_e$  : Les moments gauche et droite de la travée considérée.

$M_a = 0,20M_0$  : pour l'appui de rive.

➤ **L'expression de l'effort tranchant :**

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ avec: } T_0 = \frac{ql}{2}.$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$T_w$  et  $T_e$  : L'effort tranchant gauche et droit de la travée.

❖ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

1-Les charges d'exploitation sont modères, c'est à dire ou :

$$Q \leq \max (2G ; 5KN /m^2 )$$

❖ **Plancher terrasse :**  $Q=1KN/m^2 < \max (2 \times 6,33 ; 5KN/m^2 )$

$$Q=1KN/m^2 < 12,66KN/m^2 \text{ ----- (C.V).}$$

❖ **Plancher étage courant :**  $Q=1,5KN/m^2 < \max (2 \times 5,65 ; 5KN/m^2 )$

$$Q=1,5KN/m^2 < 11,30KN/m \text{ ----- (C.V).}$$

❖ **Plancher RDC :**  $Q=2.5KN/m^2 < \max (2 \times 5,65 ; 5KN/m^2 )$

$$Q=2.5KN/m^2 < 11,30KN/m \text{ ----- (C.V)}$$

2-La fissuration du béton est non préjudiciable ----- (C.V).

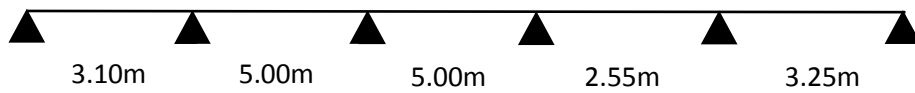
3-Les moments d'inertie des sections transversale sont les même dans les différentes travées en continuité  $I = cst$  ----- (C.V).

4-Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

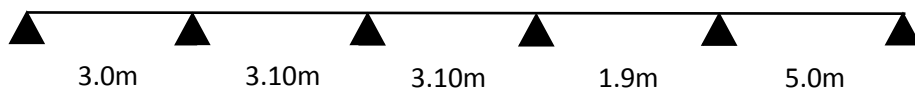
$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25.$$

Dans notre projet, nous avons 6 types de poutrelles :

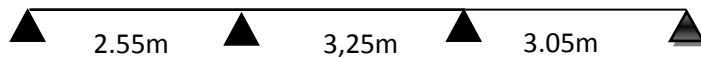
**Type 1 :**



**Type 2 :**



**Type 3 :**



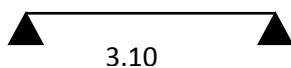
**Type 4 :**



**Type 5 :**



**Type 6 :**



- **Type 1 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (0.96 ; 0.62 ; 1 ; 1.4 ; 1.09) \leq 1.25 \dots\dots\dots CNV.$$

- **Type2 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (0.96 ; 0.62 ; 1.63 ; 0.38) \leq 1.25 \dots\dots\dots CNV.$$

- **Type3 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (0.8 ; 1.06) \leq 1.25 \dots\dots\dots CV.$$

- **Type4 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (0.96) \leq 1.25 \dots\dots\dots CV.$$

- **Type5 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (1.06) \leq 1.25 \dots\dots\dots CV.$$

- **Type6 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (1) \leq 1.25 \dots\dots\dots CV.$$

**Donc :** On applique la méthode forfaitaire sur le **1<sup>er</sup>** et **2<sup>ème</sup>** type et la méthode Caquot sur le **3<sup>ème</sup>**, **4<sup>ème</sup>**, **5<sup>ème</sup>**, **6<sup>ème</sup>** type.

### III.3.2.5. Calcul des poutrelles :

#### ❖ Evaluation des charges :

➤ **Plancher terrasse :**  $G = 6,33 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Pour une bonde de 0,65 m :  $G = 6,33 \times 0,65 = 4,11 \text{ KN/ml}$

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

➤ **Plancher étage courant :**  $G = 5,65 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Pour une bonde de 0,65 m :  $G = 5,65 \times 0,65 = 3,67 \text{ KN/ml}$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN}$$

➤ **Plancher RDC :**  $G = 5,65 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Pour une bonde de 0,65 m :  $G = 5,65 \times 0,65 = 3,67 \text{ KN/ml}$

$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,63 \text{ KN}$$

**Calcul des sollicitations :**

**ELU :**  $1,35 G + 1,5 Q$

Plancher terrasse :  $q = 6,52 \text{ KN/m}$

Plancher étage courant :  $q = 6,40 \text{ KN/m}$

Plancher RDC :  $q = 7,39 \text{ KN/m}$

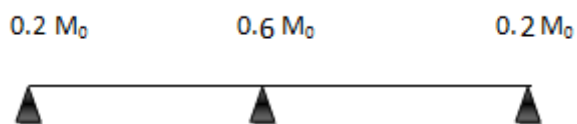
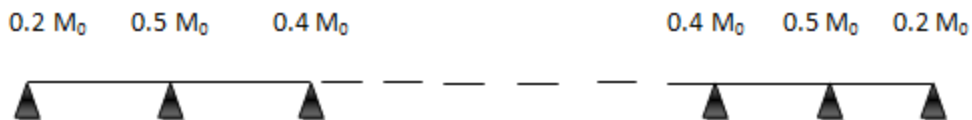
**ELS :**  $G+Q$

Plancher terrasse :  $q = 4,76 \text{ KN/m}$

Plancher étage courant :  $q = 4,64 \text{ KN/m}$

Plancher RDC :  $q = 5,30 \text{ KN/m}$

- Les moments appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

**Cas de 02 travées :****Cas de 03 travées :****Cas de plus de 03 travées :**

Et les résultats de calcul sont résumée dans les tableaux suivante :

- **Plancher terrasse : 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> type**

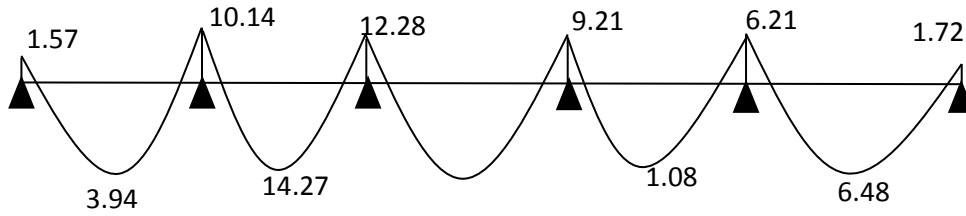
**Tableau.III.3.1** : Calcule des moments à l'ELU et ELS pour plancher terrasse.

Type	ELU			ELS		
	$M_0$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_0$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Type 1	7,84	1,57	3,94	5,72	1,14	2,88
	20,39	10,14	14,27	14,88	7,40	10,41
	20,39	12,28	14,74	14,88	8,96	10,75
	5,30	9,21	1,08	3,87	6,72	0,79
	8,61	6,21	6,48	6,28	4,53	4,96
		1,72			1,26	
Type 2	7,34	1,47	5,48	5,36	1,07	4,00
	7,84	5,92	4,48	5,72	4,32	3,27
	7,84	4,72	5,64	5,72	3,44	4,11
	2,94	3,60	5,68	2,15	2,63	0,89
	20,39	15,13	15,88	14,88	4,53	14,84
		4,08			2,98	

**Diagramme des moments :**

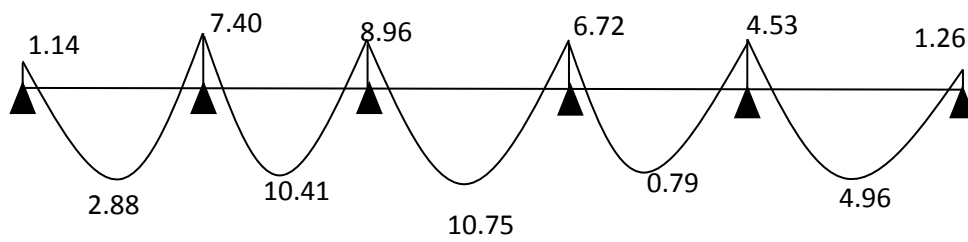
**1<sup>er</sup> Type :**

- **ELU :**



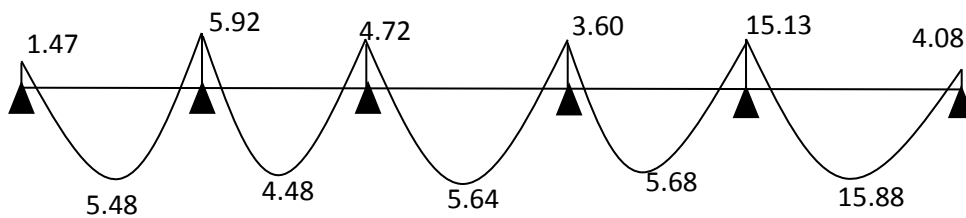
- **ELS :**

14.74

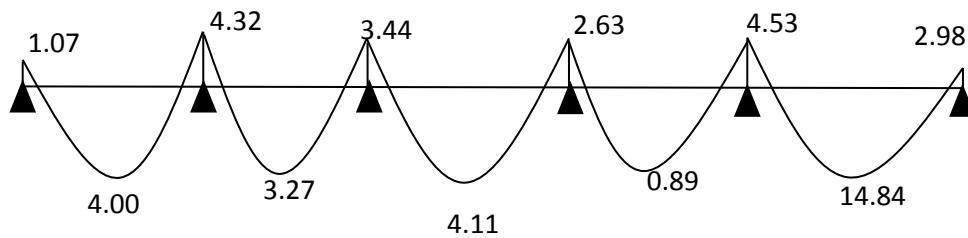


**2<sup>eme</sup> Type :**

- **ELU :**



- **ELS :**



- Plancher étage courant : 1et 2<sup>ème</sup> type

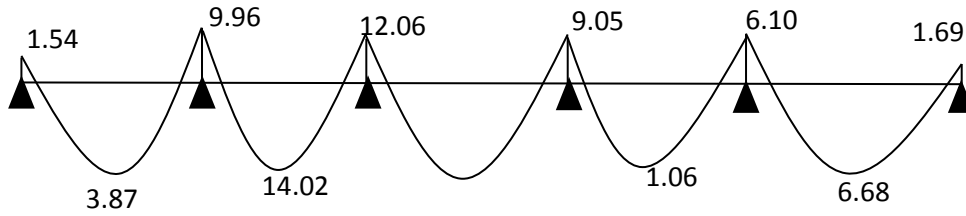
Tableau.III.3.2 : Calcule des moments à l'ELU et ELS pour étage courant

Type	ELU			ELS		
	$M_0$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_0$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Type 1	7,70	1,54	3,87	5,57	1,11	2,80
	20,03	9,96	14,02	14,50	7,21	10,15
	20,03	12,06	14,48	14,50	8,73	10,48
	5,21	9,05	1,06	3,77	6,55	0,70
	8,46	6, 10	6,68	6,13	4,42	4,83
		1,69			1,23	
Type 2	7,21	1,44	5,39	5,22	1,04	3,90
	7.70	5,81	4,40	5,57	4,21	3,18
	7,70	4,64	5,54	5,57	3,36	4,01
	2,89	3,54	5,58	2,09	2,56	4,04
	20.03	14,86	15,61	14.50	10,76	11,30
		4,00			2,90	

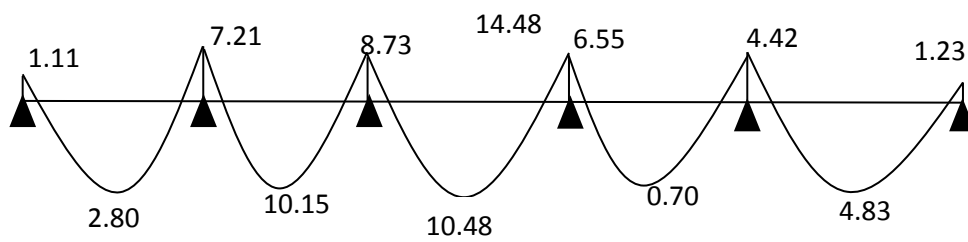
**Diagramme des moments :**

**1<sup>er</sup> Type :**

- **ELU :**

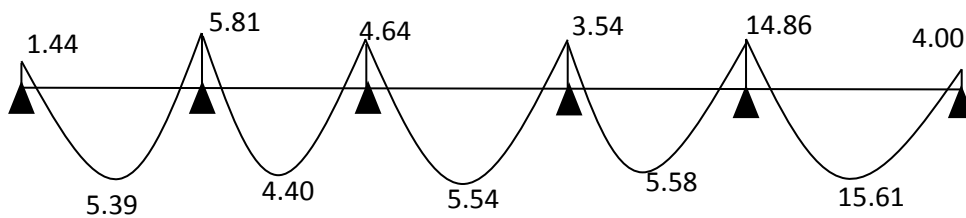


- **ELS :**

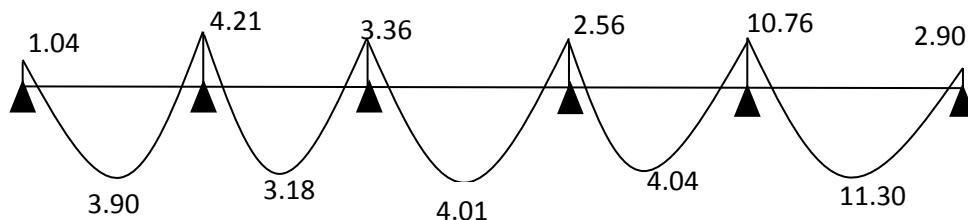


**2<sup>eme</sup> Type :**

- **ELU :**



- **ELS :**

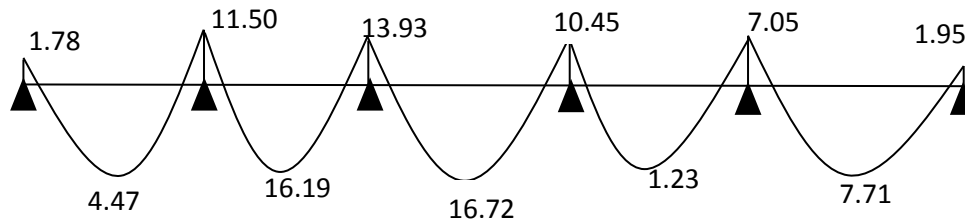
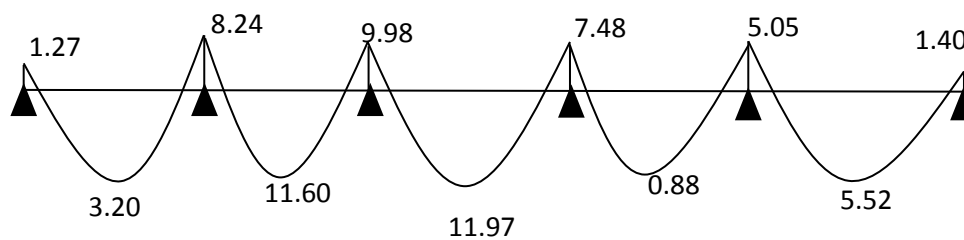
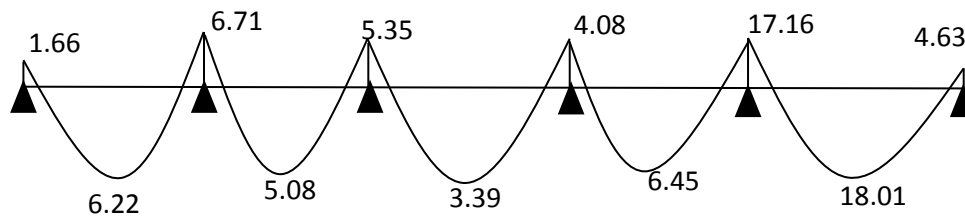
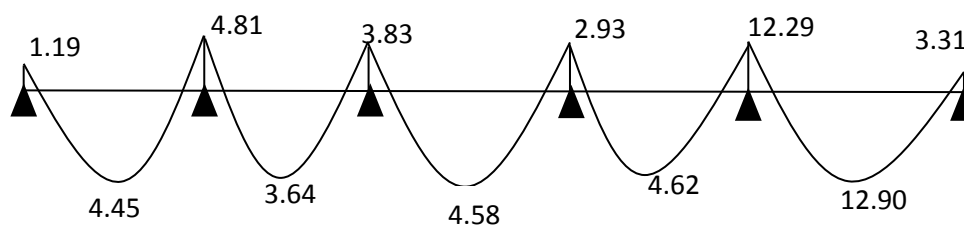




- RCD : 1er 2<sup>eme</sup> type

Tableau.III.3.3 : Calcul des moments à l'ELU et ELS pour RDC.

Type	ELU			ELS		
	$M_0$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_0$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Type 1	8,89	1,78	4,47	6,37	1,27	3,20
	23,12	11,50	16,19	16,56	8,24	11,60
	23,12	13,93	16,72	16,56	9,98	11,97
	6,01	10,45	1,23	4,31	7,48	0,88
	9,77	7,05	7,71	7,00	5,05	5,52
		1,95			1,40	
Type 2	8,32	1,66	6,22	5,96	1,19	4,45
	8,89	6,71	5,08	6,37	4,81	3,64
	8,89	5,35	3,39	6,37	3,83	4,58
	3,34	4,08	6,45	2,39	2,93	4,62
	23,12	17,16	18,01	16,56	12,29	12,90
		4,63			3,31	

**Diagramme des moments :****1<sup>er</sup> Type :**• **ELU :**• **ELS :****2<sup>eme</sup> Type :**• **ELU :**• **ELS :**❖ **Les efforts tranchant :**

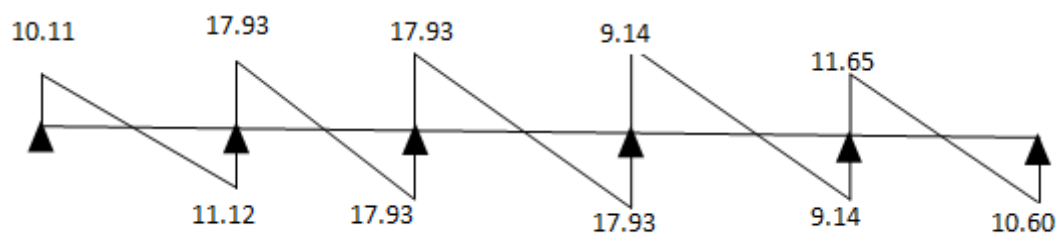
- Appuis de rive :  $T_e = q_u \cdot L/2$  et  $T_w = q_u \cdot L/2$
- Appuis intermédiaire :  $T_e = 1,1 q_u \cdot L/2$  et  $T_w = 1,1 q_u \cdot L/2$

Tableau.III.3.4.Calcul des efforts tranchant.

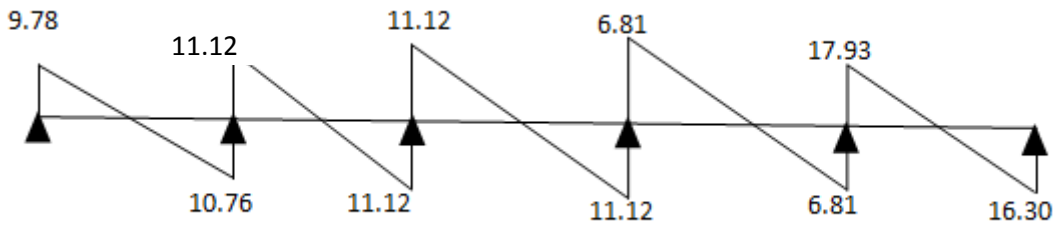
Type	appuis	Les efforts tranchant	Plancher terrasse	Plancher étage	RDC	
Type 1	1	$T_e$	10,11	9,92	11,45	
	2	$T_w$	11,12	10,91	12,6	
		$T_e$	17,93	17,16	20,32	
	3	$T_w$	17,93	17,16	20,32	
		$T_e$	17,93	17,16	20,32	
	4	$T_w$	17,93	17,16	20,32	
		$T_e$	9,14	8,98	10,36	
	5	$T_w$	9,14	8,98	10,36	
		$T_e$	11,65	11,44	13,21	
	6	$T_w$	10,60	10,40	12,00	
	Type 2	1	$T_e$	9,78	9,60	11,09
		2	$T_w$	10,76	10,56	12,19
$T_e$			11,12	10,91	12,60	
3		$T_w$	11,12	10,91	12,60	
		$T_e$	11,12	10,91	12,60	
4		$T_w$	11,12	10,91	12,60	
		$T_e$	6,81	6,69	7,72	
5		$T_w$	6,81	6,69	7,72	
		$T_e$	17,93	17,6	20,32	
6		$T_w$	16,30	16,00	18,48	

➤ Diagrammes des efforts tranchants : pour plancher terrasse

- Type 1 :

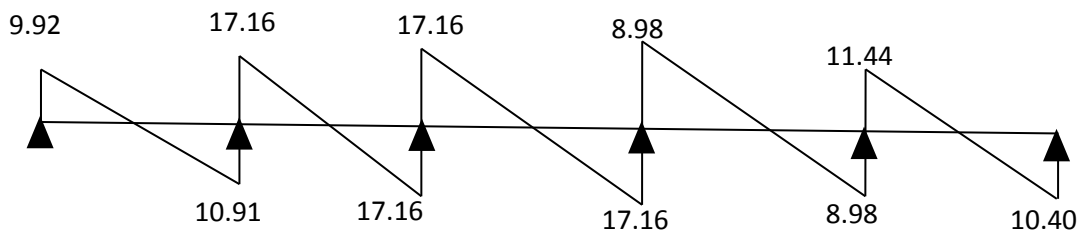


- **Type 2 :**

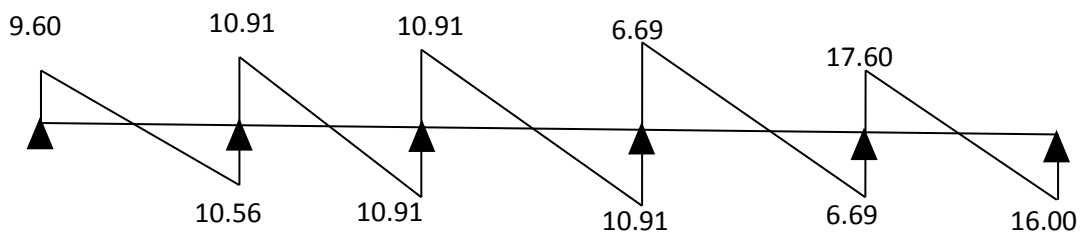


➤ **Diagrammes des efforts tranchants : pour Plancher étage courant :**

- **Type 1 :**

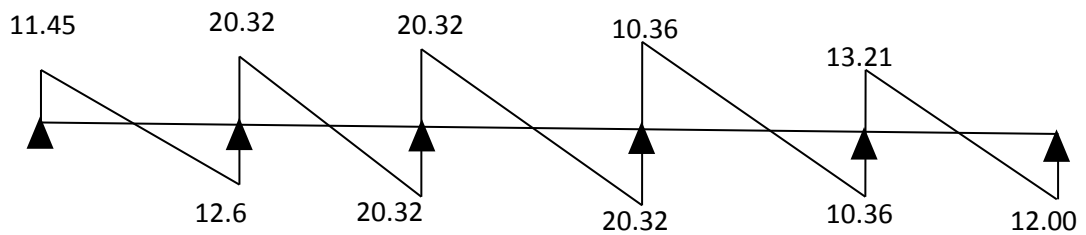


- **Type 2 :**

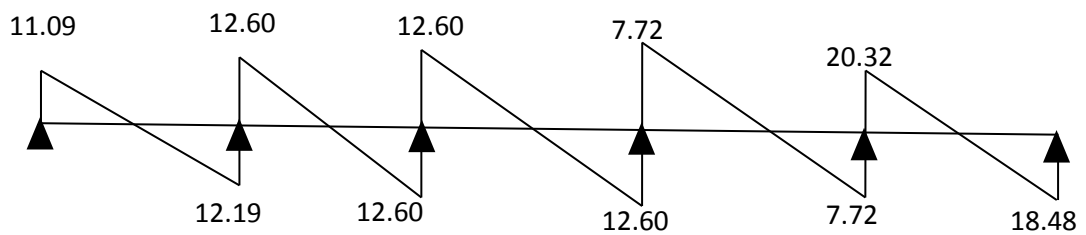


➤ **Diagrammes des efforts tranchants : pour RDC :**

- **Type 1 :**



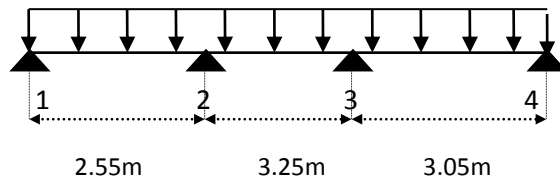
- **Type 2 :**



Application numérique de la méthode de forfaitaire :

- Plancher terrasse :

- Type 3 :



- En travée :

Tableau. III.3.5. Résultats des sollicitations en travées (type 3).

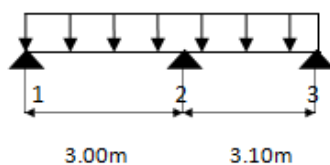
Travée	E.L.U			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1-2	6.52	5.30	5.57	4.76	3.87	<b>4.06</b>
2-3		8.61	9.04		6.28	<b>6.60</b>
3-4		<b>7.58</b>	<b>7.96</b>		<b>5.53</b>	<b>5.81</b>

- Sur appui :

Tableau. III.3.6. Résultats des sollicitations sur appuis (type 3).

Appui	E.L.U			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
	6.52	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	4.76	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
1			1.06			<b>0.77</b>
2		2.65	4.31		<b>1.94</b>	<b>3.14</b>
3		4.31	3.79		<b>3.14</b>	<b>2.77</b>
4		<b>1.52</b>			<b>1.11</b>	

- Type 4 :



- En travée :

Tableau. III.3.7. Résultats des sollicitations en travées (type 4).

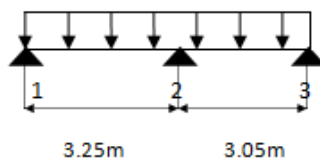
Travée	E.L.U			E.L.S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1-2	6.52	7.34	7.71	4.76	5.36	<b>5.62</b>
2-3		<b>7.84</b>	<b>8.23</b>		<b>5.72</b>	<b>6.00</b>

-Sur appui :

Tableau. III.3.8. Résultats des sollicitations sur appuis (type 4).

Appui	E.L.U			E.L.S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_w$	$M_e$		$M_w$	$M_e$
	6.52			4.76		
1			1.47			<b>1.07</b>
2		4.40	4.90		<b>3.22</b>	<b>3.43</b>
3		<b>1.57</b>			<b>1.14</b>	

• Type 5 :



En travée :

Tableau. III.3.9. Résultats des sollicitations en travées (type 5).

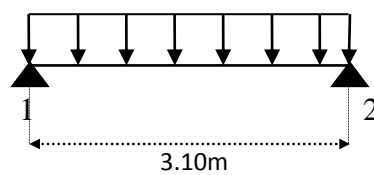
Travée	E.L.U			E.L.S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1-2	6.52	8.61	9.04	4.76	6.28	<b>6.60</b>
2-3		<b>7.59</b>	<b>7.96</b>		<b>5.53</b>	<b>5.81</b>

- Sur appui :

Tableau. III.3.10. Résultats des sollicitations sur appuis (type 5).

Appui	E.L.U		E.L.S	
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)
	6.52	M <sub>w</sub>   M <sub>e</sub>	4.76	M <sub>w</sub>   M <sub>e</sub>
1		1.72		1.26
2		5.17   4.55		3.77   3.32
3		1.52		1.11

Type 6 :



- En travée :

Tableau. III.3.11. Résultats des sollicitations en travées (type 6).

Travée	E.L.U		E.L.S	
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)
		M <sub>0</sub>   M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>   M <sub>t</sub>
1-2	6.52	7.84   8.23	4.76	5.72   6.00

- Sur appui :

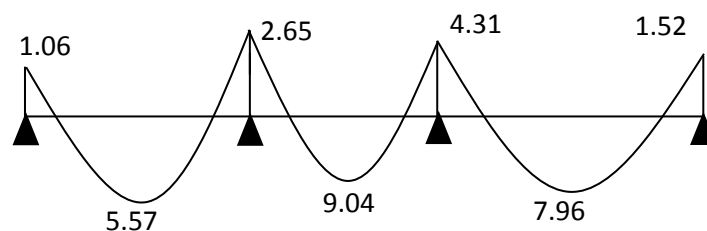
Tableau. III.3.12. Résultats des sollicitations sur appuis (type 6).

Appui	E.L.U		E.L.S	
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.52	1.57	4.76	1.14
2		1.57		1.14

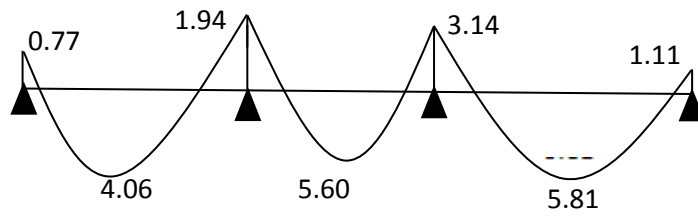
• Diagramme des moments :

• Type 3 :

- A L'ELU :

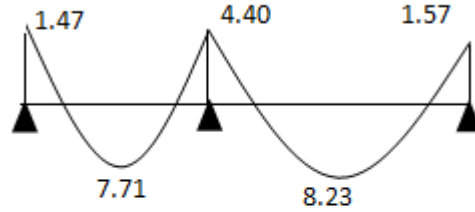


- A L'ELS :

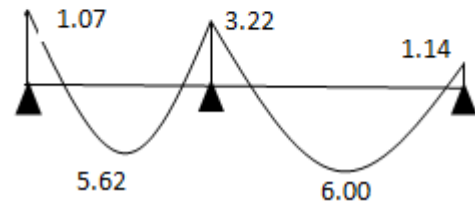


• Type 4 :

- A L'ELU :

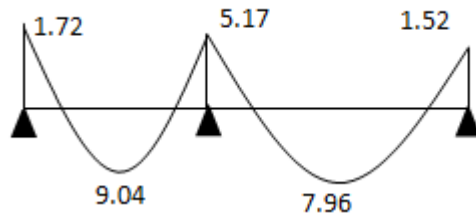


- A L'ELS :

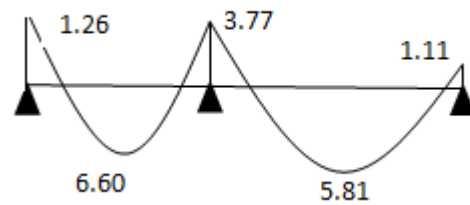


• Type 5 :

- A L'ELU :

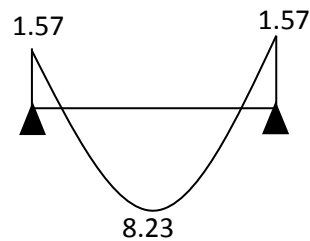


- A L'ELS :

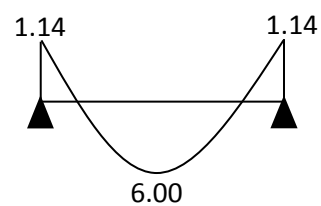


• Type 6 :

- A L'ELU :



- A L'ELS :





➤ Calcul des efforts tranchant :

- Plancher terrasse :

- Type 3 :

Tableau. III.3.13. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 3).

Appuis	Les efforts tranchants(KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^1}{2}$	8.31
2	$T_{w(1-2)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-9.14
	$T_{e(2-3)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	11.65
3	$T_{w(2-3)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-11.65
	$T_{e(3-4)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	10.93
4	$T_{e(3-4)} = \frac{qu^1}{2}$	-9.94

- Type 4 :

Tableau. III.3.14. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 4).

Appuis	Les efforts tranchants(KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^1}{2}$	9.78
2	$T_{w(1-2)} = -1.15 \frac{qu^1}{2}$	-11.25
	$T_{e(2-3)} = 1.15 \frac{qu^1}{2}$	11.62
3	$T_{e(2-3)} = -\frac{qu^1}{2}$	-10.11

- Type5 :

Tableau. III.3.15. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 5).

Appui	Les efforts tranchants(KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^1}{2}$	10.60
2	$T_{w(1-2)} = -1.15 \frac{qu^1}{2}$	-12.18
	$T_{e(2-3)} = 1.15 \frac{qu^1}{2}$	11.43
3	$T_{w(2-3)} = -\frac{qu^1}{2}$	-9.94

Type 6 :

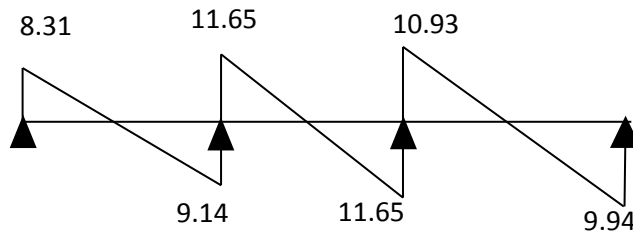
Tableau. III.3.16. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 6).

Appui	Les efforts tranchants(KN).	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^1}{2}$	10.11
2	$T_{w(1-2)} = -\frac{qu^1}{2}$	-10.11

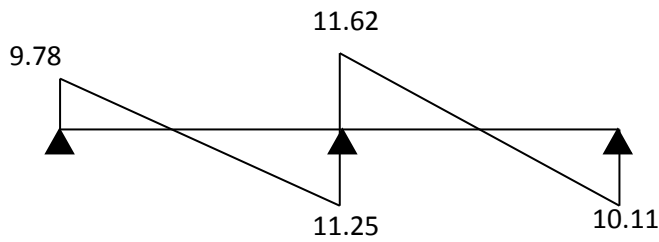
➤ Diagrammes des efforts tranchants :

➤ Plancher Terrasse :

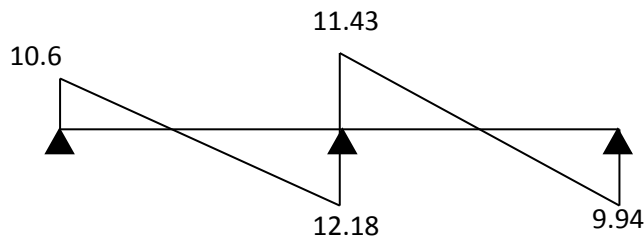
• Type 3 :



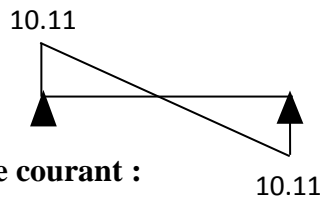
• Type 4 :



• Type 5 :



• Type 6 :



• Plancher étage courant :

• Type 3 :

- En travée :

Tableau. III.2.17. Résultats des sollicitations en travées (type 3).

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1-2	6.41	5.21	5.54	4.64	3.77	<b>4.01</b>
2-3		8.46	8.99		6.13	<b>6.51</b>
3-4		7.45	7.92		5.40	<b>5.73</b>

## - Sur appui :

Tableau. III.3.18. Résultats des sollicitations sur appuis (type 3).

Appui	E.L.U		E.L.S			
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
	6.41	Mw	Me	4.64	Mw	Me
1		1.04				0.75
2		2.61	4.23		1.89	3.07
3		4.23	3.73		3.07	2.70
4		1.49			1.08	

## • Type 4 :

## - En travée :

Tableau. III.3.19. Résultats des sollicitations en travées (type 4).

Travée	E.L.U		E.L.S			
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1-2	6.41	7.21	7.66	4.64	5.22	5.55
2-3		7.70	8.18		5.57	5.92

## - Sur appui :

Tableau. III.3.20. Résultats des sollicitations sur appuis (type 4).

Appui	E.L.U		E.L.S			
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
	6.41	Mw	Me	4.64	Mw	Me
1			1.44			1.04
2		4.33	4.62		3.13	3.34
3		1.54			1.11	

## • Type 5 :

## - En travée :

Tableau. III.3.21. Résultats des sollicitations en travées (type 5).

Travée	E.L.U		E.L.S			
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1-2	6.41	8.46	8.99	4.64	6.13	6.51
2-3		7.45	7.92		5.40	5.73

-Sur appui :

Tableau. III.3.22. Résultats des sollicitations sur appuis (type 5).

Appui	E.L.U			E.L.S			
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		
	6.41	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	4.64	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	
1			1.69				1.23
2		5.08	4.47			3.68	3.24
3		1.49				1.08	

• Type 6 :

- En travée :

Tableau. III.3.23. Résultats des sollicitations en travées (type 6).

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1-2	6.41	7.70	8.18	4.64	5.57	5.92

- Sur appui :

Tableau. III.3.24. Résultats des sollicitations sur appuis (type 6).

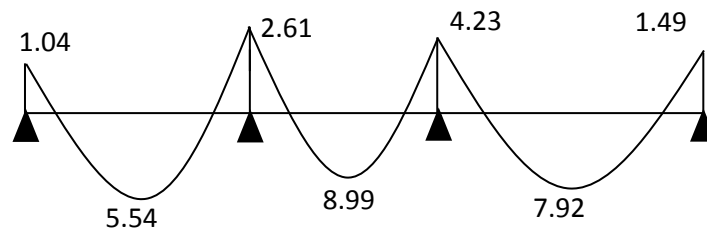
Appui	E.L.U		E.L.S	
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.41	1.54	4.64	1.11
2		1.54		1.11

➤ Diagramme des moments :

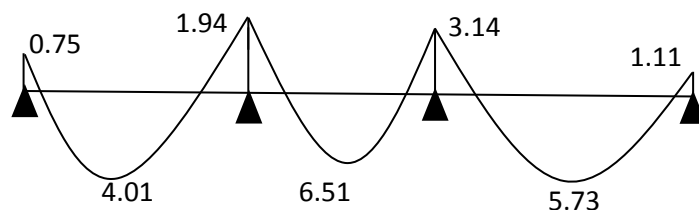
• Plancher étage courant :

• Type 3 :

- A L'ELU :

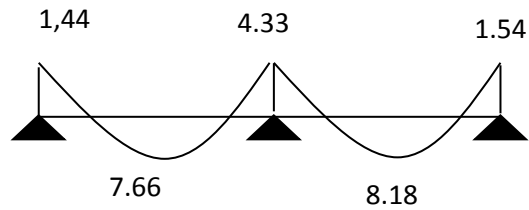


- A L'ELS

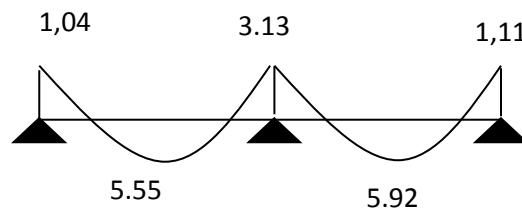


• Type 4 :

- A L'ELU :

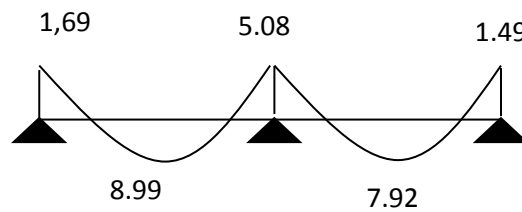


- A L'ELS :

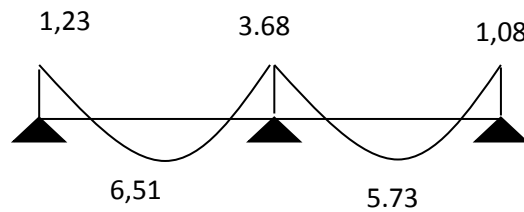


• Type 5 :

- A L'ELU :

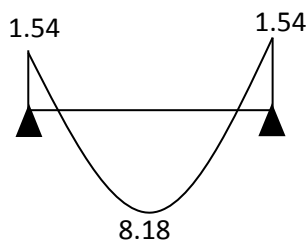


- A L'ELU :

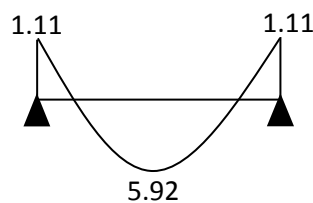


• Type 6 :

- A L'ELU :



- A L'ELS :



## ✓ Calcul des efforts tranchant :

## • Etage courant :

## • Type 3 :

Tableau. III.3.25. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 3).

Appuis	Les efforts tranchants(KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^1}{2}$	8.16
2	$T_{w(1-2)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-8.98
	$T_{e(2-3)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	11.44
3	$T_{w(2-3)} = -1.1 \frac{qu^1}{2}$	-11.44
	$T_{e(3-4)} = 1.1 \frac{qu^1}{2}$	10.74
4	$T_{e(3-4)} = \frac{qu^1}{2}$	-9.76

## • Type 4 :

Tableau. III.3.26. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 4).

Appuis	Les efforts tranchants(KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^1}{2}$	9.6
2	$T_{w(1-2)} = -1.15 \frac{qu^1}{2}$	-11.04
	$T_{e(2-3)} = 1.15 \frac{qu^1}{2}$	11.40
3	$T_{e(2-3)} = -\frac{qu^1}{2}$	-9.92

## Type5 :

Tableau. III.3.27. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 5).

Appui	Les efforts tranchants(KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^1}{2}$	10.40
2	$T_{w(1-2)} = -1.15 \frac{qu^1}{2}$	-11.96
	$T_{e(2-3)} = 1.15 \frac{qu^1}{2}$	11.22
3	$T_{w(2-3)} = -\frac{qu^1}{2}$	-9.76

• Type 6 :

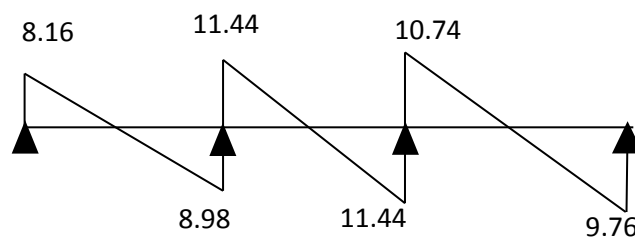
Tableau. III.3.28. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 6).

Appui	Les efforts tranchants(KN).	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{q_u l}{2}$	9.92
2	$T_{w(1-2)} = -\frac{q_u l}{2}$	-9.92

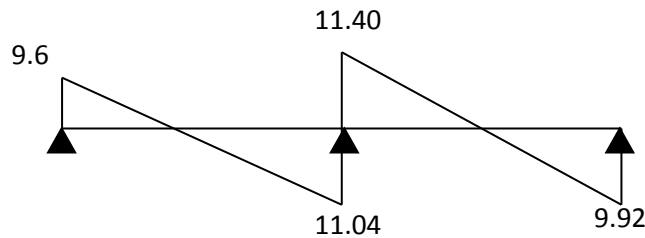
➤ Diagrammes des efforts tranchants :

• Étage courant :

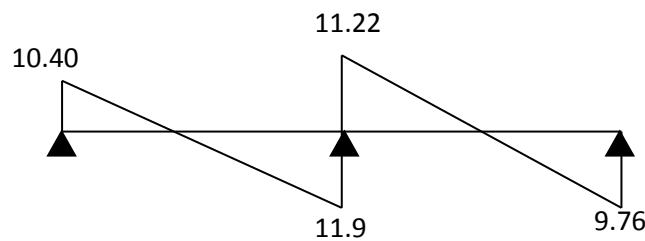
• Type 3 :



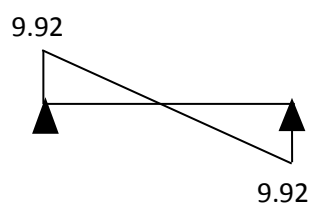
• Type 4 :



• Type 5 :



• Type 6 :



- RDC :
- Type 3 :
- En travée :

Tableau. III.3.29. Résultats des sollicitations en travées (type 3).

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1-2	7.40	6.01	6.57	5.30	4.31	<b>4.71</b>
2-3		9.77	10.67		7.00	<b>7.64</b>
3-4		<b>8.60</b>	<b>9.40</b>		<b>6.16</b>	<b>6.73</b>

-Sur appui :

Tableau. III.3.30. Résultats des sollicitations sur appuis (type 3).

Appui	E.L.U			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>		M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
	7.40			5.30		
1			1.20			<b>0.86</b>
2		3.00	4.89		2.16	<b>3.50</b>
3		4.89	4.30		3.50	<b>3.08</b>
4		<b>1.72</b>			<b>1.23</b>	

- Type 4 :
- En travée :

Tableau. III.3.31. Résultats des sollicitations en travées (type 4).

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1-2	7.40	8.32	9.09	5.30	5.96	<b>6.51</b>
2-3		<b>8.89</b>	<b>9.71</b>		<b>6.37</b>	<b>6.95</b>



-Sur appui :

Tableau. III.3.32. Résultats des sollicitations sur appuis (type 4).

Appui	E.L.U		E.L.S				
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		
	7.40	M <sub>w</sub>	Me	5.30	M <sub>w</sub>	Me	
1			1.66				1.19
2		4.99	4.33			3.58	3.82
3		1.78				1.27	

• Type 5 :

- En travée :

Tableau. III.3.33. Résultats des sollicitations en travées (type 5).

Travée	E.L.U		E.L.S			
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1-2	7.40	9.77	10.67	5.30	7.00	7.64
2-3		8.60	9.40		6.16	6.73

- Sur appui :

Tableau. III.3.34. Résultats des sollicitations sur appuis (type 5).

Appui	E.L.U		E.L.S				
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		
	7.40	M <sub>w</sub>	Me	5.30	M <sub>w</sub>	Me	
1			1.95				1.40
2		5.86	5.16			4.20	3.70
3		1.72				1.23	

• Type 6 :

- En travée :

Tableau. III.3.35. Résultats des sollicitations en travées (type 6).

Travée	E.L.U		E.L.S			
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)		q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
1-2	7.40	8.89	9.71	5.30	6.37	6.95

-Sur appui :

Tableau. III.3.36. Résultats des sollicitations sur appuis (type 6).

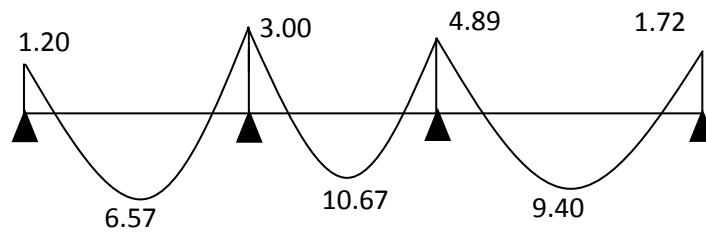
Appui	E.L.U		E.L.S	
	q <sub>u</sub> (KN)	Les moments (KN.m)	q <sub>ser</sub> (KN)	Les moments(KN.m)
1	7.40	1.78	5.30	1.27
2		1.78		1.27

➤ Diagramme des moments :

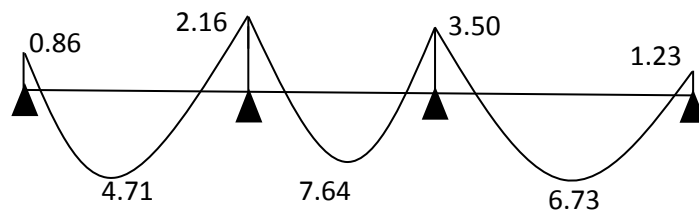
• RDC

• Type 3 :

- A L'ELU :

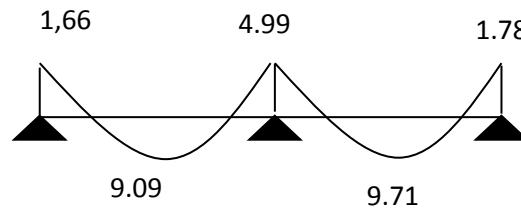


- A L'ELS :

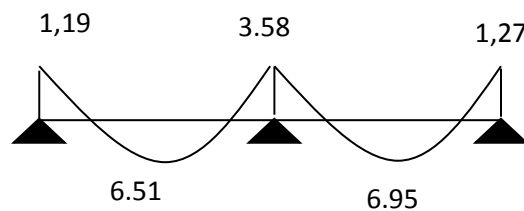


• Type 4 :

- A L'ELU :

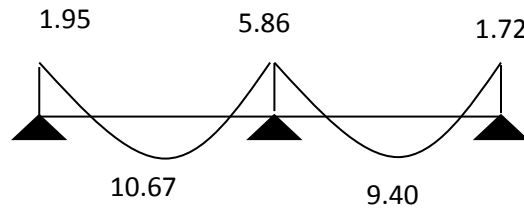


- A L'ELS :

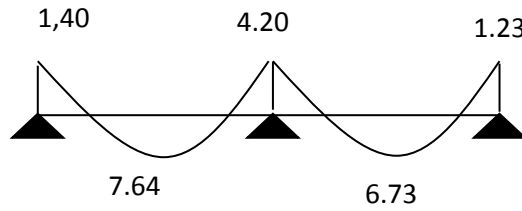


• Type 5 :

- A L'ELU :

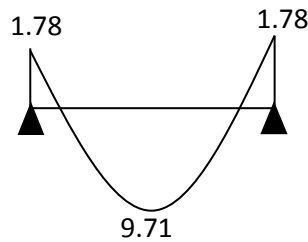


- A L'ELU :

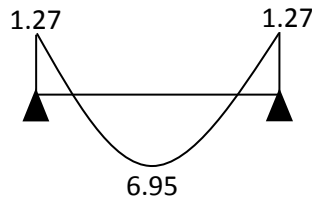


• Type 6 :

- A L'ELU :



- A L'ELS :



➤ Calcul des efforts tranchant :

• RDC :

• Type 3 :

Tableau. III.3.37. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 3).

Appuis	Les efforts tranchants(KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{q_u l}{2}$	9.42
2	$T_{w(1-2)} = -1.1 \frac{q_u l}{2}$	-10.36
	$T_{e(2-3)} = 1.1 \frac{q_u l}{2}$	13.21
3	$T_{w(2-3)} = -1.1 \frac{q_u l}{2}$	-13.21
	$T_{e(3-4)} = 1.1 \frac{q_u l}{2}$	12.40
4	$T_{e(3-4)} = \frac{q_u l}{2}$	-11.27

- **Type 4 :**

**Tableau. III.3.38.** Résultats de calcul des efforts tranchants (type 4).

Appui	Les efforts tranchants(KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^1}{2}$	11.09
2	$T_{w(1-2)} = -1.15 \frac{qu^1}{2}$	-12.75
	$T_{e(2-3)} = 1.15 \frac{qu^1}{2}$	13.17
3	$T_{e(2-3)} = -\frac{qu^1}{2}$	-11.45

- **Type5 :**

**Tableau. III.3.39.** Résultats de calcul des efforts tranchants (type 5).

Appui	Les efforts tranchants(KN)	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^1}{2}$	12.00
2	$T_{w(1-2)} = -1.15 \frac{qu^1}{2}$	-13.81
	$T_{e(2-3)} = 1.15 \frac{qu^1}{2}$	12.96
3	$T_{w(2-3)} = -\frac{qu^1}{2}$	-11.27

- **Type 6 :**

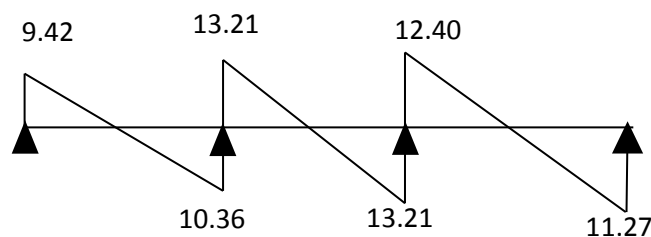
**Tableau. III.3.40.** Résultats de calcul des efforts tranchants (type 6).

Appui	Les efforts tranchants(KN).	
1	$T_{e(1-2)} = \frac{qu^1}{2}$	11.45
2	$T_{w(1-2)} = -\frac{qu^1}{2}$	-11.45

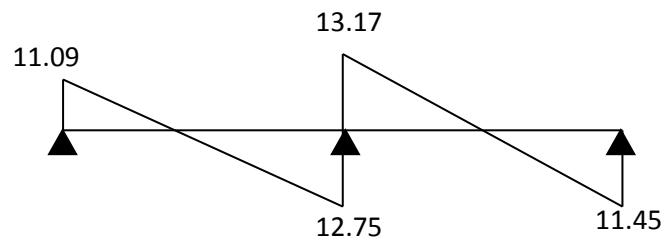
➤ **Diagramme des efforts tranchants :**

- **RDC :**

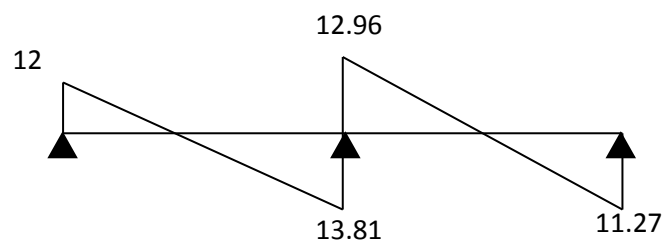
- **Type 3 :**



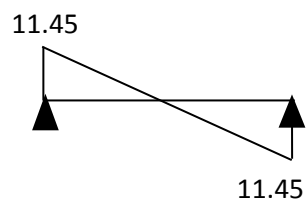
- Type 4 :



- Type 5 :



- Type 6 :



### III.3.2.6 Ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

- ✓  $M_{\max}$ (travée) ;
- ✓  $M_{\max}$ (appuis de rive) ;
- ✓  $M_{\max}$ (appuis intermédiaire).

Et d'après l'organigramme de calcul d'une section en  $T$  :

- ✓ Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- ✓ Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

$M_u$  : Le moment fléchissant soit sur appuis ou en travées.

$M_t$  : Le moment d'équilibre par la table seul.

Le moment d'équilibre par la table est :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \left[ d - \frac{h_0}{2} \right] \times f_{bu}.$$

Avec :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm.} \quad ; h = 25 \text{ cm.} \quad ; b = 65 \text{ cm.} \quad ; b_0 = 10 \text{ cm.}$$

$$F_{c28} = 25\text{MPa} \quad ; \quad F_e E400.$$

Pour trouver la section des armatures il faut d'abord calculer ces paramètres :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 + 0.4\alpha) \quad ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$$

- **Type 1 :**

- **Plancher Terrasse :**

$$M_{\max}(\text{travée}) = 14.74\text{KN.m}$$

$$M_{\max}(\text{appuis de rive}) = 1.72\text{KN.m}$$

$$M_{\max}(\text{appuis intermédiaire}) = 12.28\text{KN.m}$$

- **En travée :**  $M_{tu} = 92.30\text{KN.m} > M_u = 14.74\text{KN.m}$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcul une section **rectangulaire**  $(b \times h) = (65 \times 25)\text{cm}^2$ .

- **Sur appui de rive :**

$$M_{tu} = 92.30\text{KN.m} > M_u = 1.72\text{KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcul une section **rectangulaire**  $(b \times h) = (10 \times 25)\text{cm}^2$ .

- **Sur appui intermédiaire :**

$$M_{tu} = 92.30\text{KN.m} > M_u = 12.28\text{KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcul une section **rectangulaire**  $(b \times h) = (10 \times 25)\text{cm}^2$

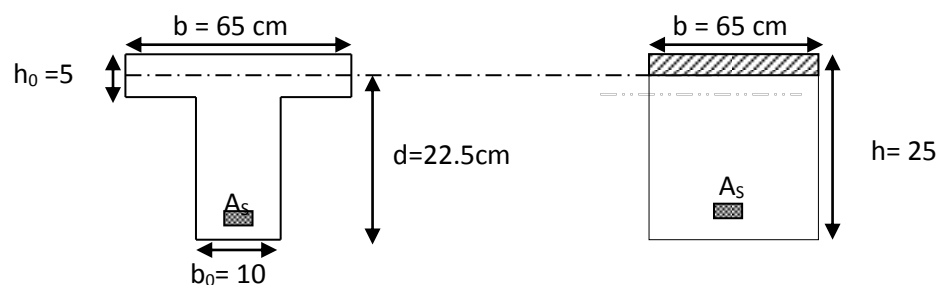


Figure.III.3.3 Coupe de section rectangulaire et section

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.3.41** Résultats de calcul de ferrailage de type1 (plancher terrasse).

	$M_u(KN.m)$	$b(m)$	$d(m)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A_s(cm^2)$	$A_s\ adop$
Travée	14.74	0.65	0.225	0.031	0.04	22.13	1.91	<b>3HA10</b> <b>= 2.36</b>
Appui de rive	1.72	0.10	0.225	0.023	0.03	22.22	0.22	<b>1HA10</b> <b>= 0.79</b>
Appui intermédiaires	<b>12.28</b>	<b>0.10</b>	<b>0.225</b>	<b>0.170</b>	<b>0.235</b>	<b>20.37</b>	<b>1.73</b>	<b>2HA12</b> <b>= 2.26</b>

➤ **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

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

$$A_s = 2.36\ cm^2 > A_{min} = 1.765\ cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

- **Sur appui de rive :**

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

$$A_s = 0.79\ cm^2 > A_{min} = 0.272\ cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

- **Sur appui intermédiaire :**

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

$$A_s = 2.26\ cm^2 > A_{min} = 0.272\ cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

➤ **Plancher étage courant:**

$$M_{max}(travée) = 14.48\ KN.m$$

$$M_{max}(appuis\ de\ rive) = 1.69\ KN.m$$

$$M_{max}(appuis\ intermediaire) = 12.06\ KN.m$$

- **En travée :**

$$M_{tu} = 92.30\ KN.m > M_u = 14.48\ KN.m$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (65 \times 25)\ cm^2$ .

- **Sur appui de rive :**

$$M_{tu} = 92.30\ KN.m > M_u = 1.69\ KN.m$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25)\ cm^2$ .

- Sur appui intermédiaire :

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 12.06 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.3.42.** Résultats de calcul de ferrailage de type1 (Plancher étage courant).

	$M_u(\text{KN.m})$	$b(\text{m})$	$d(\text{m})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s \text{ adop}$
Travée	14.48	0.65	0.225	0.030	0.039	22.14	1.87	<b>3HA10</b> = 2.36
Appui de rive	1.69	0.10	0.225	0.023	0.029	22.23	0.21	<b>1HA10</b> = 0.79
Appui intermédiaires	12.06	0.10	0.225	0.167	0.231	20.42	1.69	<b>2HA12</b> = 2.26

➤ **Condition de non fragilité :**

- En travée :

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

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.765 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- Sur appui de rive :

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

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- Sur appui intermédiaire :

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

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **RDC:**

$$M_{\max}(\text{travée}) = 16.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}(\text{appuis de rive}) = 1.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}(\text{appuis intermediaire}) = 13.93 \text{ KN.m}$$



- En travée :

$$M_{tu} = 92.30KN.m > M_u = 16.72KN.m$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (65 \times 25)cm^2$ .

- Sur appui de rive :

$$M_{tu} = 92.30 KN.m > M_u = 1.95KN.m$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25)cm^2$ .

- Sur appui intermédiaire :

$$M_{tu} = 92.30 KN.m > M_u = 13.93KN.m$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25)cm^2$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.3.43. Résultats de calcul de ferrailage de type1 (RDC).

	$M_u(KN.m)$	$b(m)$	$d(m)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A_s(cm^2)$	$A_s\ adop$
Travée	16.72	0.65	0.225	0.035	0.045	22.08	2.17	<b>3HA10</b> <b>= 2.36</b>
Appui de rive	1.95	0.10	0.225	0.027	0.034	22.19	0.25	<b>1HA10</b> <b>= 0.79</b>
Appui intermédiaires	13.93	0.10	0.225	0.193	0.271	20.05	1.99	<b>2HA12</b> <b>= 2.26</b>

➤ Condition de non fragilité :

- En travée :

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

$$A_s = 2.36\ cm^2 > A_{min} = 1.765\ cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

- Sur appui de rive :

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

$$A_s = 0.79\ cm^2 > A_{min} = 0.272\ cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

- Sur appui intermédiaire :

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

$$A_s = 2.26\ cm^2 > A_{min} = 0.272\ cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

• **Type 2 :**

➤ **Plancher Terrasse :**

$M_{max}(\text{travée}) = 15.88 \text{KN.m}$

$M_{max}(\text{appuis de rive}) = 4.08 \text{KN.m}$

$M_{max}(\text{appuis intermédiaire}) = 15.30 \text{KN.m}$

- **En travée :**

$M_{tu} = 92.30 \text{KN.m} > M_u = 15.88 \text{KN.m}$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire  $(b \times h) = (65 \times 25) \text{cm}^2$ .

- **Sur appui de rive :**

$M_{tu} = 92.30 \text{KN.m} > M_u = 4.08 \text{KN.m}$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25) \text{cm}^2$ .

- **Sur appui intermédiaire :**

$M_{tu} = 92.30 \text{KN.m} > M_u = 15.30 \text{KN.m}$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25) \text{cm}^2$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.3.44.**Résultats de calcul de ferrailage de type2 (plancher terrasse).

	$M_u(\text{KN.m})$	$b(\text{m})$	$d(\text{m})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s \text{ adop}$
<b>Travée</b>	15.88	0.65	0.225	0.033	0.043	22.11	2.06	<b>3HA10</b> = 2.36
<b>Appui de rive</b>	4.08	0.10	0.225	0.056	0.073	21.84	0.53	<b>1HA10</b> = 0.79
<b>Appui intermédiaires</b>	15.30	0.10	0.225	0.212	0.302	19.77	2.22	<b>2HA12</b> = 2.26

➤ **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ .

$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.765 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$

- **Sur appui de rive :**

$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ .

$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$

- Sur appui intermédiaire :

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

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

➤ **Plancher étage courant:**

$M_{max}(\text{travée}) = 15.61 \text{ KN.m}$

$M_{max}(\text{appuis de rive}) = 4.00 \text{ KN.m}$

$M_{max}(\text{appuis intermediaire}) = 14.83 \text{ KN.m}$

- **En travée :**

$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 15.61 \text{ KN.m}$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$ .

- **Sur appui de rive :**

$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 4.00 \text{ KN.m}$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$ .

- **Sur appui intermédiaire :**

$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 14.83 \text{ KN.m}$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.3.45.** Résultats de calcul de ferrailage de type2 (Plancher étage courant).

	$M_u(\text{KN.m})$	$b(m)$	$d(m)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s \text{ adop}$
<b>Travée</b>	15.61	0.65	0.225	0.033	0.042	22.11	2.02	<b>3HA10</b> <b>= 2.36</b>
<b>Appui de rive</b>	4.00	0.10	0.225	0.055	0.071	21.85	0.53	<b>1HA10</b> <b>= 0.79</b>
<b>Appui intermédiaires</b>	14.83	0.10	0.225	0.206	0.291	19.87	2.14	<b>2HA12</b> <b>= 2.26</b>

➤ **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

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

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.765 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

- Sur appui de rive :

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

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- Sur appui intermédiaire :

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

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ RDC:

$$M_{\max}(\text{travée}) = 18.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}(\text{appuis de rive}) = 4.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}(\text{appuis intermédiaire}) = 17.16 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 18.01 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$ .

- Sur appui de rive :

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 4.63 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$ .

- Sur appui intermédiaire :

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 17.16 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.3.46. Résultats de calcul de ferrailage de type2 (RDC).

	$M_u(\text{KN.m})$	$b(m)$	$d(m)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s \text{ adop}$
Travée	18.01	0.65	0.225	0.038	0.049	22.05	2.34	<b>3HA10</b> <b>= 2.36</b>
Appui de rive	4.63	0.10	0.225	0.064	0.083	21.75	0.61	<b>1HA10</b> <b>= 0.79</b>
Appui intermédiaires	17.16	0.10	0.225	0.238	0.346	19.38	2.24	<b>2HA12</b> <b>= 2.26</b>

➤ **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

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

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.765 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

- **Sur appui de rive :**

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

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

- **Sur appui intermédiaire :**

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

$$A_s = 2.67 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

• **Type 3 :**

➤ **Plancher Terrasse :**

$$M_{max}(\text{travée}) = 9.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}(\text{appuis de rive}) = 1.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}(\text{appuis intermédiaire}) = 4.31 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 9.04 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire  $(b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$ .

- **Sur appui de rive :**

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 1.52 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$ .

- **Sur appui intermédiaire :**

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 4.31 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.3.47 Résultats de calcul de ferrailage de type3 (plancher terrasse).

	$M_u(KN.m)$	$b(m)$	$d(m)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A_s(cm^2)$	$A_s\ adop$
Travée	9.04	0.65	0.225	0.019	0.024	22.28	1.16	<b>3HA10</b> = 2.36
Appui de rive	1.52	0.10	0.225	0.021	0.026	22.25	0.19	<b>1HA10</b> = 0.79
Appui intermédiaires	4.31	0.10	0.225	0.059	0.077	21.80	0.56	<b>2HA10</b> = 1.57

➤ **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

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

$$A_s = 2.36\ cm^2 > A_{min} = 1.765\ cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

- **Sur appui de rive :**

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

$$A_s = 0.79\ cm^2 > A_{min} = 0.272\ cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

- **Sur appui intermédiaire :**

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

$$A_s = 1.57\ cm^2 > A_{min} = 0.272\ cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

➤ **Plancher Etage courant:**

$$M_{max}(travée) = 8.99\ KN.m$$

$$M_{max}(appuis de rive) = 1.49\ KN.m$$

$$M_{max}(appuis intermediaire) = 4.23\ KN.m$$

- **En travée :**

$$M_{tu} = 92.30\ KN.m > M_u = 8.99\ KN.m$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (65 \times 25)\ cm^2$ .

- **Sur appui de rive :**

$$M_{tu} = 92.30\ KN.m > M_u = 1.49\ KN.m$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25)\ cm^2$ .

- **Sur appui intermédiaire :**

$$M_{tu} = 92.30\ KN.m > M_u = 4.23\ KN.m$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25)cm^2$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.3.48.** Résultats de calcul de ferrailage de type3 (Plancher étage courant).

	$M_u(KN.m)$	$b(m)$	$d(m)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A_s(cm^2)$	$A_s\ adop$
Travée	8.99	0.65	0.225	0.019	0.024	22.28	1.15	<b>3HA10</b> = 2.36
Appui de rive	1.49	0.10	0.225	0.020	0.026	22.26	0.19	<b>1HA10</b> = 0.79
Appui intermédiaires	4.23	0.10	0.225	0.058	0.075	21.81	0.55	<b>2HA10</b> = 1.57

➤ **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

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

$$A_s = 2.36\ cm^2 > A_{min} = 1.765\ cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

- **Sur appui de rive :**

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

$$A_s = 0.79\ cm^2 > A_{min} = 0.272\ cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

- **Sur appui intermédiaire :**

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

$$A_s = 1.57\ cm^2 > A_{min} = 0.272\ cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

➤ **RDC:**

$M_{max}(travée) = 10.67\ KN.m$

$M_{max}(appuis\ de\ rive) = 1.72\ KN.m$

$M_{max}(appuis\ intermediaire) = 4.89\ KN.m$

- **En travée :**  $M_{tu} = 92.30KN.m > M_u = 10.67KN.m$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (65 \times 25)cm^2$ .

- **Sur appui de rive :**

$$M_{tu} = 92.30\ KN.m > M_u = 1.72KN.m$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25)cm^2$ .

- Sur appui intermédiaire :

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 4.89 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.3.49.** Résultats de calcul de ferrailage de type3 :(RDC).

	$M_u(\text{KN.m})$	$b(\text{m})$	$d(\text{m})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s \text{ adop}$
Travée	10.67	0.65	0.225	0.022	0.028	22.24	1.37	<b>3HA10</b> <b>= 2.36</b>
Appui de rive	1.72	0.10	0.225	0.023	0.030	22.22	0.22	<b>1HA10</b> <b>= 0.79</b>
Appui intermédiaires	4.89	0.10	0.225	0.068	0.088	21.70	0.64	<b>2HA10</b> <b>= 1.57</b>

➤ **Condition de non fragilité :**

- En travée :

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

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.765 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- Sur appui de rive :

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

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- Sur appui intermédiaire :

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

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Type 4 :**

- **Plancher Terrasse :**

$$M_{\max}(\text{travée}) = 8.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}(\text{appuis de rive}) = 1.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}(\text{appuis intermédiaire}) = 4.40 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 8.23 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$ .



- Sur appui de rive :

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 1.57 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$ .

- Sur appui intermédiaire :

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 4.40 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.3.50.** Résultats de calcul de ferrailage de type4 (plancher terrasse).

	$M_u(\text{KN.m})$	$b(\text{m})$	$d(\text{m})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s \text{ adop}$
Travée	8.23	0.65	0.225	0.017	0.022	22.30	1.06	<b>3HA10</b> = 2.36
Appui de rive	1.57	0.10	0.225	0.021	0.027	22.25	0.20	<b>1HA10</b> = 0.79
Appui intermédiaires	4.40	0.10	0.225	0.061	0.079	21.78	0.58	<b>2HA10</b> = 1.57

➤ Condition de non fragilité :

- En travée :

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

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.765 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

- Sur appui de rive :

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

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

- Sur appui intermédiaire :

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

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

**Plancher étage courant:**

$$M_{max}(\text{travée}) = 8.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}(\text{appuis de rive}) = 1.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}(\text{appuis intermédiaire}) = 4.33 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_{tu} = 92.30KN.m > M_u = 8.18KN.m$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (65 \times 25)cm^2$ .

- Sur appui de rive :

$$M_{tu} = 92.30 KN.m > M_u = 1.54KN.m$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25)cm^2$ .

- Sur appui intermédiaire :

$$M_{tu} = 92.30 KN.m > M_u = 4.33KN.m$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25)cm^2$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.3.51.** Résultats de calcul de ferrailage de type4 (Plancher étage courant).

	$M_u(KN.m)$	$b(m)$	$d(m)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A_s(cm^2)$	$A_s adop$
Travée	8.18	0.65	0.225	0.017	0.022	22.30	1.05	<b>3HA10</b> <b>= 2.36</b>
Appui de rive	1.54	0.10	0.225	0.021	0.027	22.25	0.19	<b>1HA10</b> <b>= 0.79</b>
Appui intermédiaires	4.33	0.10	0.225	0.060	0.077	21.80	0.57	<b>2HA10</b> <b>= 1.57</b>

➤ **Condition de non fragilité :**

- En travée :

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

$$A_s = 2.36 cm^2 > Amin = 1.765 cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

- Sur appui de rive :

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

$$A_s = 0.79 cm^2 > Amin = 0.272 cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

- Sur appui intermédiaire :

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

$$A_s = 1.57 cm^2 > Amin = 0.272 cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

➤ **RDC:**

$M_{\max}(\text{travée}) = 9.71 \text{ KN.m}$

$M_{\max}(\text{appuis de rive}) = 1.78 \text{ KN.m}$

$M_{\max}(\text{appuis intermédiaire}) = 4.99 \text{ KN.m}$

- **En travée :**

$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 9.71 \text{ KN.m}$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$ .

- **Sur appui de rive :**

$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 1.78 \text{ KN.m}$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$ .

- **Sur appui intermédiaire :**

$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 4.99 \text{ KN.m}$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.3.52.** Résultats de calcul de ferrailage de type4 (RDC).

	$M_u(\text{KN.m})$	$b(\text{m})$	$d(\text{m})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s \text{ adop}$
<b>Travée</b>	9.71	0.65	0.225	0.020	0.026	22.26	1.25	<b>3HA10 = 2.36</b>
<b>Appui de rive</b>	1.78	0.10	0.225	0.024	0.031	22.21	0.23	<b>1HA10 = 0.79</b>
<b>Appui intermédiaires</b>	4.99	0.10	0.225	0.069	0.090	21.68	0.66	<b>2HA10 = 1.57</b>

➤ **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

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

$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.765 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$

- **Sur appui de rive :**

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

$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$

- Sur appui intermédiaire :

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

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

• Type 5 :

➤ Plancher Terrasse :

$$M_{max}(\text{travée}) = 9.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}(\text{appuis de rive}) = 1.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}(\text{appuis intermédiaire}) = 5.17 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 9.04 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire  $(b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$ .

- Sur appui de rive :

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 1.72 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$ .

- Sur appui intermédiaire :

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 5.147 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.3.53.Résultats de calcul de ferrailage de type5 (plancher terrasse).

	$M_u(\text{KN.m})$	$b(\text{m})$	$d(\text{m})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s \text{ adop}$
Travée	9.04	0.65	0.225	0.019	0.024	22.28	1.16	<b>3HA10</b> = 2.36
Appui de rive	1.72	0.10	0.225	0.023	0.030	22.22	0.22	<b>1HA10</b> = 0.79
Appui intermédiaires	5.17	0.10	0.225	0.071	0.093	21.65	0.68	<b>2HA10</b> = 1.57

➤ Condition de non fragilité :

- En travée :

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

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.765 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

- Sur appui de rive :

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

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

- Sur appui intermédiaire :

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

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

**Plancher étage courant:**

$M_{max}(\text{travée}) = 8.99 \text{ KN.m}$

$M_{max}(\text{appuis de rive}) = 1.69 \text{ KN.m}$

$M_{max}(\text{appuis intermediaire}) = 5.08 \text{ KN.m}$

- En travée :

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 8.99 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$ .

- Sur appui de rive :

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 1.69 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$ .

- Sur appui intermédiaire :

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 5.08 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.3.54.** Résultats de calcul de ferrailage de type5 (Plancher étage courant).

	$M_u(\text{KN.m})$	$b(\text{m})$	$d(\text{m})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{s \text{ adop}}$
<b>Travée</b>	8.99	0.65	0.225	0.019	0.024	22.28	1.15	<b>3HA10 = 2.36</b>
<b>Appui de rive</b>	1.69	0.10	0.225	0.023	0.029	22.23	0.21	<b>1HA10 = 0.79</b>
<b>Appui intermédiaires</b>	5.08	0.10	0.225	0.070	0.091	21.67	0.67	<b>2HA10 = 1.57</b>

➤ **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

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

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.765 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

- **Sur appui de rive :**

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

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

- **Sur appui intermédiaire :**

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

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

➤ **RDC:**

$$M_{\max}(\text{travée}) = 10.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}(\text{appuis de rive}) = 1.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}(\text{appuis intermédiaire}) = 5.86 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 10.67 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (65 × 25) cm<sup>2</sup>.

- **Sur appui de rive :**

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 1.95 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10 × 25) cm<sup>2</sup>.

- **Sur appui intermédiaire :**

$$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 5.86 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10 × 25) cm<sup>2</sup>

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.3.55. Résultats de calcul de ferrailage de type5 (RDC).

	$M_u(KN.m)$	$b(m)$	$d(m)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A_s(cm^2)$	$A_s\ adop$
Travée	10.67	0.65	0.225	0.022	0.028	22.24	1.37	<b>3HA10</b> = 2.36
Appui de rive	1.95	0.10	0.225	0.027	0.034	22.19	0.25	<b>1HA10</b> = 0.79
Appui intermédiaires	5.86	0.10	0.225	0.081	0.106	21.54	0.78	<b>2HA10</b> = 1.57

➤ **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

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

$$A_s = 2.36\ cm^2 > A_{min} = 1.765\ cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

- **Sur appui de rive :**

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

$$A_s = 0.79\ cm^2 > A_{min} = 0.272\ cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

- **Sur appui intermédiaire :**

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

$$A_s = 1.57\ cm^2 > A_{min} = 0.272\ cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

• **Type 6:**

➤ **Plancher Terrasse :**

$$M_{max}(travée) = 8.23\ KN.m$$

$$M_{max}(appuis\ de\ rive) = 1.57\ KN.m$$

- **En travée :**

$$M_{tu} = 92.30\ KN.m > M_u = 8.23\ KN.m$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire  $(b \times h) = (65 \times 25)\ cm^2$ .

- **Sur appui de rive :**

$$M_{tu} = 92.30\ KN.m > M_u = 1.57\ KN.m$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25)\ cm^2$ .

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.3.56.** Résultats de calcul de ferrailage de type6 (plancher terrasse).

	$M_u(KN.m)$	$b(m)$	$d(m)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A_s(cm^2)$	$A_s\ adop$
Travée	8.23	0.65	0.225	0.017	0.022	22.30	1.06	<b>3HA10</b> = 2.36
Appui de rive	1.57	0.10	0.225	0.021	0.027	22.25	0.20	<b>1HA10</b> = 0.79

➤ **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

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

$$A_s = 2.36\ cm^2 > A_{min} = 1.765\ cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

- **Sur appui de rive :**

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

$$A_s = 0.79\ cm^2 > A_{min} = 0.272\ cm^2 \dots \dots \dots CV.$$

➤ **Plancher étage courant:**

$M_{max}(travée) = 8.18\ KN.m$

$M_{max}(appuis\ de\ rive) = 1.54\ KN.m$

- **En travée :**

$M_{tu} = 92.30\ KN.m > M_u = 8.18\ KN.m$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (65 \times 25)\ cm^2$ .

- **Sur appui de rive :**

$M_{tu} = 92.30\ KN.m > M_u = 1.54\ KN.m$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25)\ cm^2$ .

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.3.57.** Résultats de calcul de ferrailage de type6 (Plancher étage courant).

	$M_u(KN.m)$	$b(m)$	$d(m)$	$\mu$	$\alpha$	$Z(cm)$	$A_s(cm^2)$	$A_s\ adop$
Travée	8.18	0.65	0.225	0.017	0.022	22.30	1.05	<b>3HA10</b> = 2.36
Appui de rive	1.54	0.10	0.225	0.021	0.027	22.25	0.19	<b>1HA10</b> = 0.79



➤ **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

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

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.765 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

- **Sur appui de rive :**

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

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

➤ **RDC:**

$M_{max}(\text{travée}) = 9.71 \text{ KN.m}$

$M_{max}(\text{appuis de rive}) = 1.78 \text{ KN.m}$

- **En travée :**

$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 9.71 \text{ KN.m}$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$ .

- **Sur appui de rive :**

$M_{tu} = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 1.78 \text{ KN.m}$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire  $(b \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$ .

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.3.58.** Résultats de calcul de ferrailage de type6 (RDC).

	$M_u(\text{KN.m})$	$b(\text{m})$	$d(\text{m})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{s \text{ adop}}$
<b>Travée</b>	9.71	0.65	0.225	0.020	0.026	22.26	1.25	<b>3HA10 = 2.36</b>
<b>Appui de rive</b>	1.78	0.10	0.225	0.024	0.031	22.21	0.27	<b>1HA10 = 0.79</b>

➤ **Condition de non fragilité :**

- **En travée :**

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

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.765 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

- Sur appui de rive :

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

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.272 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

➤ **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ( $T_{u_{max}} = 20.32KN$ ). Donc il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ .

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] = 3.33 \text{ MPa}. \text{ (Fissuration non préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u_{max}}}{b_0 \times d} = 0.903 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = 0.903 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV.$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right) = \min \left( \frac{250}{35}; \frac{100}{10}; 10 \right) \text{ mm} = 7.14 \text{ mm}$$

On adopte des cadres d'un  $\phi = 8 \text{ mm}$

$$\rightarrow A_t = 2HA8 = 1.1 \text{ cm}^2.$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 22.5; 40 \text{ cm}) = 20.25 \text{ cm}.$$

On adopte:  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Suivant l' R.P.A 99 version 2003(art 7.5.2.2)

$$\phi_t \leq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 10 = 0.6 \text{ cm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \dots \dots \dots CV.$$

On adopte:  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :**

$$T_{u_{max}} = 20.32 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 20.32 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = 2 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV.$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

- En travée :

$$\alpha = 0.045; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

Soit :  $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \rightarrow \alpha = 0.045 \leq 0.44 \dots \dots \dots CV.$

- Sur appui :

• appui de rive :

$$\alpha = 0.083; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

Soit :  $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \rightarrow \alpha = 0.083 \leq 0.44 \dots \dots \dots CV.$

• appui intermédiaire :

$$\alpha = 0.346; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

Soit :  $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \rightarrow \alpha = 0.346 \leq 0.44 \dots \dots \dots CV.$

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

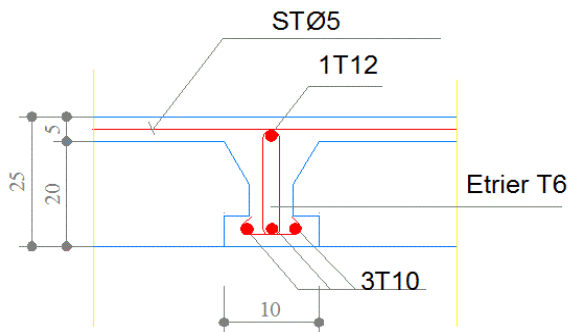
Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{25}{500} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots CV. \\ \frac{25}{500} = 0.05 \geq \frac{18.01}{15 \times 23.12} = 0.05 \dots \dots \dots CV. \\ \frac{2.36}{10 \times 22.5} = 0.0104 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots CV. \end{array} \right.$$

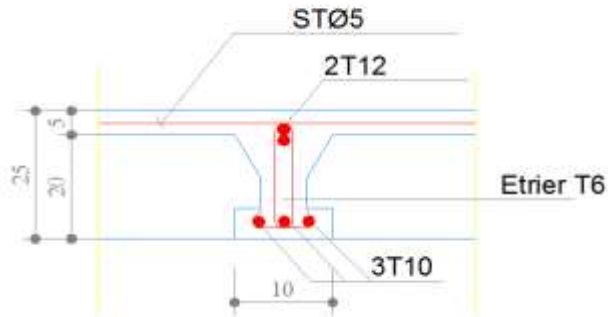
Ces trois conditions sont vérifiées donc les poutrelles ne sont pas fléchées

## Schéma de ferrailage

## Type 1 et 2 :

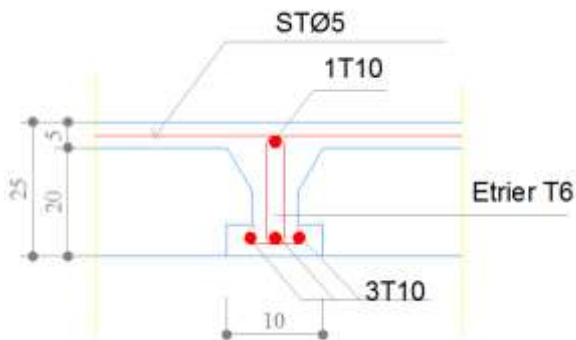


En travée et sur appuis de rive

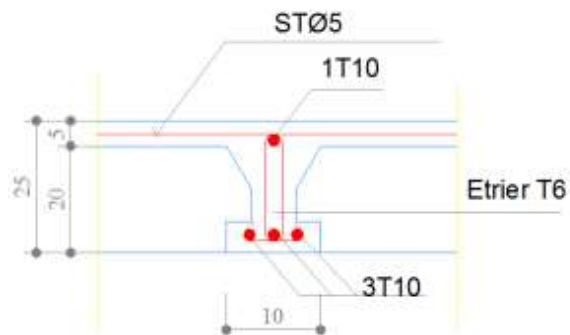


Sur appuis intermédiaire

## Type 3, 4, 5 et 6:



En travée et sur appuis de rive



Sur appuis intermédiaire

Figure.III.3.4. Ferrailage des poutrelles.

## III.3.2.7 La dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens par un quadrillage afin d'éviter les fissurations, les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résistance aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Les dimensions des mailles sont normalisées (**Art. B.68. BAEL91**) comme suit :
  - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
  - 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \\ L_1 \leq 50\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e} \\ A_1 = \frac{200}{f_e} \end{cases} \text{ avec: } (L_1 \text{ en cm})$$

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).

$$A_2 = A_1/4$$

$$f_e = 400\text{MPa}.$$

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

$$A_1 = 4 \times \frac{65}{400} = 0.65\text{cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte :  $A_1 = 5T6 = 1.41\text{cm}^2$ .

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

➤ **Armature de répartition :**

$$A_2 = A_1/24 = 1.41/4 = 0.35\text{cm}^2.$$

On adopte :  $A_2 = 5T6 = 1.41\text{cm}^2$ .

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

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre  $\emptyset 6$  dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

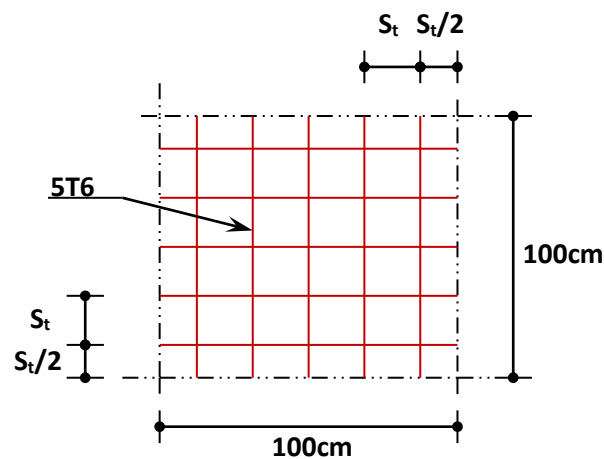


Figure.III. 3.5 Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

**III.3.3 Plancher à dalle pleine :**

Une dalle est caractérisée par ses dimensions en plans  $L_x$  et  $L_y$  et nous désignons par  $L_x$  ; la plus petite dimension on aura donc  $L_x \leq L_y$ , il y a deux modes de travail des dalles qui sont déterminés en fonction du rapport  $L_x/L_y$ .

$$\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \quad ; \text{ Dalle porte dans un seul sens.}$$

$$0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \quad ; \text{ Dalle porte dans les deux sens.}$$

**III.3.3.1 Étapes de calcul :**

- **Calcul de  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.1}{4} = 0.53 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 ; \text{ Moment dans le sens de la petite portée.} \\ M_y = \mu_y \times M_x \quad ; \text{ Moment dans le sens de la grande portée.} \\ \mu_x = 1/8 (1 + 2.4\alpha^3) \end{cases}$$

$$\mu_y = \alpha^3 (1.9 - 0.9\alpha) \quad ; \text{ Les coefficients } \mu_y \text{ et } \mu_x \text{ sont donné par les règles de BAEL91.}$$

- **Moment sur travée :**

- **Pour un panneau de rive :**

$$\text{Sens } L_x : M_x^t = 0.85 \times M_x$$

$$\text{Sens } L_y : M_y^t = 0.85 \times M_y$$

- **Pour un panneau intermédiaire :**

$$\text{Sens } L_x : M_x^t = 0.75 \times M_x$$

$$\text{Sens } L_y : M_y^t = 0.75 \times M_y$$

- **Moment sur appuis :**

- **Pour un panneau de rive :**

$$\text{Sens } L_x : M_x^a = 0.3 \times M_x$$

$$\text{Sens } L_y : M_y^a = 0.3 \times M_y$$

- **Pour un panneau intermédiaire :**

$$\text{Sens } L_x : M_x^a = 0.5 \times M_x$$

$$\text{Sens } L_y : M_y^a = 0.5 \times M_y$$

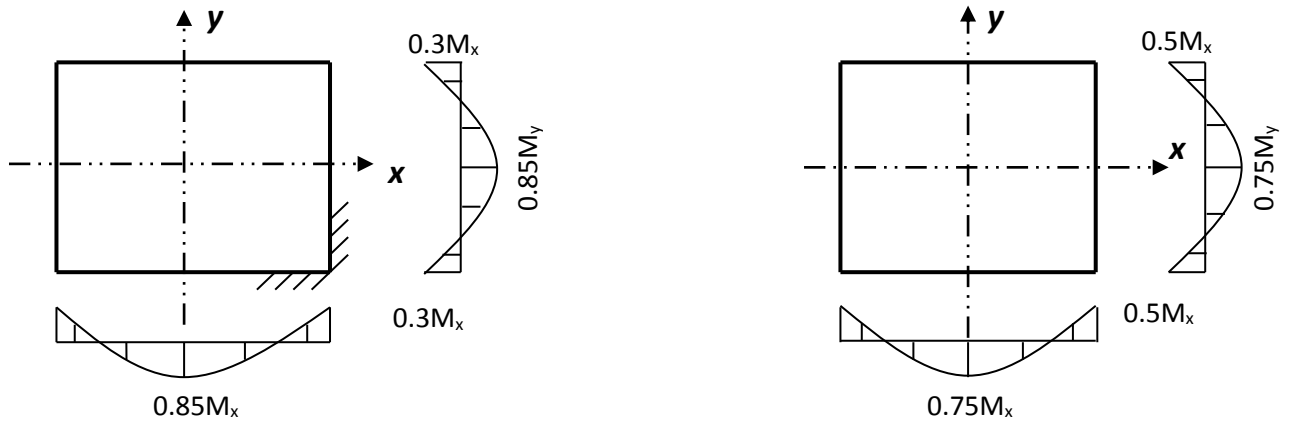


Figure.III.3.6 Distribution des moments sur les panneaux.

III.3.3.2 Combinaison d'action :

- Combinaison d'action :

Tableau III-3.59 Chargement du plancher terrasse à dalles pleines

	G (KN/m)	Q (KN/m)	Qu (KN/m)	Qser (KN/m)
Dalle	7,08	1	11,06	8,08

- Sollicitations :

Tableau III-3.60 Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS

Dalle	Lx	Ly	$\alpha = \frac{Lx}{Ly}$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$	$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$
ELU	2.1	4	0,53	0,169	0,211	8.24	1.74
ELS	2.1	4	0,53	0,169	0,211	6.02	1.27

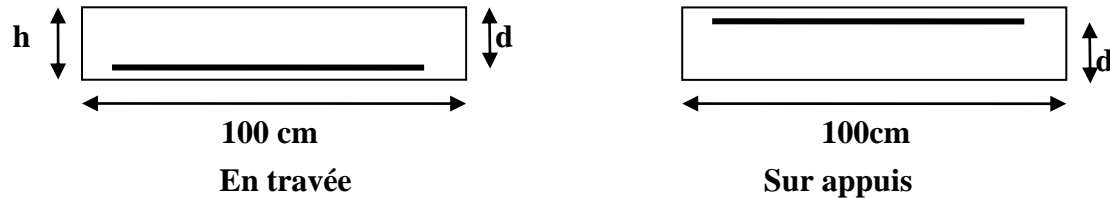
- Moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS :

Tableau III-3.61 Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

Dalle	M <sub>ax</sub> (KN.m)	M <sub>tx</sub> (KN.m)	M <sub>ay</sub> (KN.m)	M <sub>ty</sub> (KN.m)
ELU	4.12	6.18	0.52	1.48
ELS	3.01	4.52	0.38	1.08

➤ **Calcul de ferrillage :**

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire  $(b * h) = (100 * 16) \text{ cm}^2$  soumise à la flexion simple.



**ELU :**

On a :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm}$$

- $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,6 \text{ cm}.$

Donc :

- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1 \text{ cm}.$

Calcul de  $d_x$  et  $d_y$  :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_y}{2} = 16 - 2 - 0,5 = 13,5 \text{ cm}.$
- $d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 12,5 \text{ cm}.$

Pour les calculs on utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}}$
- $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}).$
- $z = d * (1 - 0,4 * \alpha).$
- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$
- $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}).$
- $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}).$

**Condition de non fragilité : selon BAEL :**

**Pour Fe E400 :**

selon Ly :  $A_{sy \text{ min}} = 8 * h_0$

selon Lx:  $A_{sx \text{ min}} = \frac{3 - \alpha}{2} * A_{sy \text{ min}}$



Les résultats sont dans le tableau suivant :

**Tableau III-3.62** Ferrailage de panneau terrasse à l'ELU

—	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
<b>Mu(KN. m)</b>	4.12	6.18	0.52	1.48
<b>b (m)</b>	1	1	1	1
<b>d (cm)</b>	13.5	13.5	12.5	12.5
<b>μ</b>	0,0159	0,0238	0,0023	0,0066
<b>α</b>	0,0200	0,0302	0,0029	0,0083
<b>Z (cm)</b>	13,39	13,33	12,48	12,45
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	0,88	1,33	0,12	0,34
<b>As (min)</b>	1,63	1,63	1,50	1,50
<b>As adop (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>4T8 = 2, 01</b>	<b>4T10 = 3, 14</b>	<b>4T8 = 2, 01</b>	<b>4T10 = 3, 14</b>
<b>St (cm)</b>	25	25	25	25
<b>St<sub>max</sub> (cm)</b>	33	33	45	45
<b>St &lt; St<sub>max</sub></b>	CV	CV	CV	CV

- $\tau_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$
- $\tau_u < \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$
- $V_{uX} = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \cdot (1 / (1 + \alpha / 2))$
- $V_{uY} = \frac{q_u \cdot l_x}{3}$

Avec :  $L_x = 2.1 \text{ m}$  ;  $q_u = 11.06 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$  ;  $\alpha = 0,53$ .

- $V_{uX} = 9.18 \text{ KN}$ .
- $V_{uY} = 7.74 \text{ KN}$ .

- $\bar{\tau}_u = \frac{9.18 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,068 \text{ Mpa.}$
- $\tau_u = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1,167 \text{ Mpa.}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$  vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les Contraintes dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc}$ ) et dans l'acier tendue ( $\sigma_{st}$ ) ne dépassent pas la contrainte limite.

- La fissuration est préjudiciable  $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \eta = 1.6(\text{HA}).$
- $\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$

Et :

Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * [(A_s * (d - y)^2 + A'_s * (y - d')^2)]. \text{BAEL 91.}$

On a :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$

Avec :

- **Y** : est la solution de l'équation suivante :  $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
- $D = \frac{15 \cdot A_{st}}{b}$
- $E = 2 * d * D$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y = K * Y$
- $\sigma_{st} = 15 * K * (d - y)$

Tableau III-3.63 Vérification des contraintes à l'ELS

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
$M_{ser} (KN.m)$	3.01	4.52	0.38	1.08
$b (cm)$	100	100	100	100
$h (cm)$	16	16	16	16
$d (cm)$	13,5	13,5	12,5	12,5
As adop (cm <sup>2</sup> )	4T8 = 2,01	4T10 = 3,14	4T8 = 2,01	4T10 = 3,14
$D (cm)$	0,30	0,47	0,30	0,47
$E (cm^2)$	8,14	12,71	7,53	11,77
$Y_{ser} (cm)$	2,57	3,13	2,46	2,99
$I (cm^4)$	4167,67	6087,12	3535,40	5150,75
$K \left( \frac{N}{mm^3} \right)$	0,072	0,074	0,010	0,020
$\bar{\sigma}_{st} (Mpa)$	201,63	201,63	201,63	201,63
$\bar{\sigma}_{bc} (Mpa)$	15	15	15	15
$\sigma_{st} (Mpa)$	106,56	107,33	24,10	22,82
$\sigma_{bc} (Mpa)$	1.85	2.32	0.25	0.60
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	CV	CV	CV	CV

- Calcul les armatures à l'ELS :

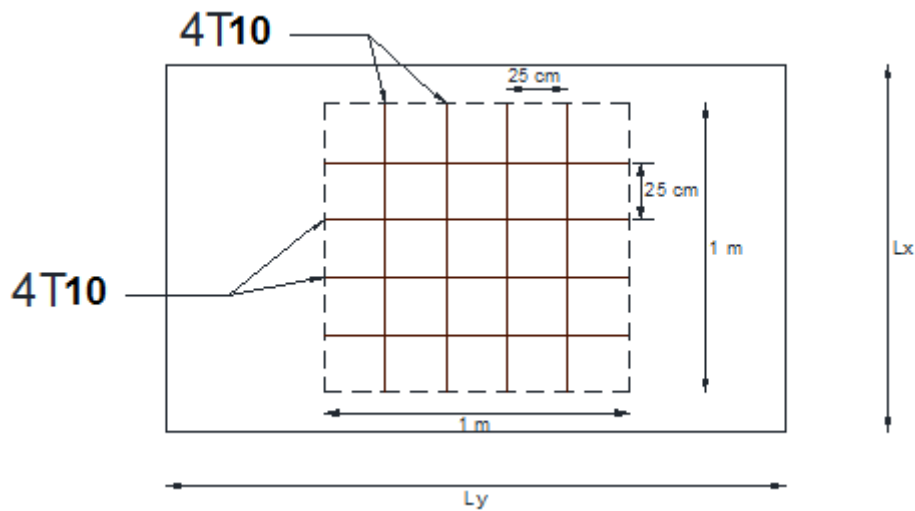
$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

- Vérification de la contrainte de béton :  $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

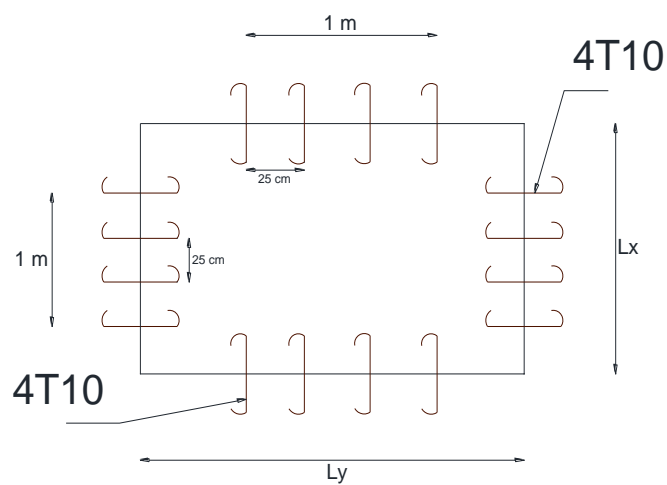
Tableau III-3.64 ferrailage à l'ELS

M <sub>SER</sub> (KN.m)	μ <sub>s</sub>	β	A <sub>ser</sub> (cm <sup>2</sup> )	K	σ <sub>bc</sub> = $\frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub>	AS adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
M <sub>ax</sub> = 3.01	0,0008	0,9511	1,17	87.23	2.31	Vérifier	4T10=3.14	25
M <sub>tx</sub> = 4.52	0,0012	0,9409	1,88	69.57	2.90	Vérifier	4T10=3.14	25
M <sub>ay</sub> = 0.38	0,0001	0,9874	0,25	91.92	2.19	Vérifier	4T10=3.14	25
M <sub>ty</sub> = 1.08	0,0003	0,9698	0,37	155.53	1.30	Vérifier	4T10=3.14	25

Schéma de ferrailage :



En travée



Sur appuis

Figure III.3.7 ferrailage du plancher terrasse

### III.4. Étude de l'escalier

#### III.4.1. Introduction :

Un escalier est essentiellement un assemblage de la poutre et des dalles inclinées horizontales en hélice etc. Ils servent à relier les différents niveaux d'une construction et peuvent orner une façade, une entrée. Ils sont importants dans le fait qu'ils sont l'un des éléments clé pour la sécurité des personnes dans le cas d'une catastrophe telle que l'incendie, un séisme (voie de secours).

Dans notre structure on a un seul type d'escalier qui compose à trois volées.

#### III.4.2. Escalier RDC (commerciale gauche) :

##### III.4.2.1 Calcul de la 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée :

➤ calcul des sollicitations :

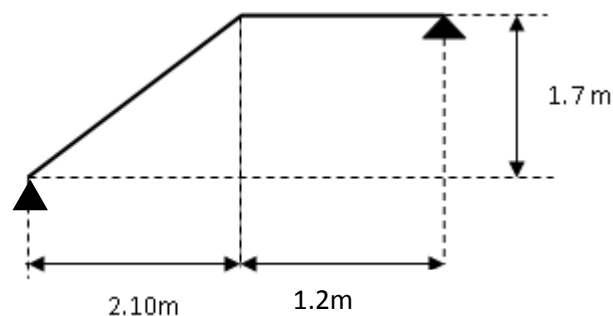


Figure III.4.1 Représentation du 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée de RDC

- Paillasse :  $G=8.49\text{KN/ml}$  ;  $Q=2.5\text{KN/ml}$

- Palier :  $G=5.60\text{KN/ml}$  ;  $Q=2.5\text{KN/ml}$

La charge équivalente:  $q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i}$

$$q_{eq} = q_{eq} = \frac{8,49 \times 2,1 + 1,2 \times 5,6}{3,3} = 7,44\text{KN/ml}$$

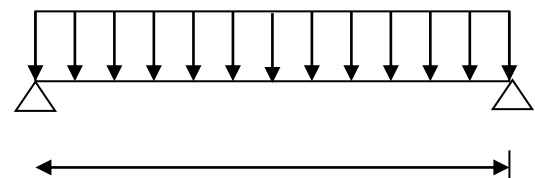


Figure III.4.2. Schéma statique des escaliers.

Alors :  $q_{eq} = 7.44 \text{ KN/ml}$ .

Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

❖ **A l'état limite ultime** :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$q_u = 1.35 \times 7.44 + 1.5 \times 2.5 = 13.79 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments** :

Moment isostatique :  $M_0 = ql^2 / 8 = 18.77 \text{ KN/m}$ .

Moment en travée :  $M_t = 0.75 M_0 = 14.07 \text{ KN/m}$ .

Moment sur appui :  $M_a = 0.5 M_0 = 9.38 \text{ KN/m}$ .

❖ **A l'état limite de service** :  $q_s = G + Q$

$$q_s = 7.44 + 2.5 = 9.94 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments** :

Moment isostatique  $M_0 = ql^2 / 8 = 13.53 \text{ KN/m}$ .

Moment en travée :  $M_t = 0.75 M_0 = 10.15 \text{ KN/m}$ .

Moment sur appui :  $M_a = 0.5 M_0 = 6.77 \text{ KN/m}$ .

❖ **Calcul des armatures** :

➤ **Armatures longitudinales** :

le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section  $(b \times h) = (100 \times 16) \text{ cm}^2$ .

**Tab.III.4.1.** Différents coefficients pour le calcul de ferrailage escalier.

$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d(\text{cm})$	$f_{bu}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
25	1	2.1	1.5	1.15	13.5	14.2	400	348

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} ; A_{s\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab.III.4.2**Résultats du calcul du ferrailage escalier.

Section	b(cm)	d(cm)	Mu KN.m	μ	A	Z(cm)	Asmn (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Aadopt (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	13.5	14.07	0.0543	0.0699	13.12	1.63	3.08	4HA12=4.52
Appuis	100	13.5	9.38	0.0362	0.0461	13.25	1.63	2.03	4HA10=3.14

• **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33) = 33\text{cm}$$

- en travée :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$  .....CV

- en appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$  .....CV

➤ **Armatures de répartition :**

- En travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 1.13\text{cm}^2$  on adopte : 4T8=2.01cm<sup>2</sup> ; st=25cm

- Sur appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 3.14/4 = 0.785\text{cm}^2$  on adopte : 4T8=2.01cm<sup>2</sup> ; st=25cm

❖ **Vérification :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s\min} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,63\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

En travée :  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{s\min} \dots\dots\dots (CV).$

Sur appui :  $A_s = 3.14\text{cm}^2 \geq A_{s\min} \dots\dots\dots (CV).$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} \text{ (Fissuration non préjudiciable)}$$

Donc :  $\bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} ; \text{ Avec } T_u : \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$T_u = q l/2 = 13.79 \times 3.30 / 2 = 22.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{22.75 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.168 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification à ELS :**

➤ **Vérification des contraintes de béton :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

$$\left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.445$$

Donc :  $\alpha = 0.0699 \leq 0.44 \dots\dots\dots \text{CV}$

• **Sur appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.44$$

Donc :  $\alpha = 0.0461 \leq 0.44 \dots\dots\dots \text{CV}$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification des fissurations est inutile.

❖ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

❖ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{330} = 0.048 \leq 0.0625 \dots \text{CNV} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow 0.048 \leq 0.0749 \dots \text{CNV} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0033 \leq 0.0105 \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de la flèche :**

Selon la méthode de BAEL91 la flèche totale est donnée par :

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

$f_{gi}$ ,  $f_{gv}$  : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{ji}$  : La flèche due à l'ensemble des charges appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément.

Cette flèche ne doit pas dépasser  $L/500$

$$\text{D'après le BAEL91 on a : } f_i = \frac{MP}{10E_i I_{fi}}, f_v = \frac{MP}{10E_v I_{fv}}$$

• **La position de l'axe neutre:**

$$by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(dA_s - d'A_s') = 0 \quad \text{Avec: } A_s' = 0; A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$y = 3.65 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta [A_s (d - y)^2] \rightarrow \text{BAEL91}$$

Avec  $y$  : la position de l'axe neutre

$\eta$  : Coefficient d'équivalence = 15

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

$$I_0 = \frac{b.h^3}{12} + b.h\left(\frac{h}{2} - V\right) + 15A_s(d - V)^2$$

$$V = \left(\frac{b.h^2}{2} + 15A_s.d\right) / (b.d + 15A_s)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} ; \lambda_p = \frac{2}{5}\lambda_i ; \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{5\rho} ; E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} ; E_v = \frac{E_i}{3}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab.III.4.3.** Différents coefficients pour le calcul de la flèche.

<b>Y (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>V cm</b>	<b>I<sub>0</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>ρ</b>	<b>λ<sub>i</sub> MPa</b>	<b>λ<sub>v</sub> MPa</b>	<b>E<sub>i</sub> MPa</b>	<b>E<sub>v</sub> MPa</b>
<b>3.65</b>	8199.023	8.22	36100.91	0.0033	6.27	2.51	32164.2	10818.86

- ❖ **flèches due l'ensemble des charges permanente «  $f_{gv}, f_{gi}$  » :**

La combinaison :  $q=G$ ..... (Pour 1ml)

- Paillasse :  $q_1=8.49$  KN/ml
- Palier :  $q_2=5.60$  KN/ml

$$q_{eq} = \frac{8.49 \times 2.1 + 5.60 \times 1.2}{3.30} = 7.44 \text{KN/ml}$$

$$M_s = 0.75M_0 = 0.75 \times 10.12 = 7.60 \text{ KN.m} \quad \text{avec : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$$

$$\sigma_s = 15 M_s(d-y)/I = 15 \times 7.60 \times 10^6 (13.5 - 3.65) / 8199.023 \times 10^4 = 136.90 \text{MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}\right) = 0.0657$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \cdot \mu} = 23727.64 \text{cm}^4 \quad \Rightarrow f_{gi} = \frac{Ml^2}{10EiI_{fg}} = 1.67 \text{ mm}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 28764.50 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{gv} = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}} = 4.10 \text{ mm}$$

❖ **flèche instantanée due à j « f<sub>ji</sub> » :**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement :

- Paillasse : q<sub>1</sub>=6.895 KN/ml
- Palier : q<sub>2</sub>=4.00 KN/ml

$$\text{La charge équivalente : } q_{eq} = \frac{6.895 \times 2.1 + 4 \times 1.2}{3.3} = 5.84 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = 0.75 M_0 = 0.75 \times 7.95 = 5.96 \text{ KN.m} \quad \text{avec : } M_0 = (q_{eq} \cdot l^2) / 8$$

$$\sigma_s = 15 M_s(d-y) / I = 15 \times 5.96 \times 10^6 (135 - 36.5) / 8199.023 \cdot 10^4 = 107.36 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = -0.0038$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 44274.48 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{ji} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fi}} = 0.70 \text{ mm}$$

❖ **flèche due à G+Q « f<sub>pi</sub> » :**

$$q_{eq} = 7.44 + 2.5 = 9.94 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = 0.75 M_0 = 10.15 \text{ KN.m} \quad \text{avec : } M_0 = (q_{eq} \cdot l^2) / 8$$

$$\sigma_s = 15 M_s(d-y) / I = 15 \times 10.15 \times 10^6 (135 - 36.5) / 8199.03 \times 10^4 = 182.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.192$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 15198.01 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{pi} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fp}} = 3.49 \text{ mm}$$

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

$$\Delta f_t = 4.10 - 0.70 + 3.49 - 1.67 = 5.21 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 5.21 \text{ mm}$$

On a aussi :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq L/500 \dots\dots\dots \text{si} : L \leq 5 \text{ m} \\ \bar{f} \leq 0.5 + L/1000 \dots\dots\dots \text{si} : L > 5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$L = 3.30 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = 330/500 = 0.66 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 5.21 \text{ mm} \leq \bar{f} = 6.6 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

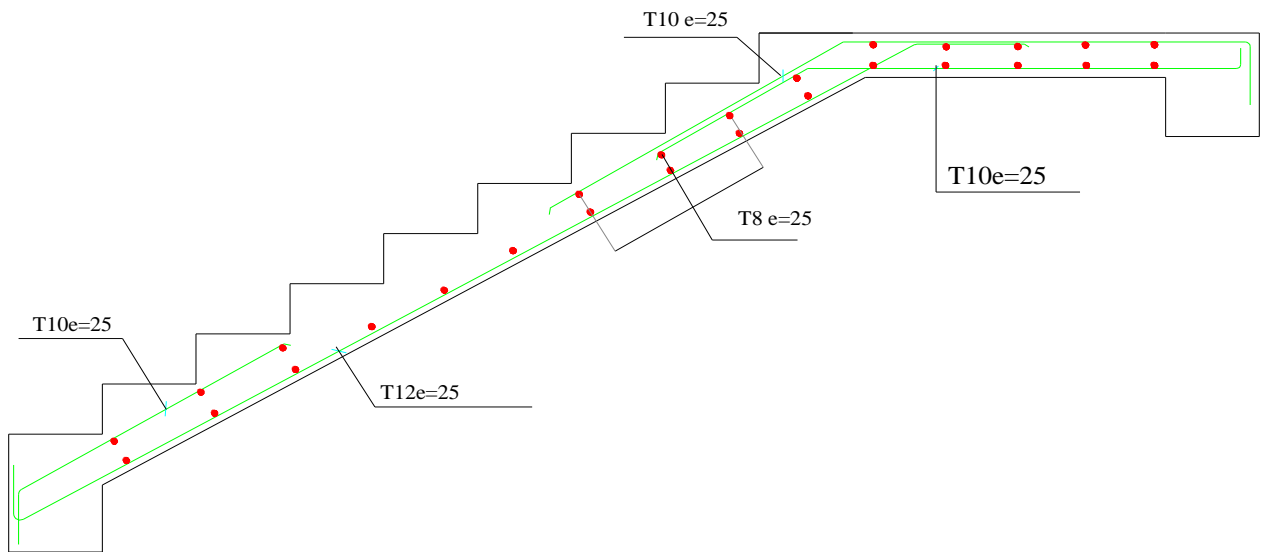


Figure III.4.3 Ferrailage de l'escalier du 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> volée (commerciale gauche)

**III.4.2.2 Calcul de la 2<sup>ème</sup> volée:**

Le calcul de cette partie de l'escalier (paillasse) se fait à la flexion simple par assimilation à une console encastrée au niveau de la poutre brisée sollicitée par des charges uniformément réparties. Avec une portée de 1.20 m

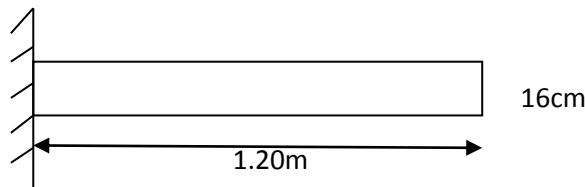


Figure.III.4.4 Schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée.

❖ **Calcul des sollicitations :**

➤ **Evaluation des charges :**

$$\text{Paillasse} : G = 7.85 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Combinaison des charges :**

- **A l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.85 + 1.5 \times 2.5 = 14.35 \text{ KN/ml}$$

- **A l'ELS:**

$$q_{ser} = G + Q = 7.85 + 2.5 = 10.35 \text{ KN/ml}$$

➤ **Sollicitations de calcul :**

- **A l'ELU:**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{14.35 \times 1.20^2}{2} \rightarrow M_u = 10.33 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS:**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} = \frac{10.35 \times 1.20^2}{2} \rightarrow M_{ser} = 7.45 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des armatures :**

a) **Ferraillage de la paillasse console :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (**b×h**) = **(100×16) cm<sup>2</sup>**.

**Tableau .III.4.4** Différents coefficients pour le calcul de ferraillage.

$f_{c28}(\text{Mpa})$	$\theta$	$f_{t28}(\text{Mpa})$	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d(\text{mm})$	$f_{bu}(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$	$f_e(\text{Mpa})$
25	1	2.1	1.5	1.15	135	14.2	348	400

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

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

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.4.5**Résultats de calcul de ferrailage de l'escalier.

Section	$M_u(KN.m)$	$\mu$	$Z(cm)$	$\alpha$	$A_s(cm^2)$	$A_{s\ adop}$	Choix	$S_t(cm)$
appui	10.33	0.399	13.22	0.0509	2.24	3.14	4HA10	25

- Les armatures de répartition :  $A'_s = \frac{A_s}{4}$ .

**Tableau .III.4.6**Résultats de calcul de ferrailage des armatures de répartition.

Section	$A'_s(cm^2)$	$A_{s\ adop}(cm^2)$	Choix	$S_t(cm)$
Appui	0.79	2.01	4HA8	25

b) Vérifications :

➤ Vérification à l'ELU :

- Espacement maximal:

$$S_t \leq \min(3h ; 33\ cm).$$

$$S_t \leq 33\ cm.$$

Sur appui :  $S_t = 25\ cm \leq 33\ cm \dots\dots\dots CV.$

- La section minimale.

$$A_{smin} = 0.23 \times \frac{b \times d \times ft_{28}}{fe}$$

$$A_{smin} = 1.63\ cm^2.$$

Sur appui :  $A_s = 3.14\ cm^2 \geq A_{s\ min} \dots\dots\dots CV.$

- Vérification de la contrainte tangentielle :

On vérifie la condition suivante :

$$\tau \leq \tau_u \text{ Tel que :}$$

$$\tau = \min \left[ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\ \text{Mpa} \right]. \rightarrow (\text{Fissuration non préjudiciable}).$$

$$\tau = 3.33\ \text{Mpa.}$$

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

$V_u$  : L'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

$$V_u = q_u.L = 14.35 \times 1.2 = 17.22\ \text{KN.}$$

$\tau_u = 0.127\ \text{MPa} \leq 3.33\ \text{Mpa} \dots\dots\dots CV.$

➤ **Vérification à L'E.L.S :**

Vérification des contraintes de béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Soit :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

- **Sur Travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

$$\alpha = 0,0509$$

$$\left[ \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0.45$$

Donc :  $\alpha = 0,0509 \leq 0.45 \dots \dots \dots CV.$

• **Contraintes dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

➤ **Vérification de la flèche :**

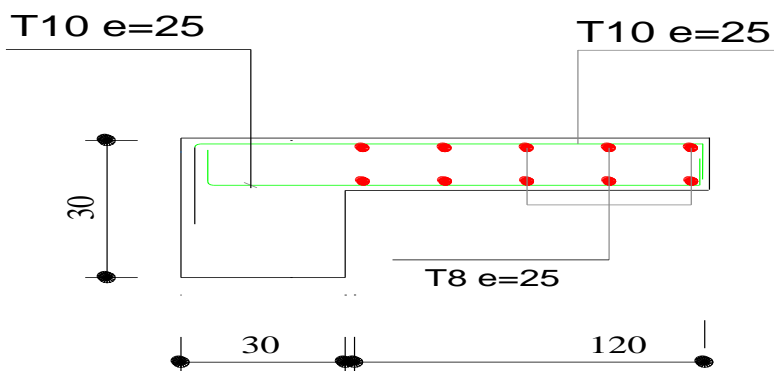
Il faut vérifier :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.133 \geq 0.0625 \dots \dots \dots CV.$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_u}{20 \times M_u} \rightarrow 0.133 \geq \frac{10.33}{20 \times 10.33} = 0.05 \dots \dots \dots CV.$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0023 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots CV.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, il n'est plus nécessaire de procéder à la vérification de la flèche.



**Figure III.4.5** Ferrailage de l'escalier de la 2<sup>ème</sup> volée (commerciale gauche)

### III.4.3. Escalier RDC commerciale droite :

#### III.4.3.1 Calcul de la 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée :

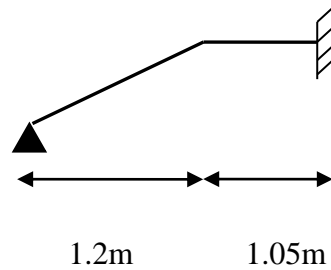


Figure III.4.6 schéma statique du 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée RDC

- Paillasse :  $G=8.61\text{KN/ml}$  ;  $Q=2.5\text{KN/ml}$
- Palier :  $G=5.60\text{KN/ml}$  ;  $Q=2.5\text{KN/ml}$

La charge équivalente:  $q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i}$

$$q_{eq} = q_{eq} = \frac{8,61 \times 1,2 + 1,05 \times 5,6}{2,25} = 7,21 \text{KN/ml}$$

Alors :  $q_{eq} = 7,21 \text{KN/ml}$ .

Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

❖ A l'état limite ultime :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$$q_u = 1,35 \times 7,21 + 1,5 \times 2,5 = 13,48 \text{KN/ml}$$

➤ Calcul des moments :

➤ Les Combinaison des charges :

ELU :

- $q_u = 1,35 * G_{eq} + 1,5 * Q = 1,35 * 7,21 + 1,5 * 2,5 = 13,48 \text{KN/ml}$

ELS :

- $q_{ser} = G_{eq} + Q = 7,21 + 2,5 = 9,71 \text{KN/ml}$

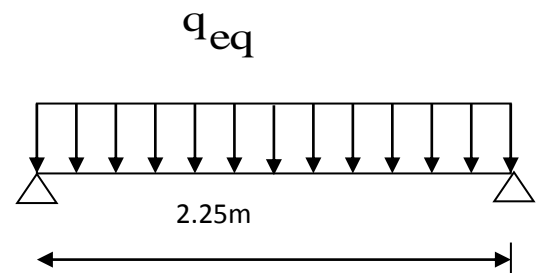


Fig.III.4.7. La charge équivalente l'ELU



➤ **Sollicitations de calcul de l'escalier :**

ELU :

- Moment isostatique :  $M_0 = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{13.48 \times (2.25)^2}{8} = 8.53 \text{ KN.m.}$
- Moment sur appui :  $M_1 = 0,5 * M_0 = 0,5 * 8.53 = 4.27 \text{ KN.m.}$

$$M_2 = (q_u * L^2 / 8,5) = (13,48 \times 2.25^2 / 8,5) = 8.03 \text{ KN.m.}$$

- Moment en travée :  $M_t = 1,25 * M_0 - \frac{M_1 + M_2}{2} = 4.51 \text{ KN.m.}$

ELS :

- Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{ser}.l^2}{8} = \frac{9.71 \times (2.25)^2}{8} = 6.14 \text{ KN.m}$
- Moment sur appui :  $M_1 = 0,5 * M_0 = 0,5 * 6.14 = 3.07 \text{ KN.m}$

$$M_2 = (q_{ser} * L^2 / 8,5) = (9,71 \times 2.25^2 / 8,5) = 5.78 \text{ KN.m ;}$$

- Moment en travée :  $M_t = 1,25 * M_0 - \frac{M_1 + M_2}{2} = 3.25 \text{ KN.m.}$

❖ **Calcul des armatures :**

➤ **Armatures longitudinales :**

le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section  $(b \times h) = (100 \times 16) \text{ cm}^2$ .

**Tab.III.4.7** Différents coefficients pour le calcul de ferrailage escalier.

$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d(\text{cm})$	$f_{bu}$ (MPa)	$F_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
25	1	2.1	1.5	1.15	13.5	14.2	400	348

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) ; A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} ; A_{s,min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab.III.4.8**Résultats du calcul du ferrailage escalier.

Section	b(cm)	d(cm)	Mu KN.m	μ	α	Z(cm)	Asmn (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Aadopt (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	13.5	4.51	0.0174	0.0219	13.38	1.63	0.97	4HA10=3.14
Appuis	100	13.5	8.03	0.0310	0.0394	13.28	1.63	1.73	4HA10=3.14

• **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33) = 33\text{cm}$$

- en travée :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots CV$

- en appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots CV$

➤ **Armatures de répartition :**

- En travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.79\text{cm}^2$  on adopte : 4T8=2.01cm<sup>2</sup> ; st=25cm

- Sur appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.79\text{cm}^2$  on adopte : 4T8=2.01cm<sup>2</sup> ; st=25cm

❖ **Vérification :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s,min} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,63\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} \text{ (Fissuration non préjudiciable)}$$

Donc :  $\bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} ; \text{ Avec } T_u : \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$T_u = q l/2 = 13.48 \times 2.25/2 = 15.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{15.17 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.112 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.112 \leq \bar{\tau} = 3.33 \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Vérification à ELS :**

➤ **Vérification des contraintes de béton :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

$$\left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.45$$

Donc :  $\alpha = 0.0219 \leq 0.45 \dots \dots \dots \text{CV}$

• **Sur appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

$$\left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.45$$

Donc :  $\alpha = 0.0394 \leq 0.45 \dots \dots \dots \text{CV}$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification des fissurations est inutile.

❖ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

❖ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{225} = 0.0711 \geq 0.0625 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow 0.0711 \geq 0.0528 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0023 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, il n'est plus nécessaire de procéder à la vérification de la flèche.

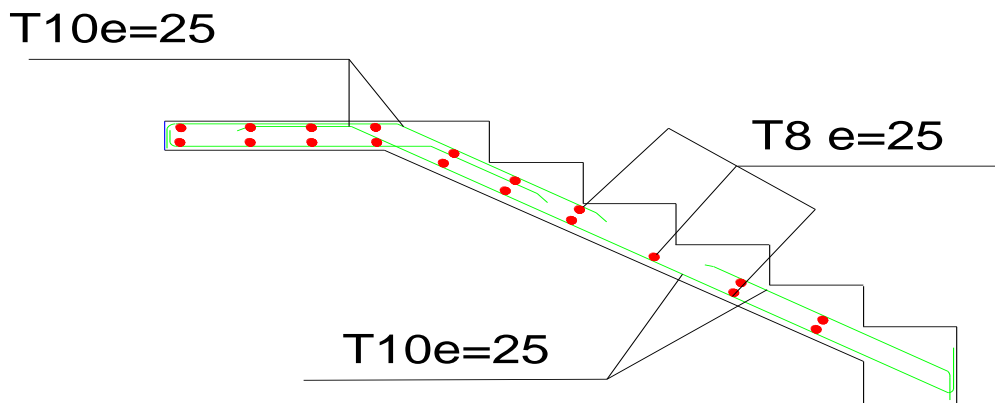


Figure III.4.8 Ferrailage de l'escalier du 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> volée (commerciale droite)

**III.4.3.2 Calcul de la 2<sup>ème</sup> volée:**

Le calcul de cette partie de l'escalier (paillasse) se fait à la flexion simple par assimilation à une console encastree au niveau du voile sollicitée par des charges uniformément réparties. Avec une portée de 1.05 m

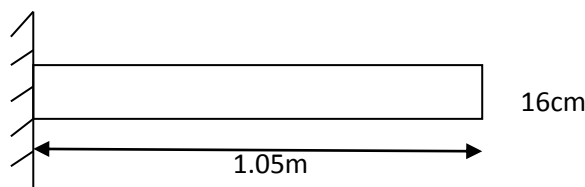


Figure.III.4.9 Schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée.

**Calcul des sollicitations :**➤ **Evaluation des charges :**

$$\text{Paillasse : } G = 8.45 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Combinaison des charges :**• **A l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.45 + 1.5 \times 2.5 = 15.16 \text{ KN/ml}$$

• **A l'ELS:**

$$q_{ser} = G + Q = 8.45 + 2.5 = 10.95 \text{ KN/ml}$$

➤ **Sollicitations de calcul :**• **A l'ELU:**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{15.16 \times 1.05^2}{2} \rightarrow M_u = 8.36 \text{ KN.m}$$

• **A l'ELS:**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} = \frac{10.95 \times 1.05^2}{2} \rightarrow M_{ser} = 6.04 \text{ KN.m}$$

**Calcul des armatures :**c) **Ferraillage de la paillasse console :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (**b**×**h**) = (100×16) cm<sup>2</sup>.

**Tableau .III.4.9.** Différents coefficients pour le calcul de ferraillage.

$f_{c28}(\text{Mpa})$	$\theta$	$f_{t28}(\text{Mpa})$	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d(\text{mm})$	$f_{bu}(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$	$f_e(\text{Mpa})$
25	1	2.1	1.5	1.15	135	14.2	348	400

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

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

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.4.10.**Résultats de calcul de ferrailage de l'escalier.

Section	$M_u(KN.m)$	$\mu$	$Z(cm)$	$\alpha$	$A_s(cm^2)$	$A_{s\ min}$	$A_{s\ adop}$	$S_t(cm)$
appuis	8.36	0.0323	13.28	0.0410	1.81	1.63	4T10=3.14	25

- Les armatures de répartition :  $A'_s = \frac{A_s}{4}$ .

**Tableau .III.4.11.**Résultats de calcul de ferrailage des armatures de répartition.

Section	$A'_s(cm^2)$	$A_{s\ adop}(cm^2)$	Choix	$S_t(cm)$
Appui	0.79	2.01	4HA8	25

**d) Vérifications :**

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **Espacement maximal:**

$$S_t \leq \min(3h ; 33\ cm).$$

$$S_t \leq 33\ cm.$$

Sur appui :  $S_t = 25\ cm \leq 33\ cm \dots\dots\dots CV.$

- **La section minimale.**

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

$$A_{s\ min} = 1.63\ cm^2.$$

Sur appui :  $A_s = 3.14\ cm^2 \geq A_{s\ min} \dots\dots\dots CV.$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :

$\tau \leq \tau_u$  Tel que :

$$\tau = \min \left[ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\ Mpa \right]. \rightarrow (\text{Fissuration non préjudiciable}).$$

$$\tau = 3.33\ Mpa.$$

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

$V_u$  : L'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

$$V_u = q_u \cdot L = 15.16 \times 1.05 = 15.92\ KN.$$

$$\tau_u = 0.117\ MPa \leq 3.33\ Mpa \dots\dots\dots CV.$$

➤ **Vérification à L'E.L.S :**

Vérification des contraintes de béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}.$$

Soit :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ .

- **Sur appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

$$\alpha = 0,0410$$

$$\left[ \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0.45$$

Donc :  $\alpha = 0,0410 \leq 0.45 \dots\dots\dots CV.$

• **Contraintes dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

➤ **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,152 \geq 0,0625 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_u}{20 \times M_{ser}} \rightarrow 0,152 \geq \frac{8,36}{20 \times 8,36} = 0,05 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0023 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots CV.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, il n'est plus nécessaire de procéder à la vérification de la flèche.

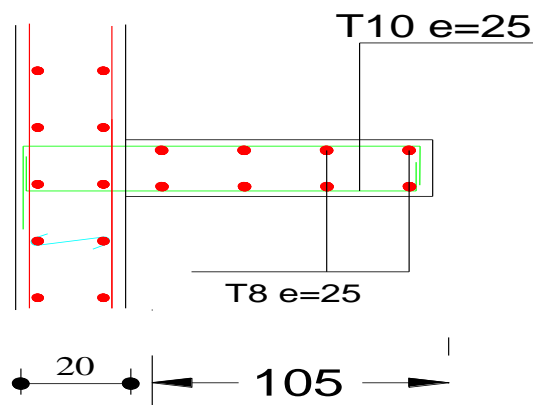


Figure III.4.10 Ferrailage de l'escalier de la 2<sup>ème</sup> volée (commerciale droite)

### III.4.4. Escalier d'habitation :

#### III.4.4.1. Calcul de la 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée :

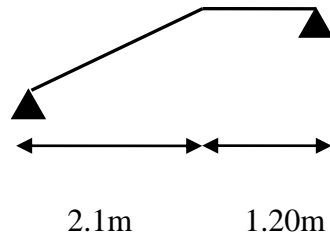


Figure III.4.11 schéma statique du 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée de l'escalier d'habitation

#### Calcul des sollicitations :

- ✓ Palliase :  $G = 8,49 \text{ KN/ml}$  ,  $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$
- ✓ Palier :  $G = 5,60 \text{ KN/ml}$  ,  $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

Les charges équivalentes :  $q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i}$

$$q_{eq} = q_{eq} = \frac{8,49 \times 2,1 + 1,2 \times 5,6}{3,3} = 7,44 \text{ KN/ml}$$

Alors :  $q_{eq} = 7,44 \text{ KN/ml}$ .

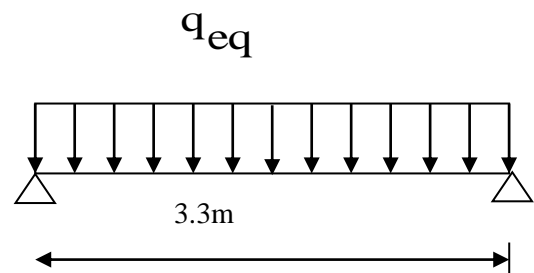


Figure III.4.12. Schéma statique des escaliers.

Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

❖ A l'état limite ultime :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$$q_u = 1,35 \times 7,44 + 1,5 \times 2,5 = 13,79 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul des moments :

Moment isostatique :  $M_0 = ql^2 / 8 = 18,77 \text{ KN.m}$  .

Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_0 = 15,95 \text{ KN.m}$ .

Moment sur appui :  $M_a = 0,5 M_0 = 9,39 \text{ KN.m}$ .

❖ A l'état limite de service :  $q_s = G + Q$

$$q_s = 7,44 + 2,5 = 9,94 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul des moments :

Moment isostatique  $M_0 = ql^2 / 8 = 13,53 \text{ KN.m}$ .

Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_0 = 11,50 \text{ KN/m}$ .



Moment sur appui :  $M_a = 0.5 M_0 = 6.77 \text{KN/m}$ .

❖ **Calcul des armatures :**

➤ **Armatures longitudinales :**

le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section  $(b \times h) = (100 \times 16) \text{cm}^2$ .

**Tab.III.4.12.** Différents coefficients pour le calcul de ferrailage escalier.

$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d(\text{cm})$	$f_{bu}$ (MPa)	$F_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
25	1	2.1	1.5	1.15	13.5	14.2	400	348

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} ; A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab.III.4.13.** Résultats du calcul du ferrailage escalier.

Section	$b(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$M_u$ KN.m	$\mu$	A	Z(cm)	$A_{smn}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adopt}$ ( $\text{cm}^2$ )
Travée	100	13.5	15.95	0.0616	0.0795	13.07	1.63	3.51	4HA12=4.52
Appuis	100	13.5	9.39	0.0362	0.0461	13.25	1.63	2.04	4HA10=3.14

• **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33) = 33\text{cm}$$

- en travée :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$  .....CV

- en appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$  .....CV

➤ **Armatures de répartition :**

- En travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 1.13\text{cm}^2$  on adopte : 4T8=2.01cm<sup>2</sup> ; st=25cm

- Sur appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 3.14/4 = 0.79\text{cm}^2$  on adopte : 4T8=2.01cm<sup>2</sup> ; st=25cm

❖ **Vérification :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,63\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

En travée :  $A_s = 4.52\text{ cm}^2 \geq A_{s\ min} \dots\dots\dots (CV).$

Sur appui :  $A_s = 3.14\text{cm}^2 \geq A_{s\ min} \dots\dots\dots (CV).$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} \text{ (Fissuration non préjudiciable)}$$

Donc :  $\bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$  ; Avec  $T_u$  : l'effort tranchant maximal sur appui

$$T_u = q l/2 = 13.79 \times 3.30 / 2 = 22.75\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{22.75 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.168\text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots CV$$

❖ **Vérification à ELS :**

➤ **Vérification des contraintes de béton :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

$$\left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.445$$

Donc :  $\alpha = 0.0795 \leq 0.44$  .....CV

• **Sur appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.44$$

Donc :  $\alpha = 0.0461 \leq 0.44$  .....CV

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification des fissurations est inutile.

❖ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

❖ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{330} = 0.048 \leq 0.0625 \dots\dots\dots CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.048 \leq 0.0849 \dots\dots\dots CNV \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0033 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de la flèche :**

Selon la méthode de BAEL91 la flèche totale est donnée par :

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

$f_{gi}$ ,  $f_{gv}$  : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{ji}$  : La flèche due à l'ensemble des charges appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément.

Cette flèche ne doit pas dépasser  $L/500$

$$\text{D'après le BAEL91 on a : } f_i = \frac{M_P}{10E_i I_{fi}}, f_v = \frac{M_P}{10E_v I_{fv}}$$

- **La position de l'axe neutre:**

$$by^2 + 30(As + As')y - 30(dAs - d'As') = 0 \quad \text{Avec: } A' = 0; A = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$y = 3.65 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta [A_s (d - y)^2] \rightarrow \text{BAEL91}$$

Avec  $y$  : la position de l'axe neutre

$\eta$  : Coefficient d'équivalence = 15

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

$$I_0 = \frac{b.h^3}{12} + b.h \left( \frac{h}{2} - V \right) + 15A_s (d - V)^2$$

$$V = \left( \frac{b.h^2}{2} + 15A_s.d \right) / (b.d + 15A_s)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d}; \lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i; \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho}; E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}; E_v = \frac{E_i}{3}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab.III.4.14.** Différents coefficients pour le calcul de la flèche.

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	V Cm	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub> MPa	λ <sub>v</sub> MPa	Ei MPa	Ev MPa
3.65	8199.023	9.67	32448.15	0.0033	6.27	2.51	32164.2	10818.86

❖ **flèches due l'ensemble des charges permanente « f<sub>gv</sub>, f<sub>gi</sub> » :**

La combinaison : q=G..... (Pour 1ml)

- Paillasse : q<sub>1</sub>=8.49 KN/ml
- Palier : q<sub>2</sub>=5.60 KN/ml

$$q_{eq} = \frac{8.49 \times 2.1 + 5.60 \times 1.2}{3.30} = 7.44 \text{KN/ml}$$

$$M_s = 0.85M_0 = 0.85 \times 10.13 = 8.61 \text{ KN.m} \quad \text{avec : } M_0 = \frac{q_{eq} l^2}{8}$$

$$\sigma_s = 15 M_s(d-y)/I = 15 \times 8.61 \times 10^6 (135-36.5)/8199.023 \times 10^4 = 155.15 \text{MPa}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho_s \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.12$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_l \cdot \mu} = 20368.05 \text{cm}^4 \Rightarrow f_{gi} = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fg}} = 1.43 \text{ mm}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 27430.81 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{gv} = \frac{M l^2}{10 E_v I_{fv}} = 3.16 \text{ mm}$$

❖ **flèche instantanée due à j « f<sub>ji</sub> » :**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement :

- Paillasse : q<sub>1</sub>=6.895 KN /ml
- Palier : q<sub>2</sub>=4.00 KN/ml

$$\text{La charge équivalente : } q_{eq} = \frac{6.895 \times 2.1 + 4 \times 1.2}{3.3} = 5.84 \text{KN/ml}$$

$$M_s = 0.85M_0 = 0.85 \times 7.95 = 6.76 \text{KN.m} \quad \text{avec : } M_0 = (q_{eq} \cdot l^2) / 8$$

$$\sigma_s = 15 M_s(d-y)/I = 15 \times 6.76 \times 10^6 (135-36.5) / 8199.023 \cdot 10^4 = 121.82 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.0089$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \cdot \mu} = 33806.46 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{ji} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fi}} = 0.68 \text{ mm}$$

❖ flèche due à G+Q « f<sub>pi</sub> » :

$$q_{eq} = 7.44 + 2.5 = 9.94 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = 0.85 M_0 = 0.85 \times 13.53 = 11.50 \text{ KN.m} \quad \text{avec : } M_0 = (q_{eq} \cdot l^2) / 8$$

$$\sigma_s = 15 M_s(d-y)/I = 15 \times 11.50 \times 10^6 (135-36.5) / 8199.03 \times 10^4 = 207.26 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.24$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \cdot \mu} = 14249.83 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{pi} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fp}} = 2.73 \text{ mm}$$

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

$$\Delta f_t = 3.16 - 0.63 + 2.73 - 1.43 = 3.83 \text{ mm}$$

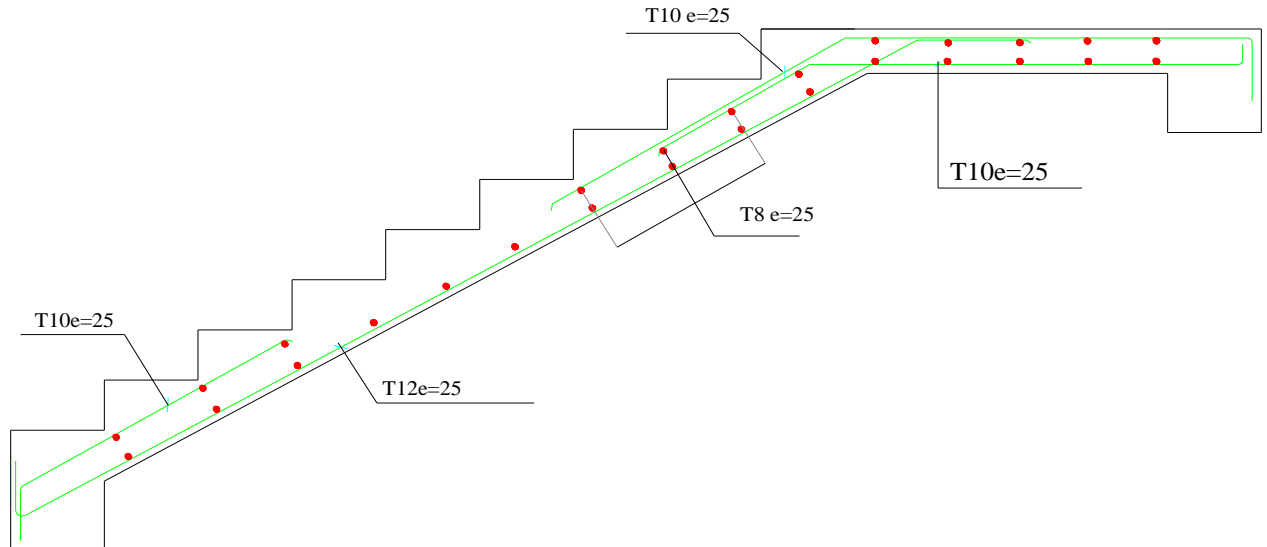
$$\Delta f_t = 3.83 \text{ mm}$$

On a aussi :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq L/500 \dots\dots\dots \text{si : } L \leq 5 \text{ m} \\ \bar{f} \leq 0.5 + L/1000 \dots\dots\dots \text{si : } L > 5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$L = 3.30 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = 330/500 = 0.66 \text{ cm}$$

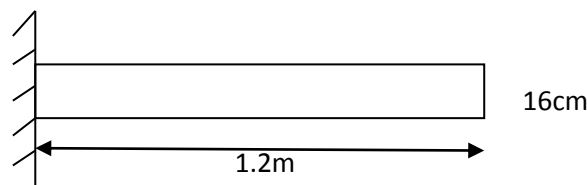
$$\Delta f_t = 3.83 \text{ mm} \leq \bar{f} = 6.6 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$



**Figure III.4.13** Ferrailage de l'escalier du 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> volée (d'habitation)

#### III.4.4.2 Calcul de la 2<sup>ème</sup> volée:

Le calcul de cette partie de l'escalier (paillasse) se fait à la flexion simple par assimilation à une console encadrée au niveau de la poutre brisée sollicitée par des charges uniformément réparties. Avec une portée de 1.2 m



**Figure.III.4.14.** Schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée.

#### Calcul des sollicitations :

##### ➤ Evaluation des charges :

$$\text{Paillasse : } G = 9.765 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

##### ➤ Combinaison des charges :

###### • A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.765 + 1.5 \times 2.5 = 16.18 \text{ KN/ml}$$

###### • A l'ELS:

$$q_{ser} = G + Q = 9.765 + 2.5 = 12.27 \text{ KN/ml}$$

➤ **Sollicitations de calcul :**

- **AI'ELU:**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{16.18 \times 1.2^2}{2} \rightarrow M_u = 11.65 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS:**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} = \frac{12.27 \times 1.2^2}{2} \rightarrow M_{ser} = 8.83 \text{ KN.m}$$

**Calcul des armatures :**

e) **Ferraillage de la paillasse console :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (**b**×**h**) = (**100**×**16**) **cm**<sup>2</sup>.

**Tableau .III.4.15.** Différents coefficients pour le calcul de ferraillage.

$f_{c28}(Mpa)$	$\theta$	$f_{t28}(Mpa)$	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d(mm)$	$f_{bu}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$f_e(Mpa)$
25	1	2.1	1.5	1.15	135	14.2	348	400

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

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

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.4.16.** Résultats de calcul de ferraillage de l'escalier.

Section	$M_u(KN.m)$	$\mu$	$Z(cm)$	$\alpha$	$A_s(cm^2)$	$A_{s min}$	$A_{s adop}$	$S_t(cm)$
appui	11.65	0.0450	13.19	0.0575	2.54	1.63	4HA10=3.14	25

- **Les armatures de répartition :**  $A'_s = \frac{A_s}{4}$ .

**Tableau .III4.17.** Résultats de calcul de ferraillage des armatures de répartition.

Section	$A'_s(cm^2)$	$A_{s adop}(cm^2)$	Choix	$S_t(cm)$
Appui	0.79	2.01	4HA8	25



f) Vérifications :

➤ Vérification à l'ELU :

- Espacement maximal:

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}.$$

En travée :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots CV.$

- La section minimale.

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

$$A_{smin} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

Sur appui:  $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} \dots \dots \dots CV.$

- Vérification de la contrainte tangentielle :

On vérifie la condition suivante :

$\tau \leq \tau_u$  Tel que :

$$\tau = \min \left[ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right]. \rightarrow (\text{Fissuration non préjudiciable}).$$

$$\tau = 3.33 \text{ Mpa}.$$

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

$V_u$  : L'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

$$V_u = q_u \cdot L = 16.18 \times 1.2 = 19.42 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = 0.144 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV.$$

➤ Vérification à l'E.L.S :

Vérification des contraintes de béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}.$$

$$\text{Soit : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}.$$

- Sur appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.32$$

$$\alpha = 0.0575$$

$$\left[ \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0.41$$

Donc :  $\alpha = 0.0575 \leq 0.41 \dots \dots \dots CV.$

- **Contraintes dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

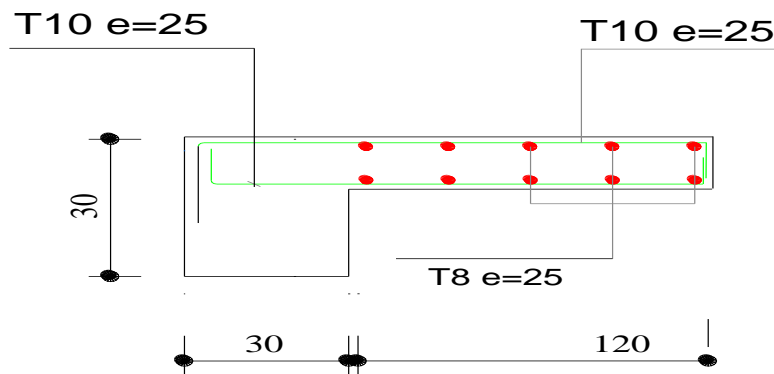
➤ **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.133 \geq 0.0625 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_u}{20 \times M_u} \rightarrow 0.133 \geq \frac{11.65}{20 \times 11.65} = 0.05 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0023 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots CV.$$



**Figure III.4.15** Ferrailage de l'escalier du 2<sup>ème</sup> volée (d'habitation)

### III.4.5. Etude de la poutre palière

#### III.4.5.1. Introduction :

La poutre palière est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier plus pailasse.

Dans notre cas d'escaliers avec 3 volées on réalise une poutre palière brisée.

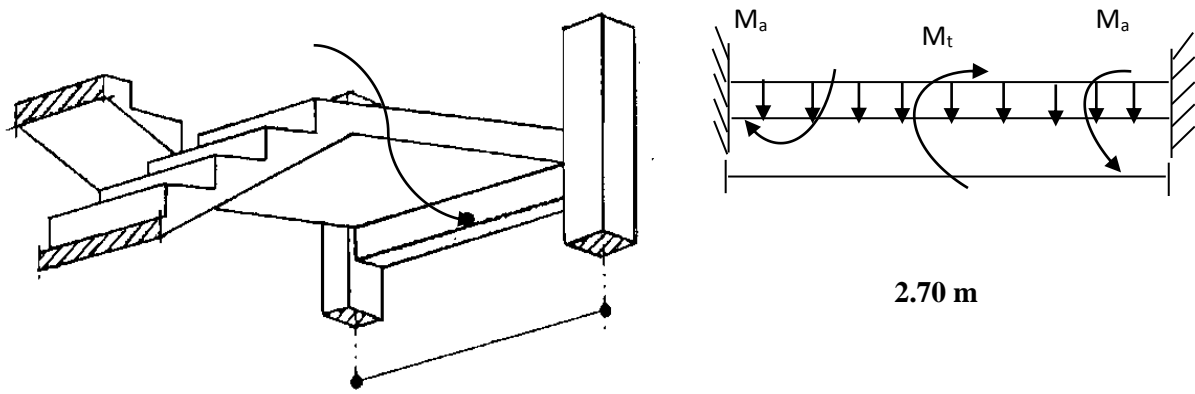


Figure III.4.16 Poutre palière

Dans notre cas, on a :

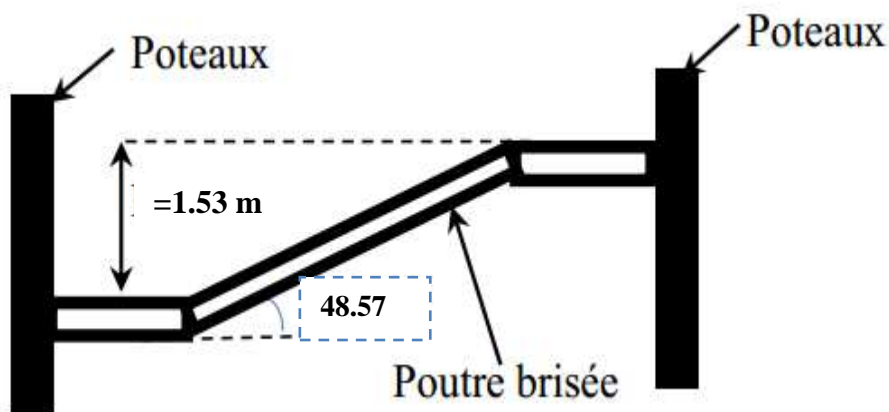


Figure III. 4.17. Vue en élévation de la poutre brisée

➤ **Dimensionnement :**

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le **CBA 93** et vérifié en considérant **le RPA 99/version 2003**.

Dans chapitre précédent, On a choisi une section de la poutre palière ( $b \times h=30 \times 30$ )  $\text{cm}^2$ .

**Pour escalier d'habitation :**

➤ **Calcul en flexion :**

Évaluation des charges :

Charge permanente :

- Poids propre de la poutre horizontale :  $g_0 = 0,30 * 0,30 * 25 = 2,25 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .

- Poids propre de la poutre inclinée :  $g_1 = 2.25 / \cos 48.57^\circ = 3.40 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- Poids du mur :  $G_{mur} = (3.06 / 2 - 0.45) \times 3.31 = 3.57 \text{KN/ml}$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$q_{u \text{ éq(droite)}} = q_2 = 13,79 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \quad q_{u \text{ éq(gauche)}} = q_1 = 13,79 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \quad q_{u \text{ eq(paillasse)}} = q_p = 16,18 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

Avec :

$q_{u \text{ éq(droite)}}$ ,  $q_{u \text{ éq(gauche)}}$ : les charges ramenées par la partie du 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> volée d'escalier

$q_{u \text{ eq(paillasse)}}$ : la charge ramenée par la partie palliase du 2<sup>ème</sup> volée d'escalier.

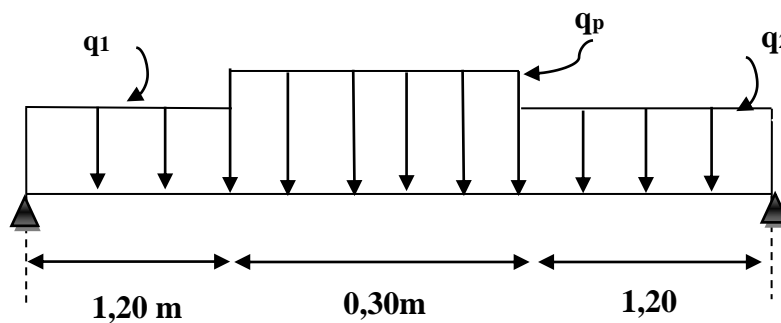


Figure III.4.18 La charge sur la poutre palière à ELU

- Calcul des réactions :  $R = \frac{q_{eq} \cdot l}{2}$

$$R_1 = \frac{13.79 \cdot 3.30}{2} = 22.75 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \quad R_2 = \frac{13.79 \cdot 3.30}{2} = 22.75 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \quad R_p = 16,18 \cdot 1.2$$

$$= 19.42 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$R_{eq u} = \frac{22.75 \times 1.20 + (19.42) \times 0.3 + 22.75 \times 1.20}{2.70} = 22.38 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$G = g_0 + g_1 = 2,25 + 3,40 + 3.57 = 9,22 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

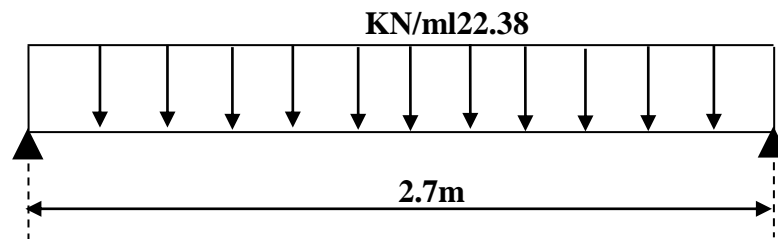


Figure.III.19. La charge équivalente sur la poutre palière à l'ELU.

**Calcul a l'ELU :**

Combinaisons des charges :

- $q_u = 1,35 * G + R_{\acute{e}q u} = 34.83 \frac{KN}{ml}$ .

Les moments :  $l = 2,70 m$ .

- Le moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_u * L^2}{8} = 31.73 \frac{KN}{ml}$ .
- Le moment en travée :  $M_t = 0.75 * M_0 = 23.79 \frac{KN}{ml}$ .
- Le moment sur appui :  $M_a = 0.5 * M_0 = 15.87 \frac{KN}{ml}$ .

➤ **Ferraillage de la poutre palière :**

Calcul des armatures longitudinales :

- $f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$  , avec :  $\gamma_b = 1,5$ .
- $f_{bc} = 0.85 * \frac{25}{1.5} = 14,2 \text{ Mpa}$ .
- $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$ .

On utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}}$ .
- $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$ .
- $Z = d * (1 - 0,4\alpha)$ .
- $A_s = \frac{M_u}{Z * f_{su}}$ .
- $A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$
- $d = 0,9 * 30 = 27 \text{ cm}$ .

**Tableau III4.18.** Résultats de calcul de ferraillage de la poutre palière

	<b>b(cm)</b>	<b>d(cm)</b>	<b>M<sub>u</sub>(KN.m)</b>	<b>μ</b>	<b>α</b>	<b>Z(cm)</b>	<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>s adop</sub></b>	<b>Choix</b>
<b>Trav</b>	30	27	23,79	0,0766	0,0997	25.92	2.63	3.39	<b>3T12</b>
<b>App</b>	30	27	15.87	0,0511	0,0655	26.29	1.73	2,36	<b>3T10</b>

➤ **Vérification a l'E.L. U:**

**Condition de non fragilité :**

- $A_{smin} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$ ,  $A_{smin} = 0,98 \text{ cm}^2$ .
- En Travée:  $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} = 0,98 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (CV)$ .
- Sur Appuis:  $A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} = 0,98 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (CV)$ .

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

Fissuration est préjudiciable :

- $\tau_u = \min(0.20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$ .
- $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$

Avec :

- $V_u$  : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.
- $V_u = q_u \cdot \frac{L}{2} = 47.02 \text{ KN}$ .
- $\tau_u = 0,581 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (CV)$ .

➤ **Calcul des armatures d'âmes :**

- $A_t \cdot \frac{f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right]$ .
- $S_t \leq \min[0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}] = 24.3 \text{ cm}$ . On opte:  $S_t = 20 \text{ cm}$
- $A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot \frac{S_t}{f_e} = 0,4 \cdot 30 \cdot \frac{20}{400} = 0,60 \text{ cm}^2$ .

→  $A_t = 0,60 \text{ cm}^2$ .

Donc on adopte :  $2T8 = 1,01 \text{ cm}^2$ .

➤ **Calcul à l'E.L.S :**

Évaluation des charges :

$$R_1 = \frac{9.94 \cdot 3.3}{2} = 16.40 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \cdot R_2 = \frac{9.94 \cdot 3.3}{2} = 16.40 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \cdot R_p = 12.27 \cdot 1.20 = 14,72 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$R_{eq \text{ ser}} = \frac{16.40 \cdot 1.20 + (14.72) \cdot 0.3 + 16.40 \cdot 1.20}{2.7} = 16,21 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$G = g_0 + g_1 = 2.25 + 3.40 + 3.57 = 9.22 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

Combinaisons de charges :

- $q_s = G + R_{\text{éq ser}} = 25.43 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

Les moments :  $l = 2.70 \text{ m}$ .

- Le moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_s * L^2}{8} = 23.17 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$
- Le moment en travée :  $M_t = 0.75 * M_0 = 17.37 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$
- Le moment sur appui :  $M_a = 0.5 * M_0 = 11.56 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

➤ **Vérification à l'E.L. S :**

Vérification des contraintes de béton :

En travée :

- $\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = 1.37$
- $\left[ \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c^{28}}{100} \right] = 0.4327$

Donc :  $\alpha = 0.0997 \leq 0.4327 \dots \dots \dots$  (CV).

Sur appui :

- $\alpha = 0.0655 \leq 0.4327 \dots \dots \dots$  (CV).

➤ **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.11 \geq 0.0625 \dots \dots$  (CV)
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10 * M_0} * M_t \rightarrow 0.11 \geq 0.0749 \dots \dots$  (CV)
- $\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0041 \leq 0.0105 \dots \dots$  (CV)

Donc le calcul de la flèche est inutile.

➤ **Calcul à la torsion :**

Calcul le moment de torsion à l'E.L. U :

On a :

- $M_{ua} = Ma = \frac{9.39}{3.3} = 2.85 \text{ KN.m/ml.}$
- $M_{tor} = M_{ua} * \frac{L_{poutre}}{2} = 3.84 \text{ KN.m.}$

Calcul de l'aire de la section efficace «  $\Omega$  » :

- $b \leq h.$
- $\Omega = (h - e) * (B - e) \rightarrow e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.}$
- $\Omega = (30 - 5) * (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2.$

Calcul le périmètre de la section efficace :

- $U = [(h - e) + (b - e)] * 2 = 100 \text{ cm.}$

Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion ( $\tau_t$ ) :

- $\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * e} = \frac{3.84 * 10^6}{2 * 625 * 50 * 10^2} = 0.61 \text{ Mpa.}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Suivant la condition :

- $\tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \bar{\tau}_u^2$

Avec :  $\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \bar{\tau}_u^2 = 11.08 \text{ Mpa}$

- $\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0.581^2 + 0.61^2 = 0.71 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u^2 = 11.08 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

➤ **Calcul du ferrailage à la torsion :**

- $\frac{A_{st}}{U} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow A_{st} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * \frac{f_e}{\gamma_s}} * U = 0.88 \text{ cm}^2.$

Avec :  $u$  : périmètre de la section efficace  $\Omega$ .

$A_s^{tor}$  : Armatures longitudinales de torsion.

$$U = [(h - b_o) + (b - b_o)] * 2 = 1m$$

→  $A_{st} = 0,88 \text{ cm}^2$ . On adopte : **2T10 ( $A_s$ ) = 1,57 cm<sup>2</sup>.**

➤ **Pourcentage minimal :**

- $\frac{A_{stor} * f_e}{e * U} = \frac{1.57}{5 * 100} * 400 \geq 0,4 \text{ Mpa} \rightarrow 1,26 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV).}$



➤ **Armature transversale :**

$$\bullet \frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.84 \cdot 10^5}{2 \cdot 625 \cdot 348 \cdot 10^2} = 0.0088 \text{ cm}$$

➤ **Espacement maximal :**

$$\bullet S_t \leq \min(0.9 \cdot d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 24.3 \text{ cm}$$

→ On adopte :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

$$\bullet \frac{A_t}{S_t} = 0.0088 \text{ cm} \rightarrow A_t = 0,176 \text{ cm}^2.$$

→ On adopte **4T8**  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ .

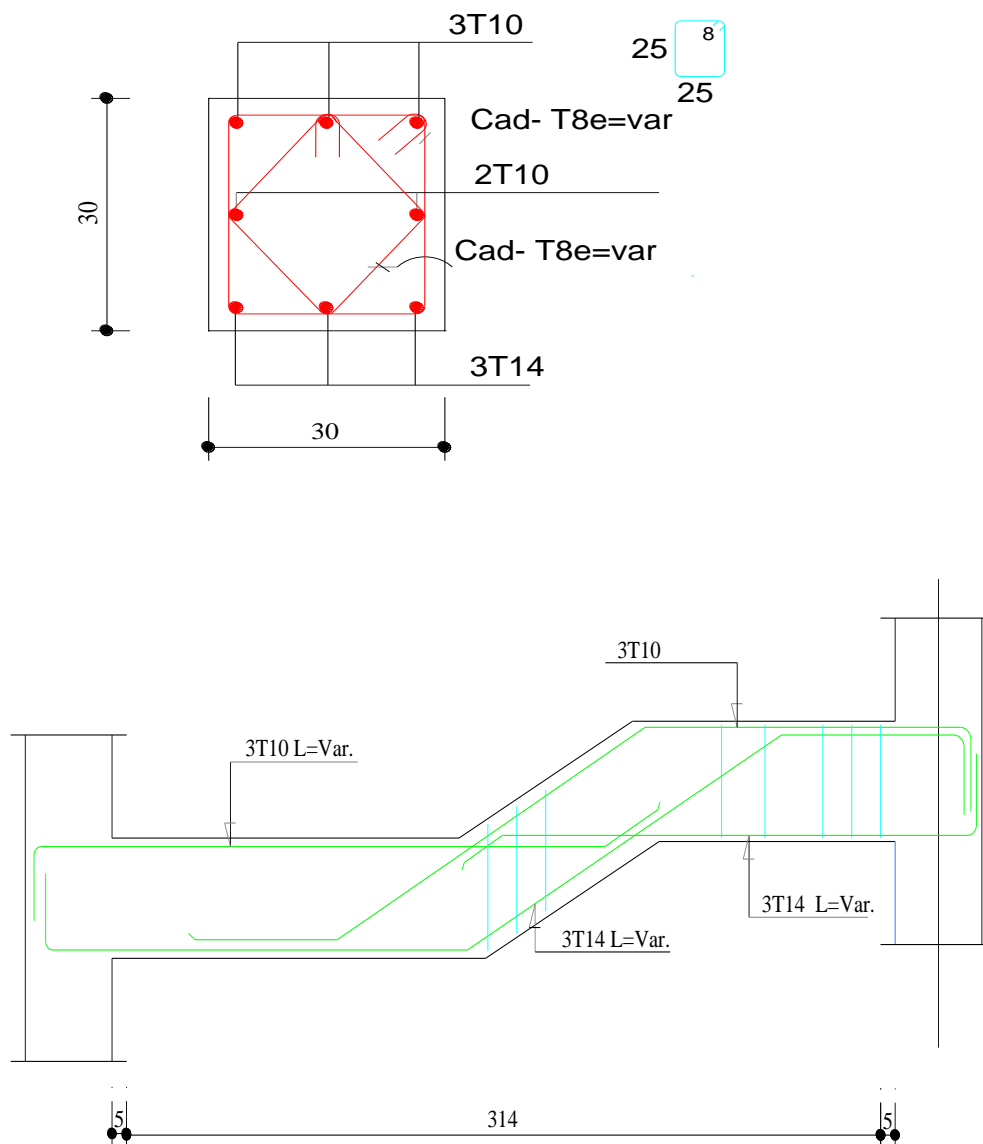


Figure III.4.20 Ferrailage de la poutre palière.(escalier d'habitation)

**Pour escalier commercial :**

Dans chapitre précédent, On a choisi une section de la poutre palière ( $b \times h=30 \times 30$ )  $\text{cm}^2$ .

**➤ Calcul en flexion :**

Évaluation des charges :

Charge permanente :

- Poids propre de la poutre horizontale :  $g_0 = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2.25$ .
- Poids propre de la poutre inclinée :  $g_1 = 2.25 / \cos 37.07^\circ = 2.82 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- Poids du mur :  $G_{mur} = (3.40 / 2 - 0.45) \times 3.31 = 4.14 \text{KN/ml}$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$q_{u \text{ éq(droite)}} = q_2 = 13,79 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}. \quad q_{u \text{ éq(gauche)}} = q_1 = 13,79 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}. \quad q_{u \text{ éq(paillasse)}} = q_p = 14,35 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}.$$

Avec :

$q_{u \text{ éq(droite)}}$ ,  $q_{u \text{ éq(gauche)}}$ : les charges ramenées par la partie du 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> volée d'escalier

$q_{u \text{ éq(paillasse)}}$ : la charge ramenée par la partie palliase du 2<sup>ème</sup> volée d'escalier.

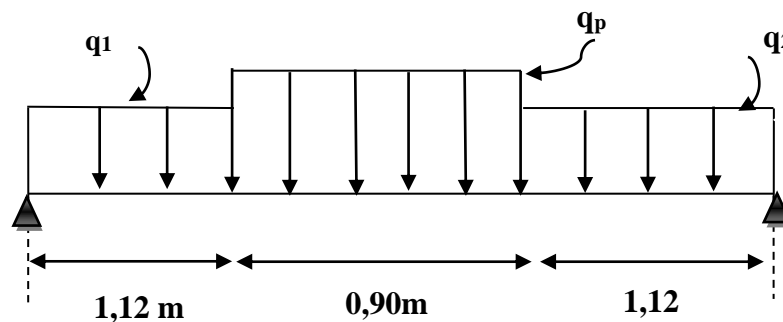


Figure III.4.21 La charge sur la poutre palière à ELU

- **Calcul des réactions :**  $R = \frac{q_{eq} \cdot l}{2}$

$$R_1 = \frac{13.79 \times 3.3}{2} = 22.75 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}. \quad R_2 = \frac{13.79 \times 3.3}{2} = 22.75 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}. \quad R_p = 14.35 \times 1.2 = 17.22 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$R_{eq u} = \frac{22.75 \times 1.12 + (17.22) \times 0.9 + 22.75 \times 1.12}{3.14} = 21.16 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$G = g_0 + g_1 + g_{\text{mur}} = 2.25 + 2.82 + 4.14 = 9.21 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

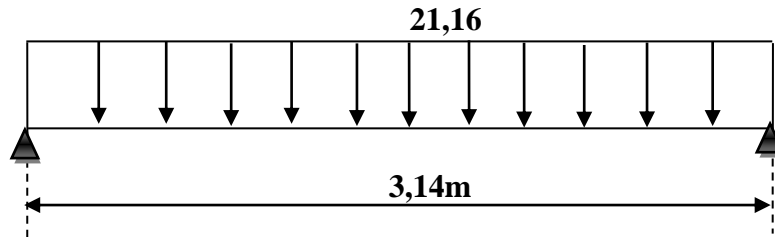


Figure III.4.22 La charge équivalente sur la poutre palière à ELU

Calcul à l'ELU :

Combinaisons des charges :

- $q_u = 1,35 * G + R_{\text{éq u}} = 33.59 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

Les moments :  $l = 3,14 \text{ m}$ .

- Le moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_u * L^2}{8} = 41.39 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$
- Le moment en travée :  $M_t = 0.85 * M_0 = 35.19 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$
- Le moment sur appui :  $M_a = 0.5 * M_0 = 20.70 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

➤ **Ferraillage de la poutre palière :**

Calcul des armatures longitudinales :

- $f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$ , avec :  $\gamma_b = 1,5$ .
- $f_{bc} = 0.85 * \frac{25}{1.5} = 14,2 \text{ Mpa}$ .
- $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$ .

On utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}}$
- $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$
- $Z = d * (1 - 0,4\alpha)$
- $A_s = \frac{M_u}{Z * f_{su}}$
- $A_{\text{min}} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$

- $d = 0,9 * 30 = 27 \text{ cm}$ .

Tableau III-4.19 Résultats de calcul de ferrailage de la poutre palière

	<b>b(cm)</b>	<b>d(cm)</b>	<b>M<sub>u</sub>(KN. m)</b>	<b>μ</b>	<b>α</b>	<b>Z(cm)</b>	<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>s</sub> adop</b>	<b>Choix</b>
<b>Trav</b>	30	27	35.19	0,1133	0,1507	25.37	3.99	4.62	<b>3T14</b>
<b>App</b>	30	27	20.70	0,0666	0,0862	26.07	2.28	2.36	<b>3T10</b>

➤ **Vérification à l'E.L. U:**

**Condition de non fragilité :**

- $A_{smin} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$ ,  $A_{smin} = 0.98 \text{ cm}^2$ .
- En Travée:  $A_s = 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} = 0.98 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (CV)$ .
- Sur Appuis:  $A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} = 0.98 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (CV)$ .

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

Fissuration est préjudiciable :

- $\tau_u = \min(0.20 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$ .
- $\tau_u = \frac{V_u}{b * d}$

Avec :

- $V_u$  : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.
- $V_u = q_u * \frac{L}{2} = 52.74 \text{ KN}$ .
- $\tau_u = 0,65 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (CV)$ .

➤ **Calcul des armatures d'âmes :**

- $A_t * \frac{f_e}{b * S_t} \geq \max[\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa}]$ .
- $S_t \leq \min[0,9 * d; 40 \text{ cm}] = 24.3 \text{ cm}$ . On opte:  $S_t = 20 \text{ cm}$
- $A_t \geq 0,4 * b * \frac{S_t}{f_e} = 0,4 * 30 * \frac{20}{400} = 0,60 \text{ cm}^2$ .

→  $A_t = 0,60 \text{ cm}^2$ .

Donc on adopte :  $2T8 = 1,01\text{cm}^2$ .

➤ **Calcul à l'E.L.S :**

Évaluation des charges :

$$R_1 = \frac{9,94 * 3,3}{2} = 16,40 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \cdot R_2 = \frac{9,94 * 3,3}{2} = 16,40 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \cdot R_p = 10,35 * 1,2 = 12,42 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$R_{\text{eq ser}} = \frac{16,40 \times 1,12 + (12,42) \times 0,9 + 16,40 \times 1,12}{3,14} = 15,26 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$G = g_0 + g_1 + g_{\text{mur}} = 2,82 + 2,25 + 4,14 = 9,21 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

Combinaisons de charges :

- $q_s = G + R_{\text{éq ser}} = 24,47 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .

Les moments :  $l = 3,14 \text{ m}$ .

- Le moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_s * L^2}{8} = 30,16 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- Le moment en travée :  $M_t = 0,85 * M_0 = 25,63 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- Le moment sur appui :  $M_a = 0,5 * M_0 = 15,08 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .

➤ **Vérification à l'E.L. S :**

Vérification des contraintes de béton :

**En travée :**

- $\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = 1,37$ .
- $\left[ \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c^{28}}{100} \right] = 0,4327$ .

Donc :  $\alpha = 0,1570 \leq 0,4327 \dots \dots \dots$  (CV).

**Sur appui :**

- $\alpha = 0,0862 \leq 0,4327 \dots \dots \dots$  (CV).

➤ **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,096 \geq 0,0625 \dots \dots (CV)$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10 \cdot M_0} * M_t \rightarrow 0,096 \geq 0,0850 \dots \dots (CV)$
- $\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0057 \leq 0,0105 \dots \dots (CV)$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

➤ **Calcul à la torsion :**

Calcul le moment de torsion à l'E.L. U :

On a :

- $M_{ua} = Ma = \frac{9,38}{3,3} = 2,84 \text{ KN.m/ml.}$
- $M_{tor} = M_{ua} * \frac{L_{poutre}}{2} = 4,46 \text{ KN.m.}$

Calcul de l'aire de la section efficace «  $\Omega$  » :

- $b \leq h.$
- $\Omega = (h - e) * (B - e) \rightarrow e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.}$
- $\Omega = (30 - 5) * (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2.$

Calcul le périmètre de la section efficace :

- $U = [(h - e) + (b - e)] * 2 = 100 \text{ cm.}$

Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion ( $\tau_t$ ) :

- $\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{4,46 \cdot 10^6}{2 \cdot 625 \cdot 50 \cdot 10^2} = 0,71 \text{ Mpa.}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Suivant la condition :

- $\tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \bar{\tau}_u^2$

Avec :

- $\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \bar{\tau}_u^2 = 11,08 \text{ Mpa}$
- $\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0,65^2 + 0,71^2 = 0,93 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u^2 = 11,08 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (CV)$

➤ **Calcul du ferrailage à la torsion :**

- $\frac{A_{st}}{U} = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow A_{st} = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} * U = 1,03 \text{ cm}^2.$

Avec :  $u$  : périmètre de la section efficace  $\Omega$ .

$A_s^{tor}$  : Armatures longitudinales de torsion.

$$U = [(h - b_o) + (b - b_o)] \times 2 = 1m$$

→  $A_{st} = 1.03 \text{ cm}^2$ . On adopte : **2T10** ( $A_s$ ) = **1,57 cm<sup>2</sup>**.

➤ **Pourcentage minimal :**

- $\frac{A_{stor} \cdot f_e}{e \cdot U} = \frac{1.57}{5 \times 100} \times 400 \geq 0,4 \text{ Mpa} \rightarrow 1.26 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}.$

➤ **Armature transversale :**

- $\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.46 \cdot 10^5}{2 \cdot 625 \cdot 348 \cdot 10^2} = 0.01 \text{ cm}$

➤ **Espacement maximal :**

- $S_t \leq \min(0.9 \cdot d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 24.3 \text{ cm}$

→ On adopte :  **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

- $\frac{A_t}{S_t} = 0.01 \text{ cm} \rightarrow A_t = 0,2 \text{ cm}^2.$

→ On adopte **4T8**  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ .

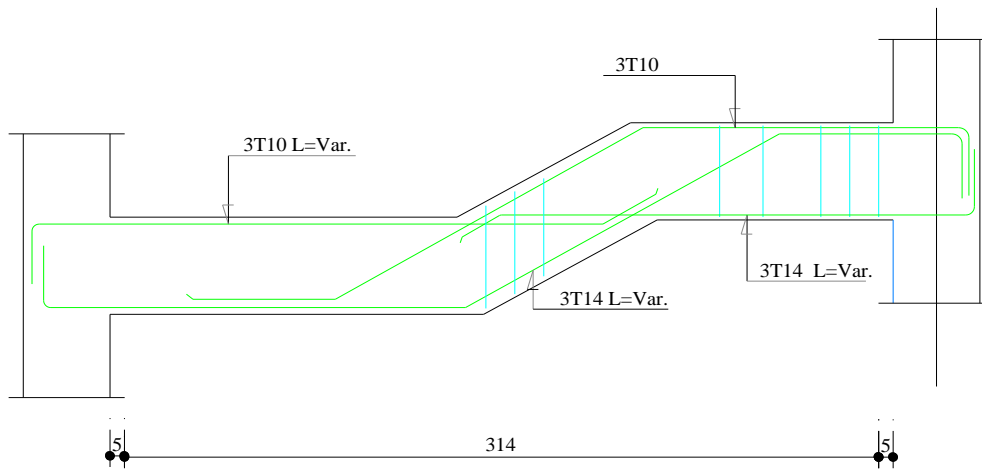
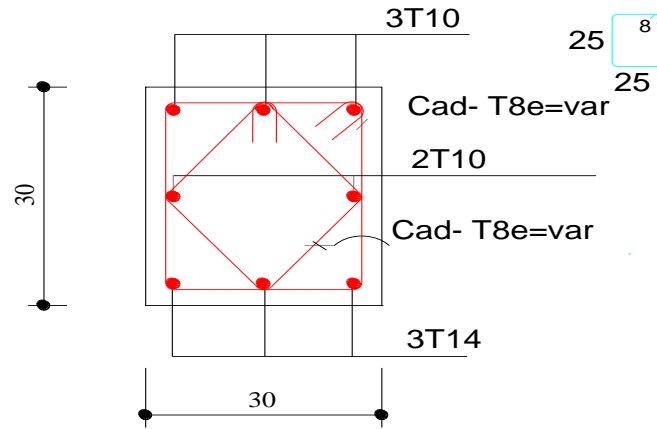


Figure III.4.23 Ferrailage de la poutre palière (escalier commerciale gauche)

III.4.4 Calcul de l'escalier de l'entrée principale :

III.4.4.1 Calcul des sollicitations :

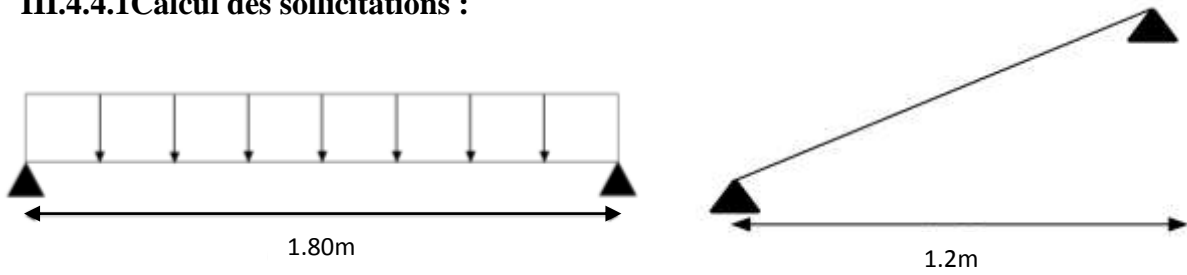


Figure III.4.24. Représentation et schéma statique de l'escalier.



Tableau.III.4.20.Charges appliquées sur l'escalier.

Elément	G	Q	q <sub>u</sub>	q <sub>ser</sub>
Paillasse	8.33	2.5	15.00	10.83

$$q_e = \frac{\sum p_i l_i}{\sum l_i}$$

• A l'ELU :

$$q_e = \frac{\sum p_i l_i}{\sum l_i} = \frac{(15 \times 1.20)}{1.2} = 15 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_e \times l^2}{8} = 2.7 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 1.35 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 2.025 \text{ KN.m}$$

• A l'ELS :

$$q_e = \frac{\sum p_i l_i}{\sum l_i} = \frac{10.83 \times 1.2}{1.2} = 10.83 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_e \times l^2}{8} = 1.95 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.975 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 1.46 \text{ KN.m}$$

Tableau.III.4.21.Les Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.

	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
ELU	2.7	1.35	2.025
ELS	1.95	0.975	1.46

### III.4.4.1.2 Calcul des armatures :

#### a) Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de **01 m** la section de béton est **(b×h) = (100×16) cm<sup>2</sup>**

Tableau III-4.22 Différents coefficients pour le calcul de ferrailage

f <sub>c28</sub> (MPa)	θ	f <sub>t28</sub> (MPa)	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	d (mm)	f <sub>bu</sub> (MPa)	f <sub>e</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
25	1	2.1	1.5	1.15	135	14.2	400	348

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

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

$$A_s = \frac{Mu}{f_s}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) ;$$

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

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.4.23.** Résultats du calcul des moments de l'escalier.

Section	M <sub>u</sub> (KN.m)	b (mm)	d (mm)	μ	α	Z (cm)	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	2.03	1000	135	0.0078	0.0098	13.44	1.63	0.43	<b>4HA10=3.14</b>
Appuis	1.35	1000	135	0.0052	0.0065	13.46	1.63	0.28	<b>4HA10=3.14</b>

- **Armatures de répartition :**  $A_{rep} = \frac{A_s}{4}$

En travée :  $A_{rep} = 0.785 \text{ cm}^2$  .on adopte : **4HA8=2.01cm<sup>2</sup>** ; avec **S<sub>t</sub>=25cm**.

Sur appui :  $A_{rep} = 0.785 \text{ cm}^2$  .on adopte : **4HA8=2.01cm<sup>2</sup>** ; avec **S<sub>t</sub>= 25cm**.

**b) Vérifications :**

- **Vérification à E.L.U :**
- **Condition de non fragilité :**

$$3.14 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV.$$

$$3.14 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV.$$

- **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33) = 33\text{cm}.$$

- **En travée:**  $s_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots CV.$

- **Sur appuis:**  $s_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots CV.$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u < \bar{\tau}$  tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} \quad (\text{Fissuration non préjudiciable}).$$

Donc :  $\bar{\tau} = 3.33\text{MPa}.$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} ; \quad \text{Avec } T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{15 \times 1.2}{2} = 9.00\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{9 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.0666\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.0666 < \bar{\tau} = 3.33 \dots\dots\dots CV.$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

• **Vérification des contraintes de béton :**

La vérification des contraintes dans le béton est nécessaire, si la condition suivante est n'est pas vérifiée :

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{2.025}{1.46} = 1,38$$

$$\left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.44$$

Donc :  $\alpha = 0.0098 < 0.44 \dots \dots \dots CV.$

- **Sur appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1.35}{0.975} = 1.38$$

$$\left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.44$$

Donc :  $\alpha = 0.0065 < 0.44 \dots \dots \dots CV.$

• **Vérification des contraintes dans les aciers :**

Comme la fissuration est non préjudiciable, la vérification des contraintes dans l'acier tendus est n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après l'article B.6.51 du BAEL91 :

Il faut vérifiées les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{120} = 0.1333 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots CV. \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{16}{120} = 0.1333 \geq \frac{2.025}{10 \times 2.7} = 0.075 \dots \dots \dots CV. \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13.5} = 0.00148 \leq 0.0105 \dots \dots \dots CV. \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées

Schéma de ferrailage :

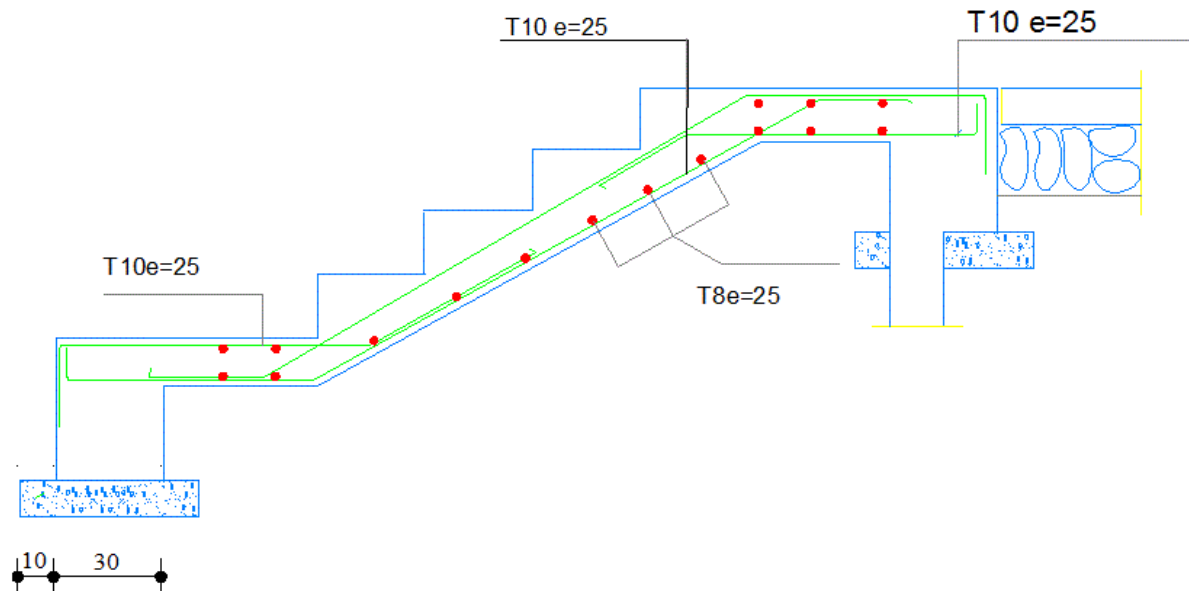


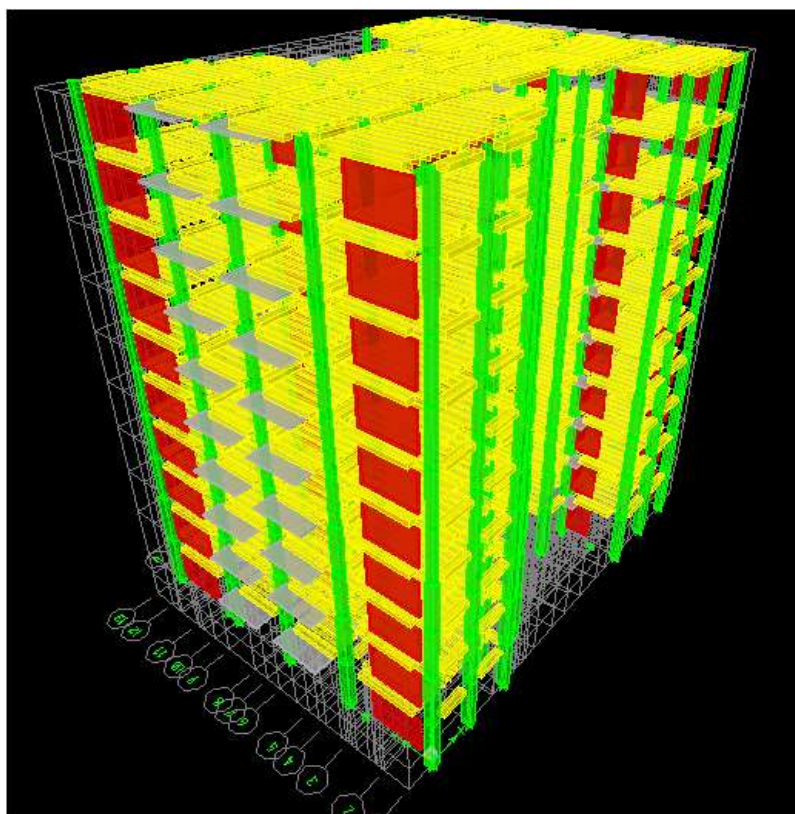
Figure.III.4.25. Ferrailage de l'escalier de l'entrée principale.

## IV. Etude de vent

### IV.1 Introduction :

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

- La région, le site, l'altitude, et les dimensions de l'ouvrage ;
- L'objet de cette étude est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, tels que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent.
- Le calcul est conduit selon le Règlement Neige et Vent **RNV99** ;
- Le bâtiment sera modélisé par une console encastree dans le sol et soumis à une pression due au vent réparti sur la hauteur.



Vent suivant x

Vent suivant y

Figure IV.1. Action du vent

### IV.1.1 Application de RNV 99 :

### IV.1.2 La vérification de la stabilité d'ensemble :

Le **RNV99** imposent un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de **catégorie I** d'après **RNV99 (art 1.1.3 page 38)**

L'application de **RNV99** exige les étapes suivantes :

➤ **Détermination de coefficient dynamique  $C_d$  :**

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

➤ **Valeur de  $C_d$  :**

Notre bâtiment est en béton armée, donc on utilise l'abaque (**3.1page 51**), pour :

- **Sens-x :**

$$h = 31.28m \quad \rightarrow \quad \text{Après l'interpolation : } C_d = 0.93 < 1.2$$

$$b = 28.45m$$

- **Sens-y :**

$$h = 31.28 m. \quad \rightarrow \quad \text{Après l'interpolation : } C_d = 0.94 < 1.2$$

$$b = 20.70m$$

$C_d$  Dans les deux directions est inférieur à **1.2**, Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques dues au vent.

➤ **Détermination de la pression dynamique de vent  $q_{dyn}$  :**

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, La pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface  $j$  horizontaux selon la procédure donnée à article.3.1.1 des **RNV99**.

Les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de  $n$  éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage, avec  $n$  étant le nombre de niveaux de la construction.

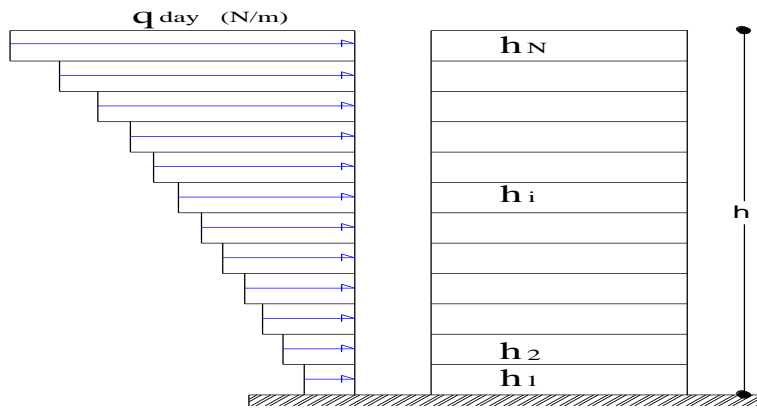


Figure IV.2. Répartition de la pression dynamique.

La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée Par la RNV99 (formule 2.12 page 45)  $\rightarrow Q_{dyn} = q_{réf} \times C_e(Z_j)$ .

Avec :

$Z_j$  : La distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément  $j$ .

$q_{réf}$  : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le RNV99 (tab 2.3 page 46) en fonction de la zone de vent.

➤ **Détermination de coefficient d'exposition  $C_e$  :**

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques ;  $C_e(z)$  est donnée Par la RNV99 (for 2.13 page 46).

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

$C_T$  : Coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent, sa valeur est donnée par RNV99 (tab 2.5 page 48).

**Site plat  $\rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$**

$K_T$  : Facteur de terrain sa valeur est donnée par RNV99 (tableau 2.4 page 47).

$C_r$  : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent, sa valeur est définie par la loi logarithmique.

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \dots \dots \dots \text{pour } z_{min} < z < 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \dots \dots \dots \text{pour } z \leq z_{min}$$

Avec :

$Z_0$  : Paramètre de rugosité.

$Z_{min}$  : Hauteur minimale. Sa valeur ( $Z_0, Z_{min}$ ) est donnée par RNV99 (tab 2.4 page 47).

Tableau IV.1. Définition des catégories de terrain

Catégorie de terrain	$K_T$	$Z_0$ (m)	$Z_{min}$ (m)
I	0.17	0.01	2

➤ Détermination des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$ :

Tableau IV.2. Valeurs de  $C_r$  et  $C_e$  et de  $Q_{dyn}$  Selon la hauteur  $Z$ 

	$Z$ (j)	$C_r$	$C_t$	$C_e$	$Q_{réf}$	$Q_{dyn}$
RDC	1.7	0.900	1	1.881	375	705.375
1	5.1	1.060	1	2.385	375	894.375
2	8.33	1.143	1	2.666	375	999.750
3	11.39	1.196	1	2.854	375	1070.250
4	14.45	1.236	1	3.000	375	1125.000
5	17.51	1.270	1	3.124	375	1171.500
6	20.57	1.297	1	3.226	375	1209.750
7	23.63	1.321	1	3.317	375	1243.875
8	26.69	1.341	1	3.394	375	1272.750
9	29.75	1.360	1	3.468	375	1300.500

Les coefficients de pression externe  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée est donnée par **RNV99 (for 5.1 page 64)**.

$$C_{pe} = C_{pe1} \quad \text{Si } S \leq 1 \text{ m}^2.$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(S). \quad \text{Si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2.$$

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad \text{Si } S \geq 10 \text{ m}^2.$$

Avec :

$S$  ( $\text{m}^2$ ): désigne la surface chargée de la paroi considérée.

➤ **Parois verticales :**

D'après **RNV99 (fig5.1 page 64)** il faut diviser les parois comme l'indique la figure suivante :



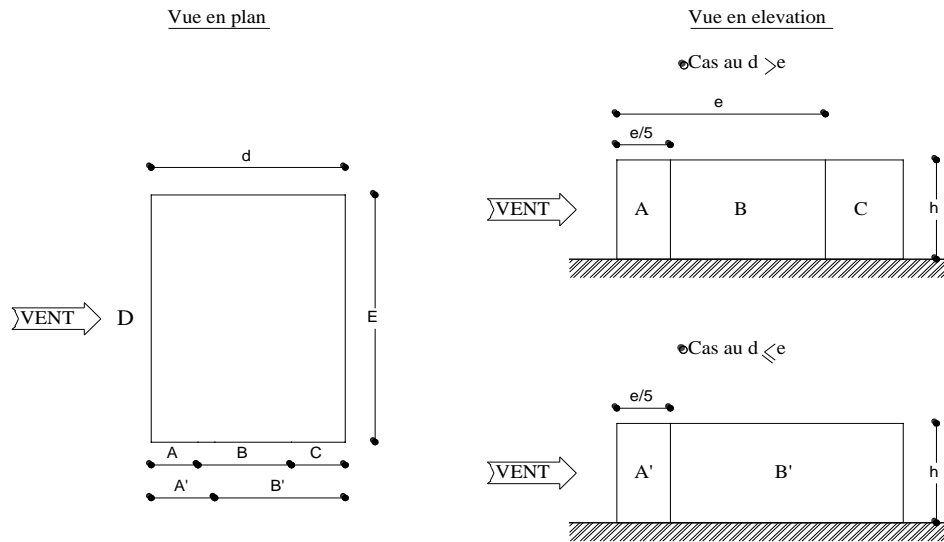


Figure IV.3 Légende pour les parois verticales.

a. Sens transversal (X-X) :

$$e = \text{Min}[b, 2h].$$

$$h = 31.28 \text{ m} \quad d = 20.70 \text{ m} \quad b = 28.45 \text{ m}$$

$$\text{Donc} \rightarrow e = b = 28.45 \text{ m.}$$

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

**h** : La hauteur totale de la construction.

**d** : est la dimension parallèle à la direction du vent.

On a  $e > d$  donc :

La surface de la paroi considérée est :  $S = b \times h = 28.45 \times 31.28 = 889.916 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

- Donc :  $C_{pe} = C_{pe10}$

Tableau IV.3. Coefficients de pression extérieure des parois verticales(X-X)

<i>A'</i>	<i>B'</i>	<i>D</i>	<i>E</i>
$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$
-1.00	-0.80	+0.8	-0.3

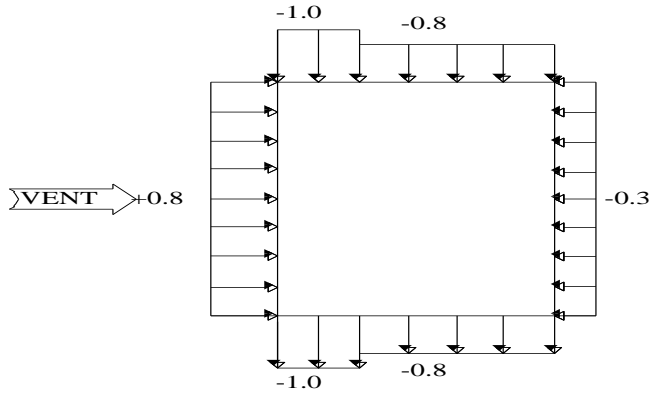


Figure IV.4 La répartition du vent sur les parois verticales.

a. Sens longitudinal (Y-Y) :

$$e = \text{Min}[b, 2h].$$

$$h = 31.28 \text{ m} \quad d = 28.45 \text{ m} \quad b = 20.70 \text{ m}$$

Donc :  $\rightarrow e = b = 20.70 \text{ m}.$

On a :  $d > e \rightarrow$  donc :

La surface de la paroi considérée est :  $S = b \times h = 20.70 \times 31.28 = 647,496 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$

Donc :  $C_{pe} = C_{pe10}$

Tableau IV.4. Coefficients de pression extérieure des parois verticales (Y-Y)

A	B	C	D	E
$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$
-1.00	-0.80	-0.5	+0.8	-0.3

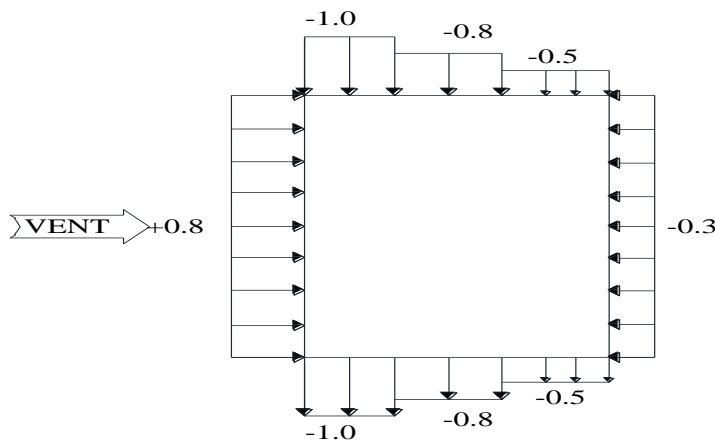


Figure IV.5 La répartition du vent sur les parois verticales Sens Y-Y

➤ **Toitures plates :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après (RNV99 page65).

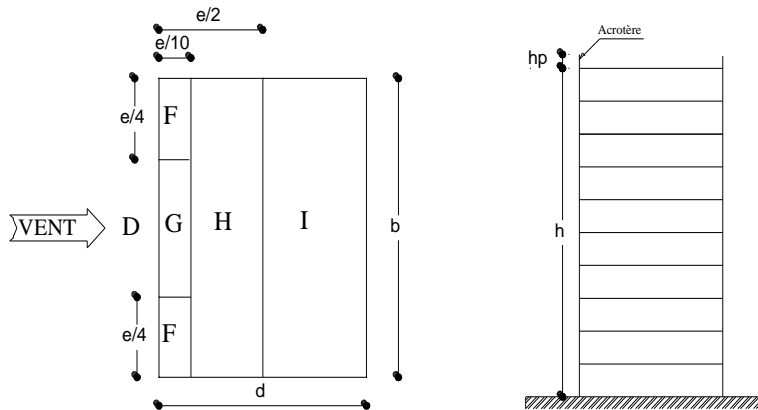


Figure IV.6 Légende pour les toitures plates.

Donc d’après RNV99 (tableau 5.2 page 66), les valeurs de coefficient de pression extérieur sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.5.Coefficients de pression extérieure de la terrasse

	<i>F</i>		<i>G</i>		<i>H</i>		<i>I</i>	
	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$
$h_p/h = 0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	±0.2	
$h_p/h = 0.05$	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	±0.2	
$h_p/h = 0.10$	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	±0.2	

Dans notre cas :  $\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{31.28} = 0.0191$

$h_p$  : La hauteur de l’acrotère.

**a. Sens (X-X) :**

$e = \min[b; 2h] \rightarrow e = 28.45 \text{ m.}$

Avec :

$b$  : Dimension du côté perpendiculaire au vent.

$h$  : La hauteur totale.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :

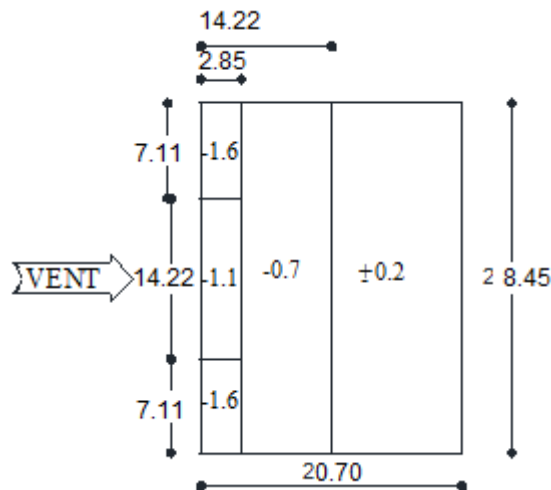


Figure IV.7 La distribution de  $C_{pe}$  sur la toiture sens X-X.

**b. Sens (Y-Y) :**

$$e = \min[b; 2h] \rightarrow e = 20.70 \text{ m}$$

Avec :

**b**: Dimension du côté perpendiculaire au vent.

**h** : La hauteur totale.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :

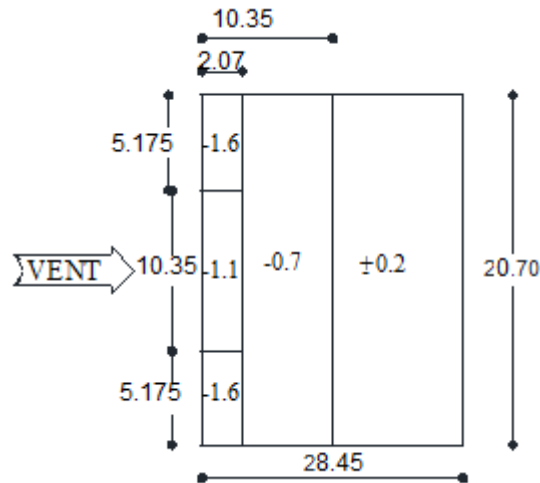


Figure IV.8. La distribution de  $C_{pe}$  sur la toiture sens Y-Y.

➤ **Détermination du coefficient de pression nette  $C_p$  :**

Le coefficient de pression  $C_p$  est calculé à l'aide de la formule suivante :

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

➤ **Détermination des coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

D'après RNV99 (art 2.2.2 page 79) Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures et :  $C_{pi} = 0.8$  et  $C_{pi} = -0.5$ .

- Sens X-X :

1. Pour :  $C_{pi} = 0.8$ .

Tableau IV.6. Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = 0.8$  Sens X-X.

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{pe10}$	$C_p$
A'	0.8	-1.0	-1.8
B'	0.8	-0.8	-1.6
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	$\pm 0.2$	-0.6 ou -1

Pour :  $C_{pi} = -0.5$

Tableau IV.7.Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi}=-0.5$  Sens X-X

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{pe10}$	$C_p$
A'	-0.5	-1.0	-0.5
B'	-0.5	-0.8	-0.3
D	-0.5	+0.8	+1.3
E	-0.5	-0.3	+0.2
F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.2
I	-0.5	$\pm 0.2$	+0.7 ou +0.3

- Sens Y-Y :

1. Pour :  $C_{pi} = 0.8$ .

Tableau IV.8.Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = 0.8$  Sens Y-Y

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{pe10}$	$C_p$
A	0.8	-1.0	-1.8
B	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	$\pm 0.2$	-0.6 ou -1

2. Pour :  $C_{pi} = -0.5$ Tableau IV.9.Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi}=-0.5$  Sens Y-Y.

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{pe10}$	$C_p$
A	-0.5	-1.0	-0.5
B	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	-0.5	+0.8	1.3
E	-0.5	-0.3	0.2
F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.2
I	-0.5	$\pm 0.2$	+0.7 ou +0.3

➤ **Calcul de la pression due au vent :**

Pour les constructions de **catégorie I**, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

La valeur du coefficient de pression de vent  $q_j$  et donnée par **RNV99 (2.1 page 40) :**

$$q_j = C_d \times w(z_j).$$

Avec :

$C_d$  : Coefficient dynamique de la construction.

$W$  : La pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ , en  $\frac{N}{m^2}$ .

$W_j$  : est obtenu à l'aide de la formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}].$$

On prend par exemple :  $Z_j = 29.75 \text{ m}$  ;  $q_{dyn} = 1300.500 \frac{N}{m^2}$

## a. Sens transversal (X-X) :

- Pour  $C_{pi} = 0.8$

Tableau IV.10. Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi}=0.8$  Sens X-X.

ZONE	$C_d$	$C_p$	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A'	0.93	-1.8	-2340.900	-2177.037
B'	0.93	-1.6	-2080.800	-1935.144
D	0.93	0	0.000	0.000
E	0.93	-1.1	-1430.550	-1441.883

- Pour  $C_{pi} = -0.5$  :

Tableau IV.11. Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi}=-0.5$  Sens X-X

ZONE	$C_d$	$C_p$	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A'	0.93	-0.5	-650.250	-604.732
B'	0.93	-0.3	-390.150	-362.839
D	0.93	+1.3	1690.650	1572.304
E	0.93	+0.2	260.100	241.893

## b. Sens longitudinal (Y-Y) :

- Pour  $C_{pi} = +0.8$

Tableau IV.12. Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi}=0.8$  Sens Y-Y.

ZONE	$C_d$	$C_p$	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A	0.94	-1.8	-2340.900	-2200.446
B	0.94	-1.6	-2080.800	-1955.952
C	0.94	-1.3	-1690.650	-1589.211
D	0.94	0	0.000	0.000
E	0.94	-1.1	-1430.550	-1344.717



- Pour  $C_{pi} = -0.5$

**Tableau IV.13.** Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi}=-0.5$  Sens Y-Y.

ZONE	$C_d$	$C_p$	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A	0.94	-0.5	-650.250	-611.235
B	0.94	-0.3	-390.150	-366.741
C	0.94	0	0.000	0.000
D	0.94	+1.3	1690.650	1589.211
E	0.94	+0.2	260.100	244.494

➤ **Calcul des forces de frottement  $f_{fr}$  :**

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie **I**, Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement  $f_{fr}$  est donnée par **RNV99 (formule 2.8 page 42)** :

$$f_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}).$$

Avec :

$j$  : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

$Z_j$  : La hauteur du centre de l'élément  $j$ .

$S_{fr,j}$  : Aire de l'élément de surface  $j$ .

$C_{fr,j}$  : Coefficient de frottement pour l'élément de surface  $j$ .

D'après **RNV99 (l'artc1.4.2 page 41)**. Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport :  $\frac{d}{b} \geq 3$ , et  $\frac{d}{h} \geq 3$  soit vérifié.

Avec :

$b$  : La dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent

$h$  : La hauteur de la construction,

$d$  : La dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

**a. Sens transversal (X-X) :**

$$b = 28.45 \text{ m}; d = 20.70 \text{ m}; h = 31.28 \text{ m}.$$

$$\frac{d}{b} = \frac{20.70}{28.45} = 0.73 > 3 \dots \dots \dots CNV.$$

$$\frac{d}{h} = \frac{20.70}{31.28} = 0.66 > 3 \dots \dots \dots CNV$$

**b. Sens longitudinal (Y-Y) :**

$$b = 20.70 \text{ m}; d = 28.45 \text{ m}; h = 31.28 \text{ m}.$$

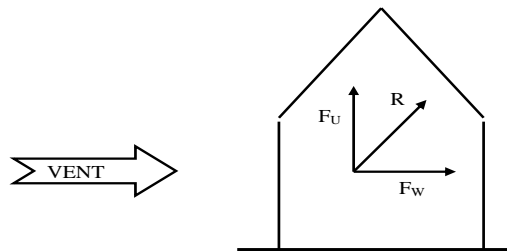
$$\frac{d}{b} = \frac{28.45}{20.70} = 1.37 > 3 \dots \dots \dots CNV$$

$$\frac{d}{h} = \frac{28.45}{31.28} = 0.91 > 3 \dots \dots \dots CNV$$

La force de frottement est négligeable.

➤ **Détermination de la force résultante  $f_{frj}$  :**

La force résultante **R** se décompose en deux forces : Horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :



**Figure IV.9.** Force résultante R.

$F_W$ : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

$F_U$ : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :  $\mathbf{R} = \sum(\mathbf{q}_j \times \mathbf{S}_i) + \sum \mathbf{f}_{rj}$

$\Sigma$  : La Somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

$q_j$  : Pression du vent exercé sur l'élément de surface  $j$ .

$S_i$ : Aire de l'élément de surface  $j$ .

$f_{rj}$ : Forces de frottement. → Notre cas :  $\sum f_{rj} = 0$ .

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Tableau IV.14. Force résultante suivant sens X-X.

	$Z(j)$	Zone	$S_x$	$Q_{dyn}$	$q_{jx}$	$R_x$
			( $m^2$ )	$N/m^2$	$N/m^2$	$N$
<b>RDC</b>	1.7	-1.1	96.73	705.375	-721.600	-69800.235
<b>1</b>	5.1	-1.1	96.73	894.375	-914.946	-88502.690
<b>2</b>	8.33	-1.1	87.06	999.750	-1022.744	-89040.114
<b>3</b>	11.39	-1.1	87.06	1070.250	-1094.866	-95319.012
<b>4</b>	14.45	-1.1	87.06	1125.000	-1150.875	-100195.178
<b>5</b>	17.51	-1.1	87.06	1171.500	-1198.444	-104336.578
<b>6</b>	20.57	-1.1	87.06	1209.750	-1237.574	-107743.214
<b>7</b>	23.63	-1.1	87.06	1243.875	-1272.484	-110782.468
<b>8</b>	26.69	-1.1	87.06	1272.750	-1302.023	-113354.144
<b>9</b>	29.75	-1.1	87.06	1300.500	-1310.411	-115825.625
<b>Toiture</b>		-1.9	87.06	1300.500	-2297.984	-20006.444
		-1.5	87.06	1300.500	-1814.198	-157944.034
<b>Total</b>						<b>-1172849.732</b>

Tableau IV.15. Force résultante suivant sens Y-Y.

	$Z(j)$	Zone	$S_x$	$Q_{dyn}$	$q_{jx}$	$R_x$
			( $m^2$ )	$N/m^2$	$N/m^2$	$N$
<b>RDC</b>	1.7	-1.1	96.73	705.375	-729.358	-70550.775
<b>1</b>	5.1	-1.1	96.73	894.375	-924.784	-89454.332
<b>2</b>	8.33	-1.1	87.06	999.750	-1033.742	-89997.535
<b>3</b>	11.39	-1.1	87.06	1070.250	-1106.639	-96343.948
<b>4</b>	14.45	-1.1	87.06	1125.000	-1163.250	-101272.545
<b>5</b>	17.51	-1.1	87.06	1171.500	-1211.331	-105458.477
<b>6</b>	20.57	-1.1	87.06	1209.750	-1250.882	-108901.743
<b>7</b>	23.63	-1.1	87.06	1243.875	-1286.167	-111973.677
<b>8</b>	26.69	-1.1	87.06	1272.750	-1316.024	-114573.006
<b>9</b>	29.75	-1.1	87.06	1300.500	-1344.717	-117071.062
<b>Toiture</b>		-1.9	87.06	1300.500	-2322.693	-202213.653
		-1.5	87.06	1300.500	1774.500	-154487.970
<b>Total</b>						<b>-1362298.723</b>

## V.2 Conclusion :

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, on remarque que celles-ci sont plus importantes. Et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, et pour cela on peut négliger l'effet du vent.

## V.ETUDE SISMIQUE

### V.1. Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les Roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce Terrestre lorsque les contraintes dépassent un certain seuil une rupture d'équilibre se Produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les Directions et atteignent la surface du sol ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et Sont plus ou moins amplifiés dans la structure Le niveau d'amplification dépend Essentiellement de la période de la structure et de la nature du Sol ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le Comportement dynamique de l'ouvrage.

### V.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des utilisateurs. L'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ❖ Respect de la réglementation parasismique.
- ❖ Conception architecturale parasismique.
- ❖ Mise en œuvre soignée.

### V.3. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes :

- ❖ la méthode statique équivalente.
- ❖ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ la méthode d'analyse dynamique par accélélogramme.

### **V.3.1. Présentation de méthode statique équivalente :**

Dans ce cas, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- ❖ Le mode fondamentale est le seul pris en compte, les masses modales négligées étant reportées sur ce mode.
- ❖ La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structures à portiques et à une parabole pour les structures en voiles.

### **V.3.2. Présentation de méthode modale spectrale :**

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structure ; elle est caractérisée par :

- ❖ la définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse de calcul.
- ❖ l'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure, permettant l'utilisation des modes propres.

La bonne pratique de la méthode spectrale suppose :

- ❖ l'établissement d'une bonne modélisation.
- ❖ le choix judicieux des modes à retenir.
- ❖ la connaissance des limites de validité des règles de combinaisons des modes et des composantes ; la règle quadratique ne doit pas être considéré comme ayant une valeur universelle.

### **V.3.3. Présentation de la méthode dynamique par accélérogramme :**

Le principe de la méthode dynamique par accélérogramme est le même que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

#### **V.3.4. Choix de la méthode de calcul pour notre structure :**

Dans le cas de notre bâtiment étudié, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette méthode d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise ; La méthode statique équivalente sera utilisée pour les vérifications exigées par le RPA, quoique cette méthode soit satisfaite aux conditions d'application.

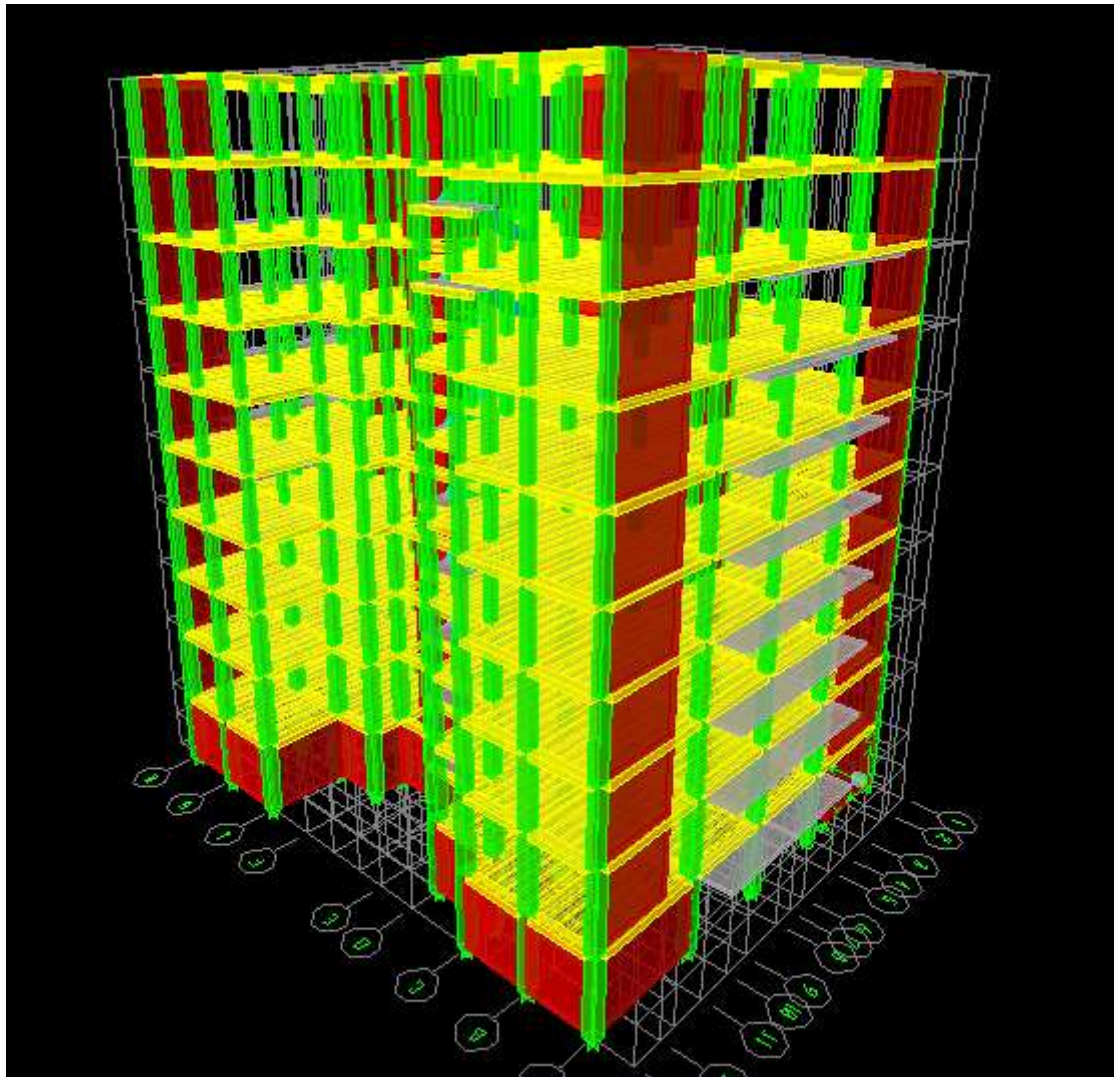
(Les conditions de l'article **4.1.2** des **RPA** p24)

#### **V.3.5. Présentation du logiciel de calcul ETABS :**

ETABS (Extended 3D Analyses Building Systems) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de Modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface unique il graphique offre de nombreuses possibilités Pour L'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés Non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.).

De plus de pars spécificité pour le calcul des bâtiments,

ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charges automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau .....etc.)



**Figure. V.1.** Modélisation de la tour par ETABS

#### **V.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 :**

La classification de l'ouvrage est une étape qui est basée sur les critères suivants :

- ❖ **La classification des zones sismiques** : selon le RPA on a 4 zones sismiques
  - Zone O : sismicité négligeable
  - Zone I : sismicité faible
  - Zone II : sismicité moyenne
  - Zone III : sismicité élevée



❖ **La classification des sites :**

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 : site rocheux
- Catégorie S2 : site ferme
- Catégorie S3 : site meuble
- Catégorie S4 : site très meuble

❖ **Classification des ouvrages selon leur importance :**

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité on a :

- Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance
- **Tableau .V.1. :** Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

- ❖ La classification du système de contreventement.

**Tableau. V.2.** Classification de la structure selon le système de contreventement.

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de <b>R</b>
<b>A</b>	<b><u>Béton armé</u></b>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

- ❖ **Régularité en plan:**

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

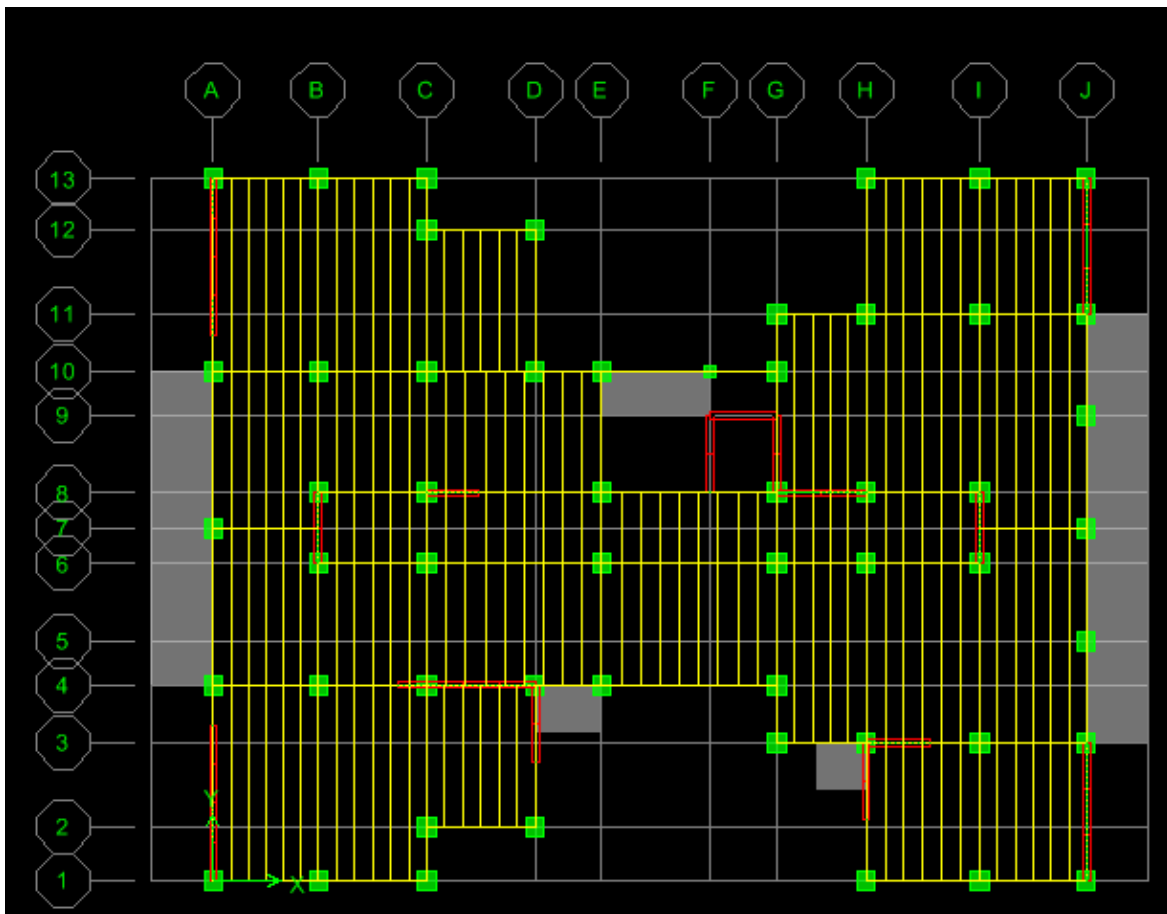
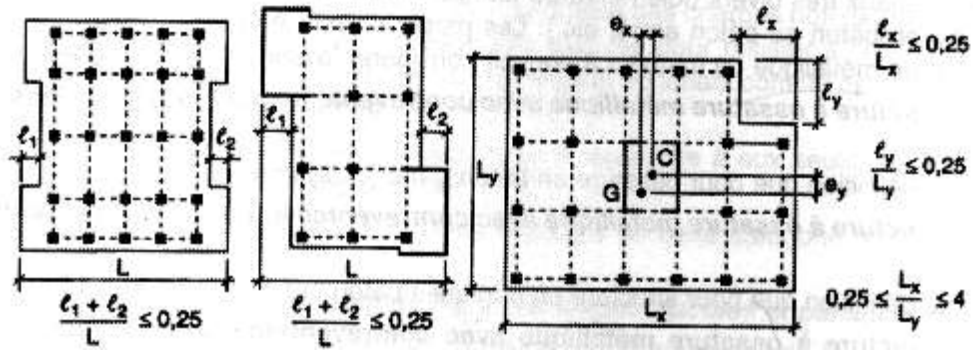


Fig. V.2.Dimensionnement de la structure

• Selon x :

- $\frac{l_x}{L_x} = \frac{1.55}{20.7} = 0.04 \leq 0,25 \dots\dots\dots CV$
- $\frac{l_x}{L_x} = \frac{4.05}{20.7} = 0.19 \leq 0,25 \dots\dots\dots CV$
- $\frac{l_x}{L_x} = \frac{1.5}{20.7} = 0.073 \leq 0,25 \dots\dots\dots CV$
- $\frac{l_x}{L_x} = \frac{4}{20.7} = 0.195 \leq 0,25 \dots\dots\dots CV$

- Selon  $y$  :

- $\frac{l_y}{L_y} = \frac{3.10}{28.45} = 0.10 \leq 0,25 \dots\dots\dots CV$
- $\frac{l_y}{L_y} = \frac{6.4}{28.45} = 0.22 \leq 0,25 \dots\dots\dots CV$
- $\frac{l_y}{L_y} = \frac{2.55}{28.45} = 0.08 \leq 0,25 \dots\dots\dots CV$
- $0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0.72 \leq 4 \dots\dots\dots CV$

La structure est classé régulier.

**Tableau V.3.** Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.

<b>Classification des zones sismique</b>	<b>Bâtiment implanté en zone II</b>	<b>A=0,15</b>
<b>Classification des ouvrages selon leur importance</b>	Groupe 2	
<b>Classification des sites</b>	Site meuble <b>S3</b>	$T_1 = 0,15 \text{ s}$ $T_2 = 0,50 \text{ s}$
<b>Classification des systèmes de contreventements</b>	Portiques contreventés par des voiles	$R = 4$ $C_T = 0,05$
<b>Classification de l'ouvrage selon sa configuration</b>	régulier en plan régulier en élévation	Bâtiment régulier

Le chargement sismique 'E' sera généré automatiquement, en introduisant le spectre Du **RPA99v2003**, qui dépend des coefficients suivants :

- ❖ **Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

**Tableau. V.4** : pénalité  $P_q$  en fonction des critères de qualités.

Critère q	$P_q$	Observer / non observer
Condition minimales sur les files de contreventement	0,05	N.O
Redondance en plan	0,05	N.O
Régularité en plan	0,00	O
Régularité en élévation	0,00	O
Contrôle de qualité des matériaux	0,05	N.O
Contrôle de qualité de l'exécution	0,10	N.O
$\Sigma q$	0,25	

$$Q = 1 + 0,25 = 1,25$$

❖ **Périodes associées à la catégorie du site  $T_1$  et  $T_2$  :**

Donnée par **RPA99v2003 (tab 4.7 page 56)** Site de catégorie S3 (Site meuble)

$$T_1 = 0.15 \quad T_2 = 0.5$$

❖ **facteur de correction d'amortissement  $\eta$  :**

Donnée par **RPA99v2003 (for 4.3 page 46)**

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

❖ **pourcentage d'amortissement critique  $\xi$  :**

Donnée par **RPA99v2003 (tab 4.2 page 48)**,  $\xi = 7\%$  pour portique en béton armé avec un remplissage dense.

Tableau. V.5 : Valeurs de  $\xi$  (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

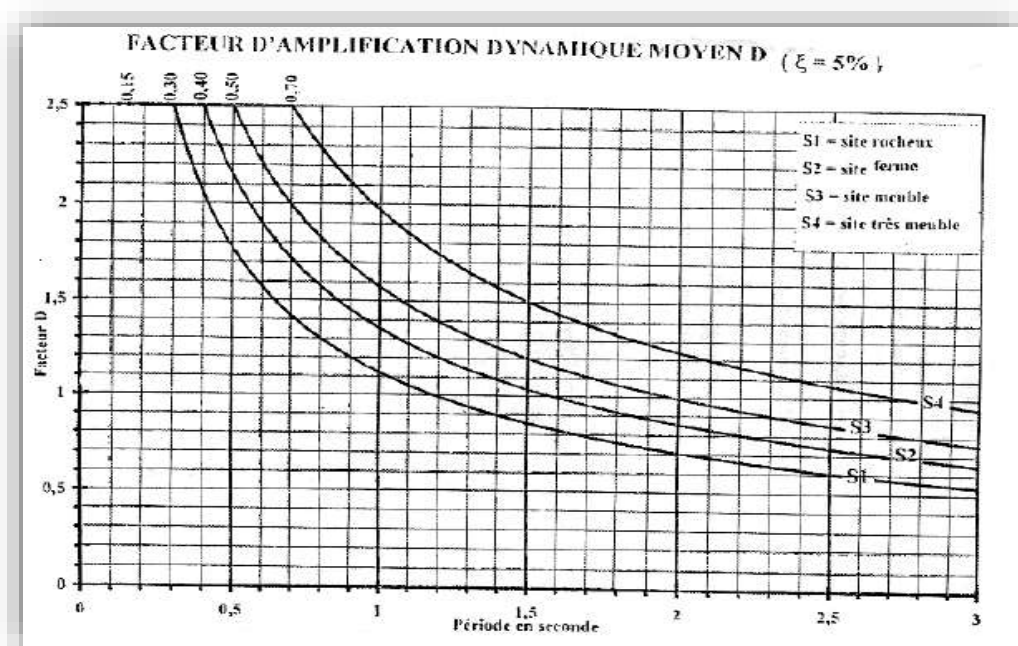


Figure. V.2. Diagramme de spectre en fonction de site

## V.5. L'analyse dynamique de la structure par ETABS :

### V.5.1. Spectre de réponse de calcul :

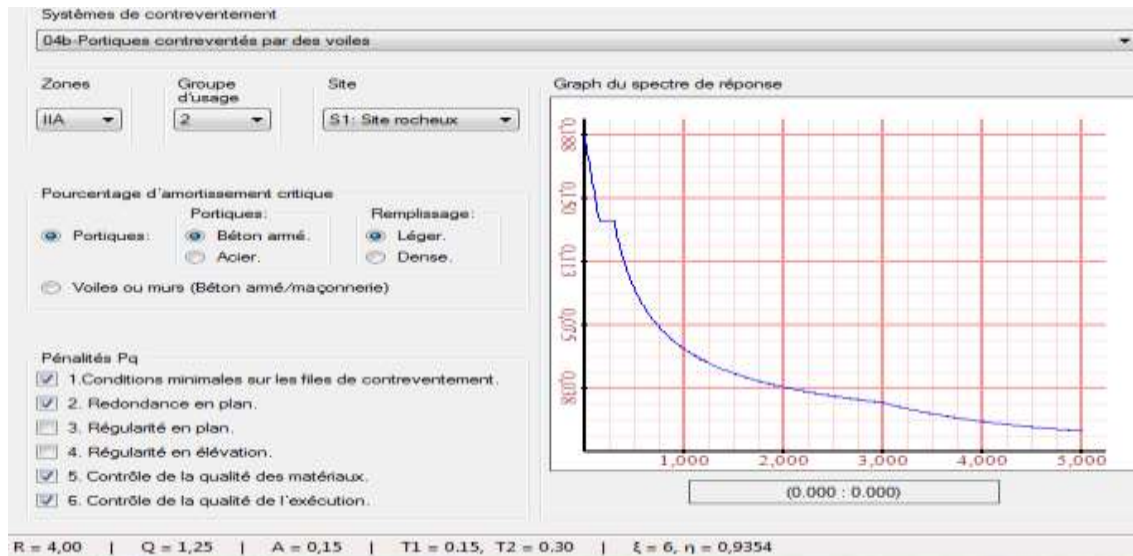


Fig.V.3. Le spectre de réponse

Tableau V.6: spectre RPA99v2003

T [sec]	$\frac{S_a}{g}$	T [sec]	sa/g	T [sec]	$\frac{S_a}{g}$
0.000	0.188	1.700	0.061	3.400	0.034
0.100	0.154	1.800	0.058	3.500	0.032
0.200	0.137	1.900	0.056	3.600	0.031
0.300	0.137	2.000	0.054	3.700	0.029
0.400	0.137	2.100	0.053	3.800	0.028
0.500	0.137	2.200	0.051	3.900	0.027
0.600	0.121	2.300	0.050	4.000	0.026
0.700	0.109	2.400	0.048	4.100	0.025
0.800	0.100	2.500	0.047	4.200	0.024
0.900	0.093	2.600	0.046	4.300	0.023
1.000	0.086	2.700	0.045	4.400	0.022

<b>1.100</b>	0.081	2.800	0.043	4.500	0.021
<b>1.200</b>	0.076	2.900	0.042	4.600	0.020
<b>1.300</b>	0.072	3.000	0.041	4.700	0.020
<b>1.400</b>	0.069	3.100	0.039	4.800	0.019
<b>1.500</b>	0.066	3.200	0.037	4.900	0.018
<b>1.600</b>	0.063	3.300	0.035	5.000	0.018

➤ **Combinaisons d'action :**

- **ELU** :  $1,35 * G + 1,5 * Q$ . **CBA93, A.3.3.2**
- **ELS** :  $G + Q$ . **CBA93, A.3.3.2**
- $G + Q \pm E_x$ . **RPA 2003,5.2**
- $G + Q \pm E_y$ . **RPA 2003,5.2**
- $0,8 * G \pm E_x$ . **RPA 2003,5.2**
- $0,8 * G \pm E_y$ . **RPA 2003,5.2**
- $G \pm 1.2 * E_x$ . **RPA 2003,5.3**
- $G \pm 1.2 * E_y$ . **RPA 2003,5.3**

➤ **Nombre de mode à considérer :**

D'après les **RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a)** pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

1. La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
2. Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
3. Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Donc le nombre des modes minimum **K** est égal à  $K = 3 * \sqrt{N}$ , notre cas  $K = 9 \text{ mode}$ .

- N : Le nombre des niveaux au-dessus du sol.
- $T_K$  : la période du mode **K**  $\rightarrow T_k \leq 0,20$  secondes. (4.14 p46)



➤ **Période fondamentale théorique :**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la valeur obtenue par les formules **4-6 du RPA99/version 2003**.

On a donc :

$$T = C_t * h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

- **T**: Période fondamentale de la structure.
- **h<sub>N</sub>** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. → **h<sub>N</sub> = 31.28 m**.
- **C<sub>T</sub>** : Est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le **Tableau 4.6 du RPA99/version 2003 art 4.2.4**

**Tableau V-7** Période fondamentale de la structure

	<b>C<sub>T</sub></b>	<b>h<sub>N</sub> (m)</b>	<b>C<sub>t</sub> × h<sub>N</sub><sup>3/4</sup></b>	<b>T<sub>emp</sub> (s)</b>
<b>Sens-X</b>	0,05	31.28	0,66	0,66
<b>Sens-Y</b>	0,05	31.28	0,66	0,66

D'après **RPA99 version 2003** (Art 4.2.4.4 page 54), il faut que la valeur de **T<sub>dyn</sub>** calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques **T<sub>emp</sub>** appropriées de plus de **30%**.

Nous avons **1,3 \* T<sub>emp</sub> = 0,859 sec.**

**V.5.2. Disposition des voiles :**

Pour chercher la meilleure solution d'emplacement des voiles dans la structure, et pour but d'avoir une petite valeur de l'excentricité (distance entre le centre de pression et le centre de rigidité) pour éviter le problème de la torsion ; une variation de la disposition des voiles a été réalisée comme il est montrée dans les figures suivantes :

a. La variante proposée 1 (sans voiles) :

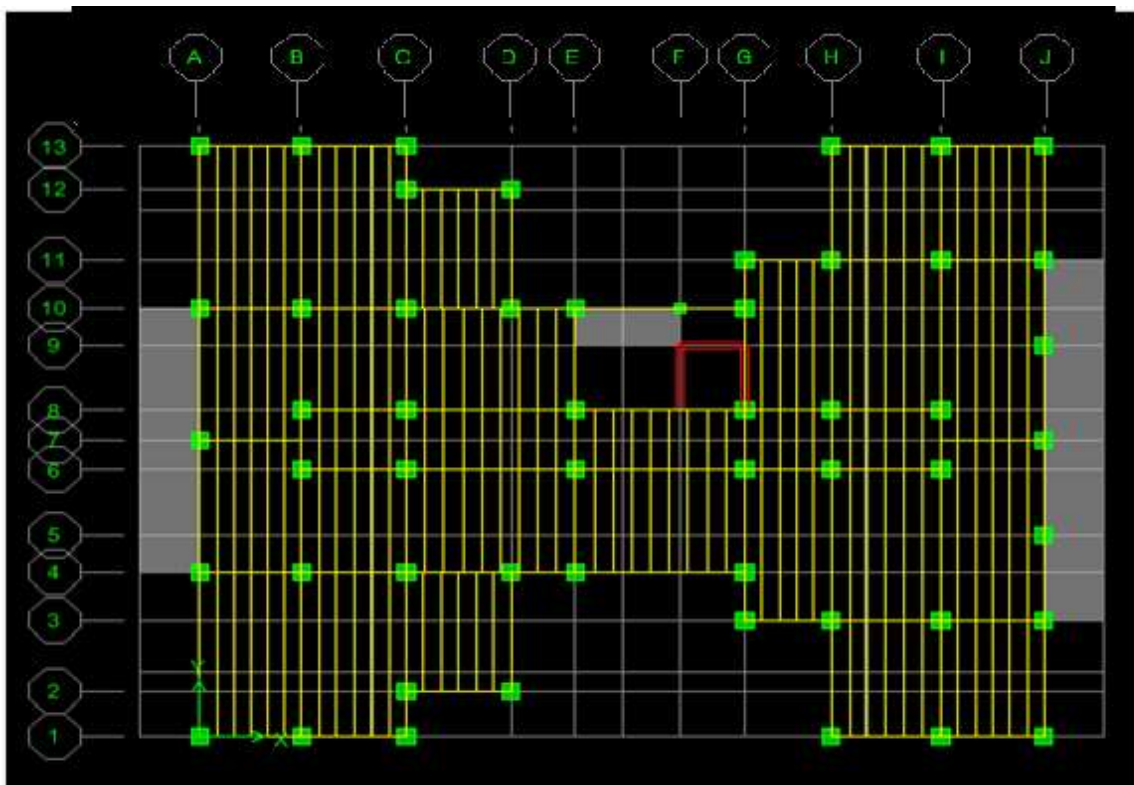


Figure V.4 Disposition des voiles (var1)

1. Résultats de l'analyse :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel « ETABS » sont données dans le tableau suivant :

Tableau V-8 Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique variante1

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1,223249	16,8281	4,7538	16,8281	4,7538	51,9321	51,9321
2	0,978229	48,0556	15,5429	64,8837	20,2968	7,9439	59,876
3	0,939304	6,6286	51,1994	71,5124	71,4962	13,2639	73,1398
4	0,416657	2,8466	0,7757	74,359	72,2719	9,359	82,4988
5	0,310493	11,3846	2,3131	85,7436	74,585	1,7013	84,2001
6	0,292896	1,0615	11,1389	86,8051	85,7239	2,2717	86,4719
7	0,243176	0,9313	0,2708	87,7365	85,9947	3,4521	89,9239
8	0,164462	0,5944	0,5318	88,3308	86,5265	2,4996	92,4235
9	0,162701	4,0417	0,1752	92,3725	86,7016	0,0759	92,4994
10	0,149436	0,3199	4,8566	92,6924	91,5582	0,6842	93,1837
11	0,122029	0,2378	0,1069	92,9302	91,6651	1,769	94,9527
12	0,104664	2,5081	0,1454	95,4383	91,8106	0,2325	95,1852

## 2. Les modes propres :

- 1<sup>er</sup> mode (Rotation) :



Figure V.5 mode 1 T=1.223 sec

- 2<sup>ème</sup> mode (Rotation) :

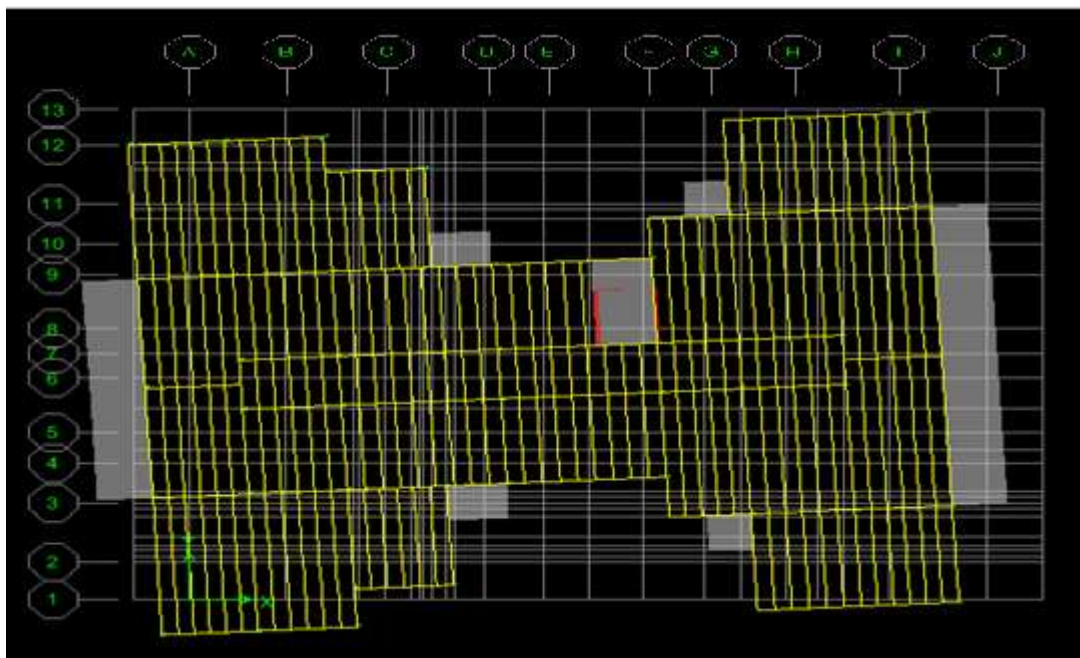


Figure V.6 mode 2 T=0.978 sec

- 3<sup>ème</sup> mode (Rotation) :

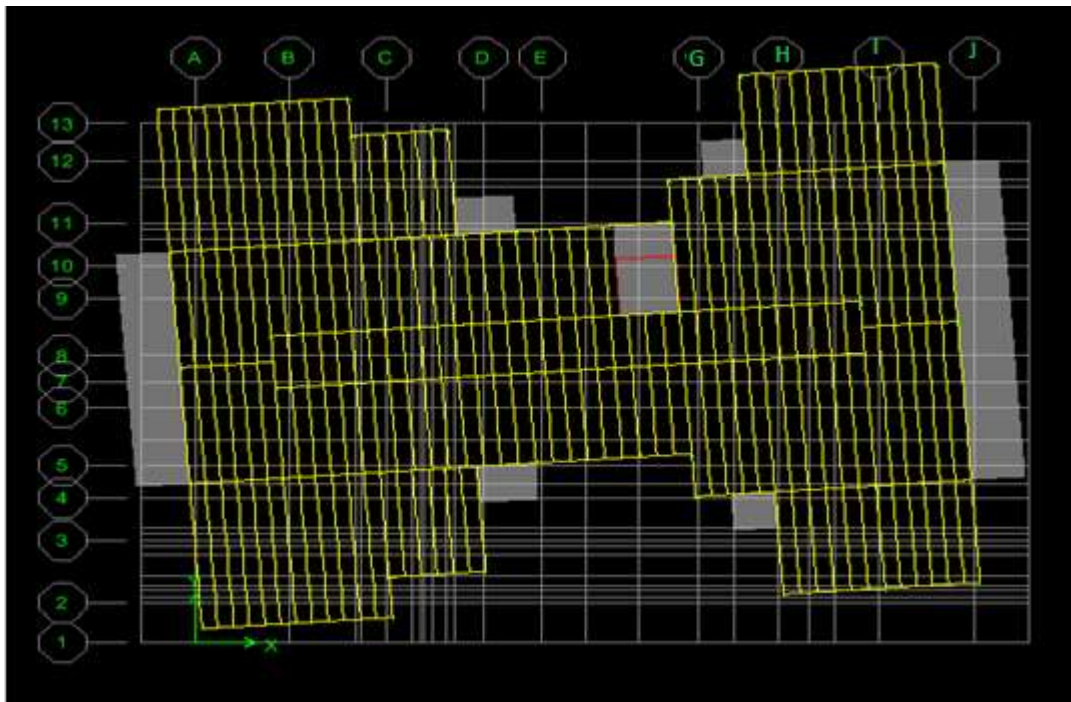


Figure V.7 mode 3  $T=0.939$  sec

### 3. Vérification de règlementaire :

La période fondamentale doit être inférieure la période empirique ( $T_{emp}$ ) :

- On a:  $T_{emp} = 0.660 \text{ sec} \rightarrow 1,3 * T_{emp} = 0.859 \text{ sec}$ .
- Variante 1 :  $T_{dyn} = 1.223 \text{ sec} > T_{emp} = 0.859 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{(CNV)}$

La somme modale effective supérieure **90%** de la masse totale de la structure dans les deux sens :

- Variante 1 : atteint **90%** dans le mode **9<sup>ème</sup>** jusqu'à **12<sup>ème</sup>** mode dans sen X et le mode **10<sup>ème</sup>** jusqu'à **12<sup>ème</sup>** mode dans sen Y.

À cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

- $K \geq 3 \times \sqrt{N}$ ,  $T_K \leq 0,20 \text{ sec}$ . RPA99V2003 art4.3.4. b

Où :

- $N$  : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

$$\rightarrow K \geq 9 \text{ et } T_9 = 0,104 < 0,20 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$



### b. La variante proposée 2 (architecturale) :

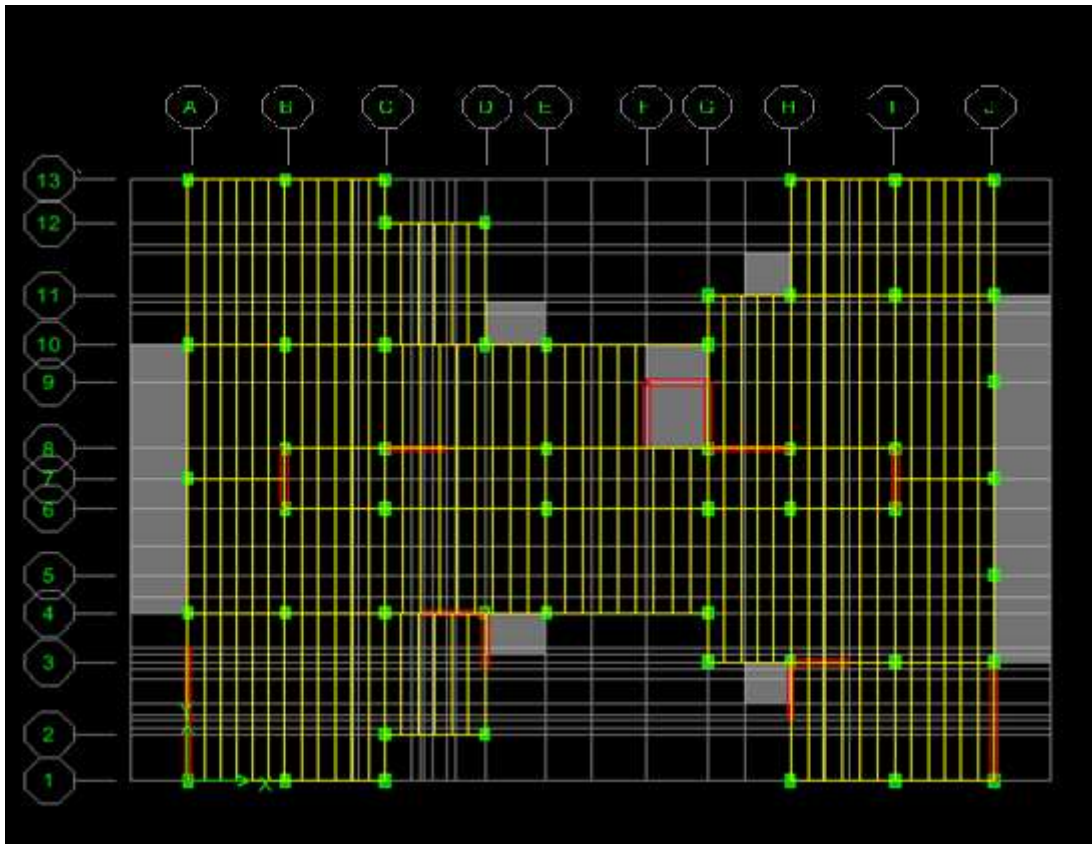


Figure V.8 Disposition des voiles (var2)

#### 1. Résultats de l'analyse :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel « ETABS » sont données dans le tableau suivant :

Tableau V-9 Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique variante 2

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,809784	53,3241	2,9092	53,3241	2,9092	12,4892	12,4892
2	0,723438	0,5795	45,056	53,9036	47,9652	21,4801	33,9693
3	0,688566	15,7932	19,2531	69,6968	67,2183	32,2998	66,269
4	0,234847	14,8386	0,7102	84,5353	67,9285	0,8067	67,0758
5	0,19336	0,0633	11,5522	84,5986	79,4806	6,0244	73,1002
6	0,185676	1,5854	5,0669	86,184	84,5475	11,2994	84,3996
7	0,113958	5,793	0,2262	91,9769	84,7738	0,1258	84,5254
8	0,087065	0,0661	5,1324	92,043	89,9062	1,8775	86,4029
9	0,084041	0,2607	1,6617	92,3038	91,5679	5,3911	91,794
10	0,070104	3,1482	0,1121	95,4519	91,68	0,044	91,838
11	0,051862	0,049	2,407	95,5009	94,087	1,4402	93,2783
12	0,050316	0,4637	0,9864	95,9646	95,0734	2,2761	95,5544

## 2. Les modes propres :

- 1<sup>er</sup> mode (Rotation) :

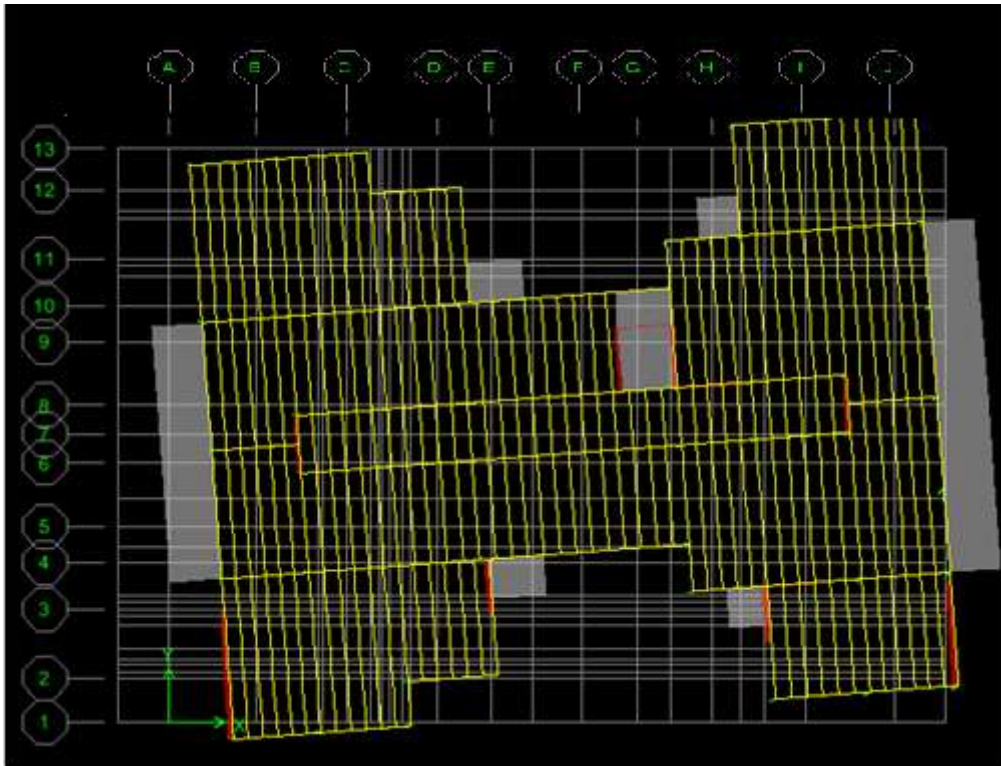


Figure V.9 mode 1  $T=0.809$  sec

- 2<sup>ème</sup> mode (Rotation) :

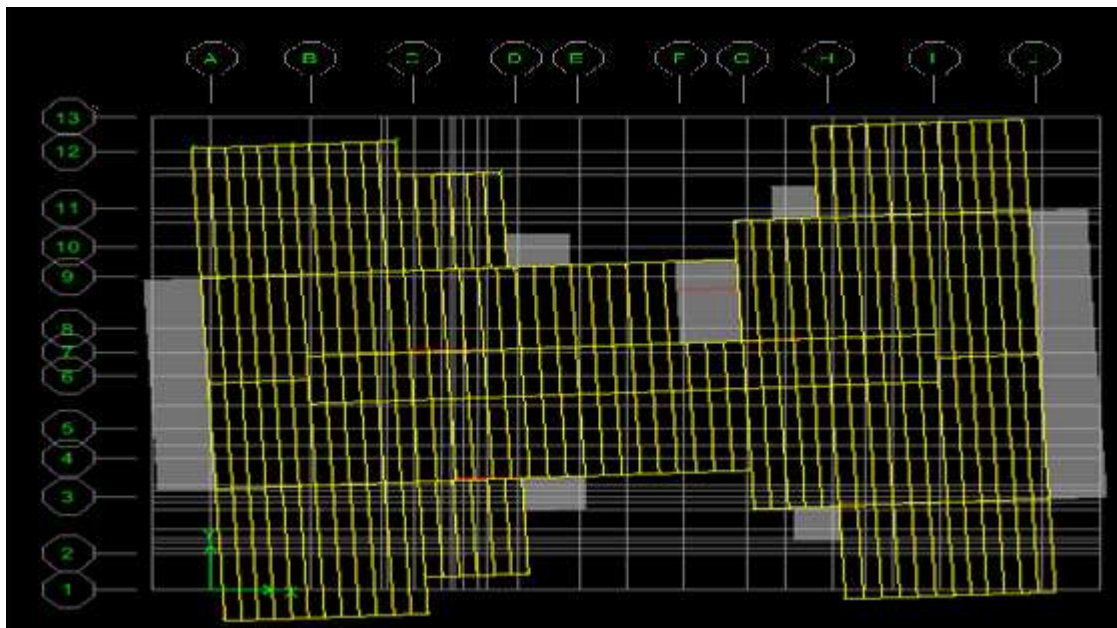


Figure V.10 mode 2  $T=0.723$  sec

- 3<sup>ème</sup> mode (Rotation) :

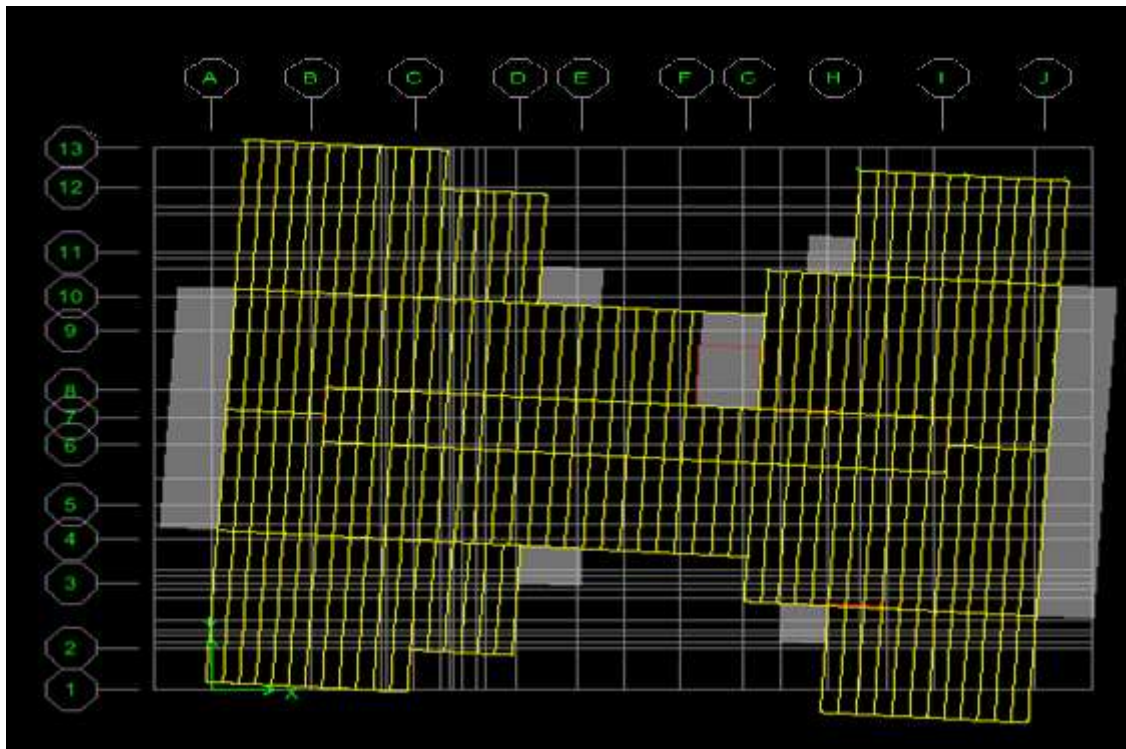


Figure V.11 mode 3  $T=0,688$  sec

### 3. Vérification de règlementaire :

La période fondamentale doit être inférieure à la période empirique ( $T_{emp}$ ) :

- On a:  $T_{emp} = 0.660 \text{ sec} \rightarrow 1,3 * T_{emp} = 0.859 \text{ sec}$ .
- Variante 1 :  $T_{dyn} = 0.809 \text{ sec} < T_{emp} = 0.859 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

La somme modale effective supérieure à **90%** de la masse totale de la structure dans les deux sens :

- Variante 1 : atteint **90%** dans le mode 7<sup>ème</sup> jusqu'à 12<sup>ème</sup> mode dans sen X et le mode 9<sup>ème</sup> jusqu'à 12<sup>ème</sup> mode dans sen Y.

À cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

- $K \geq 3 \times \sqrt{N}$ ,  $T_k \leq 0,20 \text{ sec}$ . RPA99V2003 art4.3.4. b

Où :

- $N$  : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

$$\rightarrow K \geq 9 \text{ et } T_9 = 0,050 < 0,20 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

## c. La variante proposée 3:

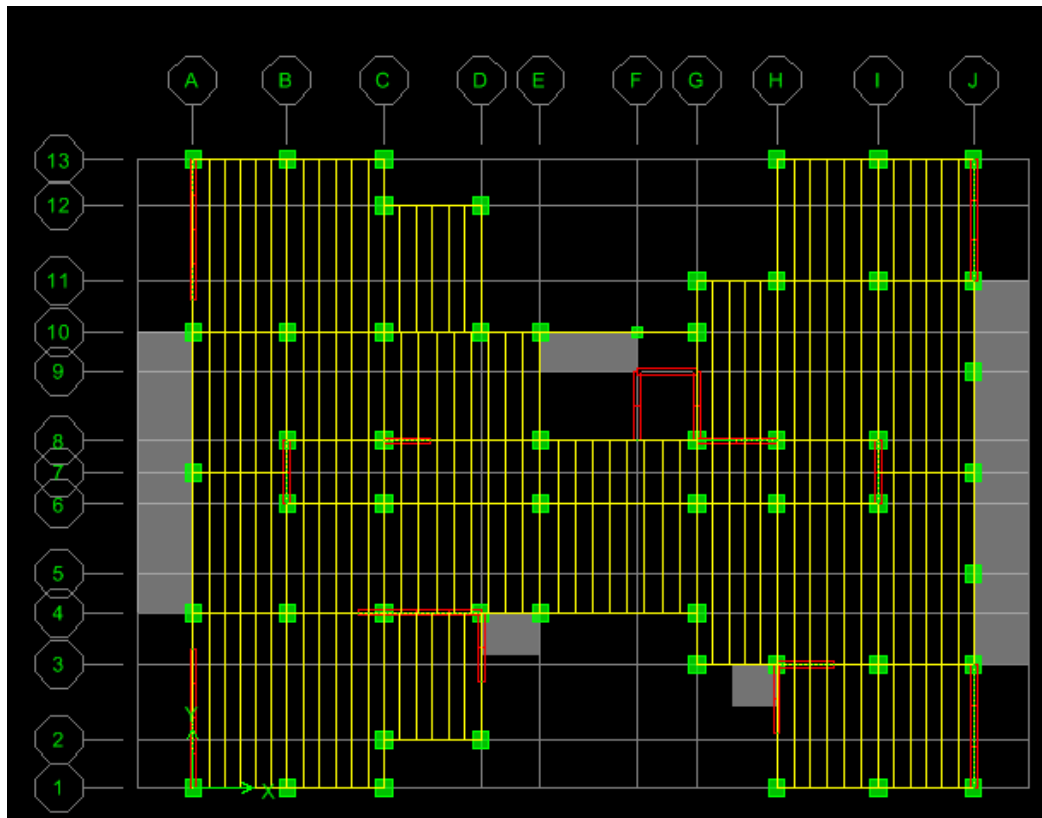


Figure V.12 Disposition des voiles (var3)

## 1. Résultats de l'analyse :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel « ETABS » sont données dans le tableau suivant :

Tableau V-10 Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique variante 3

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,752367	65,6359	2,6818	65,6359	2,6818	0,2289	0,2289
2	0,624621	2,5128	62,1081	68,1488	64,7899	1,4312	1,6602
3	0,600997	0,5815	1,0124	68,7303	65,8023	63,2191	64,8792
4	0,212666	16,767	0,473	85,4973	66,2753	0,0032	64,8825
5	0,159206	0,5692	17,5145	86,0664	83,7898	0,3548	65,2372
6	0,148457	0,0006	0,3068	86,067	84,0966	18,6529	83,8901
7	0,101467	6,3432	0,1531	92,4102	84,2497	0,0061	83,8962
8	0,070229	0,23	6,7642	92,6402	91,014	0,2536	84,1498
9	0,064398	0,0159	0,246	92,6561	91,26	7,2921	91,4419
10	0,062732	3,2079	0,1989	95,864	91,4589	0,0228	91,4647
11	0,044805	2,0274	0,0161	97,8914	91,475	0,0036	91,4683
12	0,041706	0	3,5665	97,8914	95,0415	0,328	91,7963



## 2. Les modes propres :

- 1<sup>er</sup> mode (translation X) :

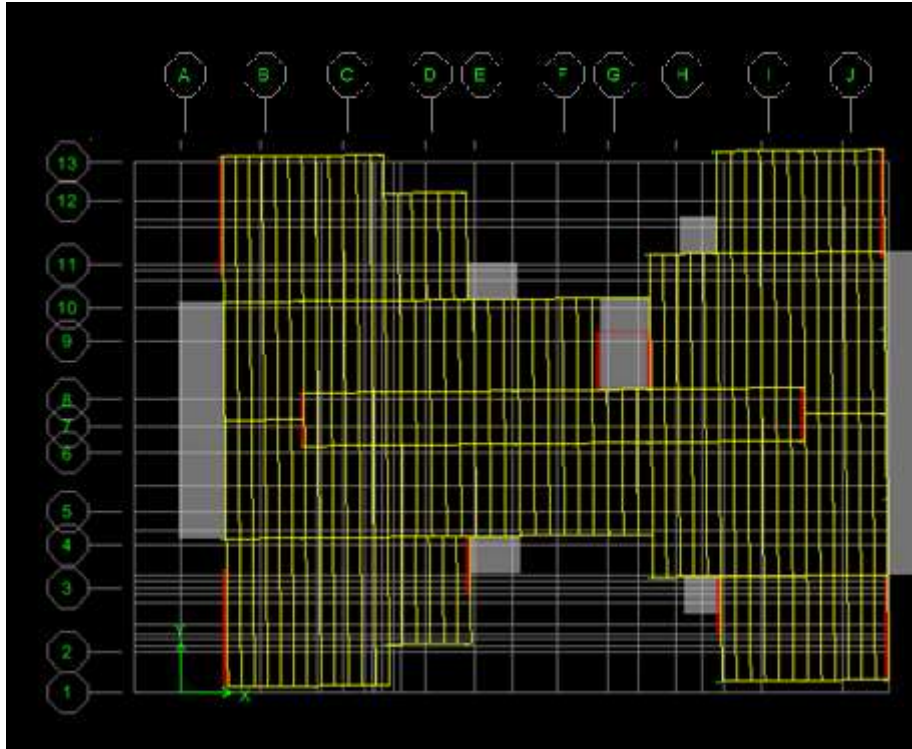


Figure V.13 mode 1  $T=0,752\text{sec}$

- 2<sup>ème</sup> mode (translation Y) :



Figure V.14 mode 2  $T=0,624\text{ sec}$

- 3<sup>ème</sup> mode (Rotation) :

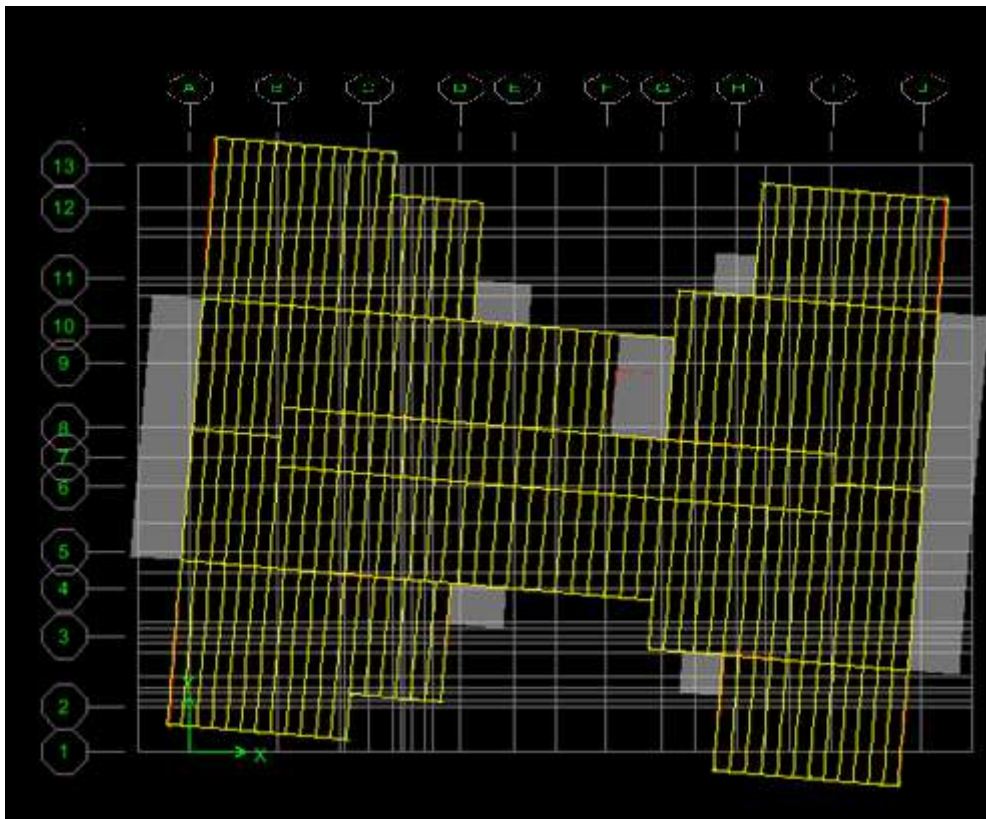


Figure V.15 mode 3  $T=0,600$  sec.

### 3. Vérification de règlementaire :

La période fondamentale doit être inférieure la période empirique ( $T_{emp}$ ) :

- On a:  $T_{emp} = 0,66\text{sec} \rightarrow 1,3 * T_{emp} = 0,859\text{sec}$ .
- Variante 1 :  $T_{dyn} = 0,752 \text{ sec} < T_{emp} = 0,859\text{sec} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

La somme modale effective supérieure **90%** de la masse totale de la structure dans les deux sens :

- Variante 1 : atteint **90%** dans le mode **7<sup>ème</sup>** jusqu'à **12<sup>ème</sup>** mode dans le sens X et le mode **8<sup>ème</sup>** jusqu'à **12<sup>ème</sup>** mode dans le sens Y.

À cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

- $K \geq 3 \times \sqrt{N}$ ,  $T_k \leq 0,20\text{sec}$ . RPA99V2003 art4.3.4. b

Où :

- $N$  : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

$$\rightarrow K \geq 9 \text{ et } T_9 = 0,041 < 0,20 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

**Remarque :**

On constate que dans cette dernière proposition des voiles, la torsion  $\theta_z$  dans le 1<sup>er</sup> mode de vibration est diminuée, ce qui nous engendre la diminution de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité, on garde cette dernière pour le reste de notre étude.

**V.6 Détermination de centre des masses par étages :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure, Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$\mathbf{X}_G = \frac{\sum M_i * X_i}{\sum M_i} \quad \mathbf{Y}_G = \frac{\sum M_i * Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- $M_i$  : la masse de l'élément  $i$ .
- $X_i, Y_i$  : coordonnées du **CDG** de l'élément  $i$  par rapport au repère global.

**V.7 Détermination de centre de rigidité par étages :**

Les coordonnées de centre de torsion sont définies comme suit :

$$\mathbf{X}_{cr} = \frac{\sum I_{xi} * X_i}{\sum I_{xi}} \quad \mathbf{Y}_{cr} = \frac{\sum I_{yi} * Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Avec :

- $I_{xi}$  : Inertie d'un poteau suivant X.
- $I_{yi}$  : Inertie d'un poteau suivant Y.
- $X_i$  : distance algébrique d'un poteau suivant X.
- $Y_i$  : distance algébrique d'un poteau suivant Y.

**➤ Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est calculée dans les deux directions par la formule suivante :

$$\mathbf{e}_x = |X_{cr} - X_m| \quad \mathbf{e}_y = |Y_{cr} - Y_m|$$

➤ **L'excentricité accidentelle :**

Selon RPA version 2003, pour tous les structures composantes les planchers ou des diaphragmes horizontales rigides dans leur plan, on suppose qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

→ 5% De plus grand dimension de bâtiment à ce niveau.

→ Excentricité théorique résultante du plan.

- Sens X :  $e_{x a} = 0,05 * L_x = 0,05 * 28,45 = 1,4225 \text{ m}$ .
- Sens Y :  $e_{y a} = 0,05 * L_y = 0,05 * 20,70 = 1,035 \text{ m}$ .

**Tableau. V.11.** Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle).

Niveau	Centre des masses [ETABS]		centre de rigidité [ETABS]		excentricité théorique		excentricité accidentelle	
	X <sub>CM</sub> [m]	Y <sub>CM</sub> [m]	X <sub>R</sub> [m]	Y <sub>R</sub> [m]	e <sub>x</sub> <sup>the</sup> [m ]	e <sub>y</sub> <sup>the</sup> [m ]	e <sub>x</sub> <sup>acc</sup> [m ]	e <sub>y</sub> <sup>acc</sup> [m ]
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	12,602	10,048	14,157	8,951	1.555	1.097	1.422	1.03
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	12,605	9,956	13,432	9,246	0.827	0.71	1.422	1.03
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	12,592	9,953	13,11	9,609	0.518	0.344	1.422	1.03
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	12,587	9,949	12,878	9,867	0.291	0.082	1.422	1.03
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	12,581	9,946	12,728	10,038	0.147	0.092	1.422	1.03
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	12,581	9,946	12,626	10,162	0.045	0.216	1.422	1.03
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	12,581	9,946	12,557	10,25	0.024	0.304	1.422	1.03
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	12,581	9,946	12,509	10,313	0.072	0.367	1.422	1.03
<b>1<sup>ère</sup> étage</b>	12,578	9,919	12,475	10,351	0.112	0.432	1.422	1.03
<b>RDC</b>	12,521	10,028	12,448	10,353	0.073	0.325	1.422	1.03

Selon le tableau :  $\left\{ \begin{array}{l} e_{x th} = 0.073m < e_{x acc} = 1.422m \dots \dots \dots CV. \end{array} \right.$

$$e_{yth} = 0.325m < e_{yacc} = 1.03m \dots \dots \dots CV.$$

**V.8 Justification de l'interaction portiques voiles :**

Pour la justification de l'interaction portique voiles, on doit vérifier que :

1. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les sollicitations verticales totales de la structure : 75930.18 KN.
- Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 36699.01 KN.

$$\frac{36699.01}{75930.18} * 100\% = 48.33 \% \dots \dots \dots (CNV).$$

**Tableau V-12**pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles

Nu (total)	Nvoil	Nvoil (%)	Vérification
<b>75930.18</b>	36699.01	<b>48,33</b>	<b>CNV</b>

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

• **Sens transversal (X-X) :**

- L'effort tranchant total à la base : 5589.53 KN.
- L'effort tranchant à la base repris par les voiles : 4417.37 KN.

→ Donc :  $\frac{4417.37}{5589.53} * 100\% = 79.03 \% > 75\% \dots \dots \dots (CV)$

• **Sens longitudinal (Y-Y) :**

- L'effort tranchant total à la base : 4189.19KN.
- L'effort tranchant la base repris par les portiques : 3664.97 KN.

→ Donc :  $\frac{3664.97}{4189.19} * 100\% = 87.49 \% > 75\% \dots \dots \dots (CV).$

**Tableau V-13**pourcentage de l'effort tranchant repris par les portiques

	VTOTAL	VPORTIQUE	VPORT (%)
<b>Sens X</b>	5589.53	4417.37	79.03
<b>Sens Y</b>	4189.19	3664.97	87.49

Remarque :

Au début de calcul, on a pris  $R = 4$ , mais les résultats trouvés ne sont pas vérifiés par RPA (structure en portique par des voiles), donc on a changé sa valeur par  $R = 3,5$  puisque la charge supportée par les voiles est  $48.33\% > 20\%$ .

### V.9 Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RPA :

L'évaluation des actions sismiques peut se faire suivant la méthode **statique équivalente**.

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99/version2003.

On a donc :

$$T = \min \left[ C_t * h_N^{\frac{3}{4}}, 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right].$$

Avec :

- $T$ : Période fondamentale de la structure.
- $h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.  $\rightarrow h_N = 31.28 \text{ m}$ .
- $C_T$  : Est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le **Tableau 4.6** du RPA99/version2003 **art 4.2.4**
- $L$  : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

**Tableau V-14** Période fondamentale statique de la structure

	$C_T$	$h_N \text{ (m)}$	$L \text{ (m)}$	$C_t * h_N^{\frac{3}{4}}$	$0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{L}}$
<b>Sens-X</b>	0,05	31.28	28.45	0.66	0.53
<b>Sens-Y</b>	0,05	31.28	20.70	0.66	0.62

#### ➤ Calcul de la force sismique totale $V$ :

La force sismique totale «  $V$  » appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de **RPA 99**/version **2003** en Fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.  
→ Donc : **Zone IIa**, Groupe d'usage **2**, (**RPA99**/version **2003 art 3.2**). → **A = 0,15**
- **R** : coefficient de comportement global de la structure : Sa valeur unique est donnée par le tableau en fonction du système de contreventement tel que défini en **RPA 99**. Pour une structure mixte (portique +voiles) en béton armé avec **voiles porteurs** on a : **R = 3,5**
- **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (**η**) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3\text{sec.} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3\text{sec.} \end{cases}$$

→ **Art 4.2.3** du RPA99/ version 2003, (**site meuble (S3)**) :

- $T_1 = 0.15 \text{ sec.}$
- $T_2 = 0.50 \text{ sec.}$

Avec :

- $T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site (**Tableau 4.7**).
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :  $\eta = \left[\frac{7}{2+\xi}\right]^{\frac{1}{2}} \geq 0,7$ .

Où :

- $\xi(\%)$ : Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **Tableau 4.2** du RPA99 **Art 4.2.3**. Portique en béton armé avec remplissage dense  $\xi = 7\%$ .

*Alors* : →  $\eta = 0,9354 > 0,6$

D'après [RPA99/version 2003], il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

- $T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s} \rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,25 \text{ m.}$
- $T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.03\text{m.}$

Avec :



- $Q$  : est le facteur de qualité et est fonction de :
  - La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
  - La régularité en plan et en élévation.
  - La qualité de contrôle de la construction
- $W$  : Poids total du bâtiment.  $W$  : est égale à la somme des poids  $W_i$ , de chaque niveau( $i$ ).  $\rightarrow W = \sum W_i$
- $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

D'après le RPA 99 (Tableau 4.5) on prend  $\beta = 0,2$

Tableau. V.15. Poids de chaque niveau.

Niveau	Poids (KN)
9 <sup>ème</sup> étage	4780.76
8 <sup>ème</sup> étage	4566.50
7 <sup>ème</sup> étage	4566.50
6 <sup>ème</sup> étage	4566.50
5 <sup>ème</sup> étage	4566.50
4 <sup>ème</sup> étage	4566.50
3 <sup>ème</sup> étage	4884.74
2 <sup>ème</sup> étage	4884.74
1 <sup>ère</sup> étage	5346.27
RDC	6566.69
<b>Total</b>	<b>49295.71</b>

$W_T = 49295.71 \text{ KN}$ .

- $W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.
- $W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

Pour notre bâtiment le poids total est :  $W = 49295.71 \text{ KN}$ .

- $V_{x\text{sta}} = \frac{0,15 \times 2,25 \times 49295,71}{3,5} = 4753.51 \text{ KN}$ .
- $V_{y\text{sta}} = \frac{0,15 \times 2,02 \times 49295,71}{3,5} = 4267.60 \text{ KN}$ .



➤ **Vérification de la résultante des forces sismique par la méthode statique équivalente :**

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.

➤ **Les réactions à la base :**

**Tableau IV.16.** Vérification des résultats.

	$V_{dyn}$ (KN)	$0,8 * V_{sta}$ (KN)	$0,8 * V_{sta} < V_{dyn}$
$E_x$	4026.33	3802.81	Condition Vérifiée
$E_y$	4338.24	3414.08	Condition Vérifiée

**V.10 Modélisation par brochette :**

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du son centre de gravité, ainsi on obtient un système de **2** poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté par les systèmes suivant :

**a. distribution de l'effort sismique selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art **4.2.5RPA** 99/version2003)

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$F_t$  : Force concentrée au sommet de la structure.

$F_i$  : Force horizontale au niveau  $i$ .

$$F_t = 0.07 \times T \cdot V \quad \text{Si } T > 0.7 \text{ sec.}$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si } T < 0.7 \text{ sec.}$$

• **Sens-X :**

$$T_x = 0.53 \text{ sec} < 0.7 \text{ sec} \rightarrow F_{t_x} = 0$$

• **Sens-Y :**

$$T_y = 0.62 \text{ sec} < 0.7 \text{ sec} \rightarrow F_{t_y} = 0$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau  $i$  est donnée par l'expression (art 4.11RPA99/version2003).

$$F_i = \frac{(V-F_t) \times W_i \times H_i}{\sum W_j \times H_i}$$

Avec :

$F_i$  : Force horizontale au niveau  $i$ .

$H_i$  : Niveau du plancher.

$F_t$  : Force concentrée au sommet de la structure.

➤ **Distribution des forces suivant X :**

**Tableau. IV.17.** La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X

Plancher	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$h_i \times W_i$ (KN.m)	$\sum h_i \times W_i$ (KN.m)	$V_x$	$F_{xi}$
9 <sup>ème</sup> étage	4780.76	31.28	149542.173	824396.182	4753.51	862.27
8 <sup>ème</sup> étage	4566.50	28.22	128866.630	824396.182	4753.51	743.05
7 <sup>ème</sup> étage	4566.50	25.16	114893.140	824396.182	4753.51	662.48
6 <sup>ème</sup> étage	4566.50	22.10	100919.650	824396.182	4753.51	581.51
5 <sup>ème</sup> étage	4566.50	19.04	86946.160	824396.182	4753.51	501.34
4 <sup>ème</sup> étage	4566.50	15.98	72972.670	824396.182	4753.51	420.76
3 <sup>ème</sup> étage	4884.74	12.92	63110.841	824396.182	4753.51	363.90
2 <sup>ème</sup> étage	4884.74	9.86	48463.536	824396.182	4753.51	279.44
1 <sup>ère</sup> étage	5346.27	6.80	36354.636	824396.182	4753.51	209.62
RDC	6566.69	3.4	22326.746	824396.182	4753.51	128.740

➤ **Distribution des forces suivant Y :**

**Tableau. IV.18.** La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant y

<b>Plancher</b>	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$h_i \times W_i$ (KN.m)	$\sum h_i \times W_i$ (KN.m)	$V_y$	$F_{y i}$
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	4780.76	31.28	149542.173	824396.182	4267.60	774.125
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	4566.50	28.22	128866.630	824396.182	4267.60	667.095
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	4566.50	25.16	114893.140	824396.182	4267.60	594.760
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	4566.50	22.10	100919.650	824396.182	4267.60	522.424
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	4566.50	19.04	86946.160	824396.182	4267.60	450.088
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	4566.50	15.98	72972.670	824396.182	4267.60	377.753
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	4884.74	12.92	63110.841	824396.182	4267.60	326.702
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	4884.74	9.86	48463.536	824396.182	4267.60	250.878
<b>1<sup>ère</sup> étage</b>	5346.27	6.80	36354.636	824396.182	4267.60	188.195
<b>RDC</b>	6566.69	3.4	22326.746	824396.182	4267.60	115.577

**Sens X-X**

**Sens Y-Y**

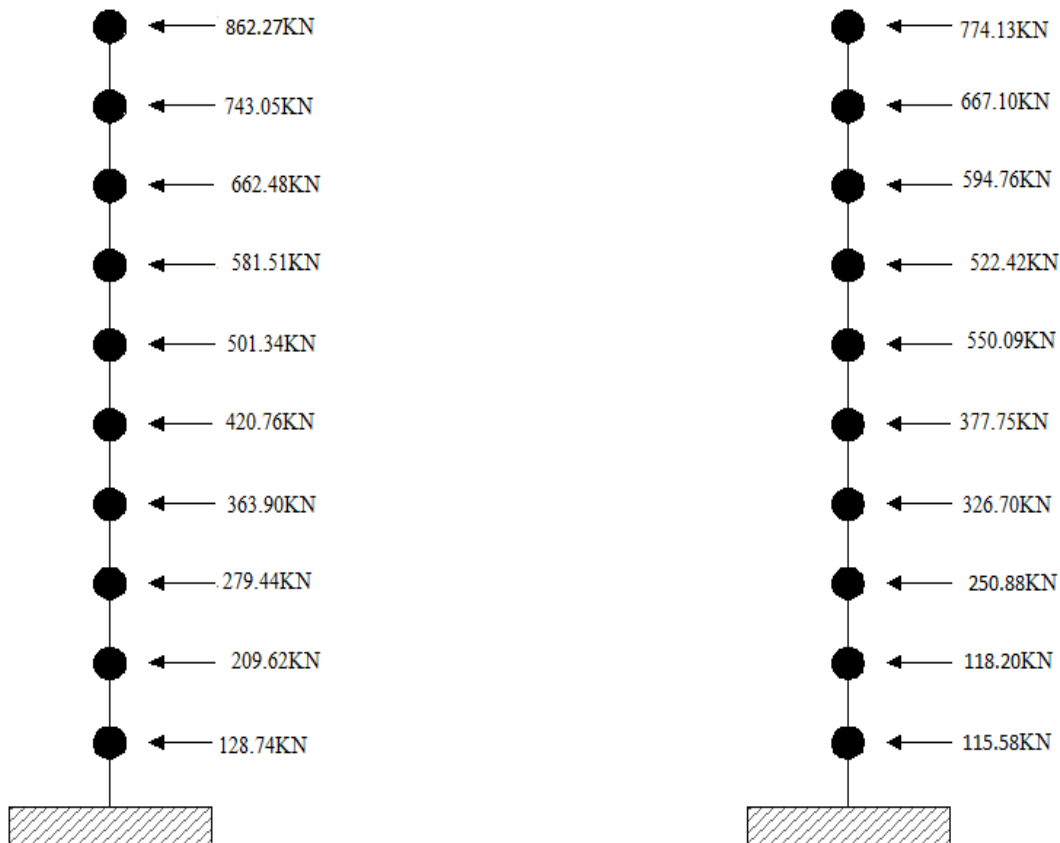


Figure .V.6 Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

**b. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :**

L'effort tranchant au niveau de l'étage **K** est donné par la formule :  $V_k = F_t + \sum F_i$ .

➤ **Distribution de l'effort tranchant suivant X :**

**Tableau V-19** Distribution de l'effort tranchant suivant X

Plancher	$h_i$ (m)	$F_{xi}$ (KN)	$V_{xi}$ (KN)
9 <sup>ème</sup> étage	31.28	862.27	862.27
8 <sup>ème</sup> étage	28.22	743.05	1605.32

7 <sup>ème</sup> étage	25.16	662.48	2267.80
6 <sup>ème</sup> étage	22.10	581.51	2849.31
5 <sup>ème</sup> étage	19.04	501.34	3350.65
4 <sup>ème</sup> étage	15.98	420.76	3771.41
3 <sup>ème</sup> étage	12.92	363.90	4135.31
2 <sup>ème</sup> étage	9.86	279.44	4414.75
1 <sup>er</sup> étage	6.80	209.62	4624.37
RDC	3.4	128.740	4753.11

➤ Distribution de l'effort tranchant suivant y:

Tableau V-20 Distribution de l'effort tranchant suivant y

Plancher	$h_i$ (m)	$F_{y_i}$ (KN)	$V_{y_i}$ (KN)
9 <sup>ème</sup> étage	31.28	774.125	774.12
8 <sup>ème</sup> étage	28.22	667.095	1441.22
7 <sup>ème</sup> étage	25.16	594.760	2035.98
6 <sup>ème</sup> étage	22.10	522.424	2558.40
5 <sup>ème</sup> étage	19.04	450.088	3008.49
4 <sup>ème</sup> étage	15.98	377.753	3386.25
3 <sup>ème</sup> étage	12.92	326.702	3712.95
2 <sup>ème</sup> étage	9.86	250.878	3963.83
1 <sup>er</sup> étage	6.80	188.195	4152.02
RDC	3.4	115.577	4267.60



Figure. V.7 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.

### V.11 Vérification des déplacements latéraux inters étage :

#### ➤ Justification Vis-à-vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

- $\delta_x^k \leq \delta_{adm}$
- $\delta_y^k \leq \delta_{adm}$

Donc :  $\delta_{adm} = \frac{h}{100}$ . Ou  $\delta_{adm}$ : le déplacement relatif admissible.

#### ➤ Calcul des déplacements :

D'après **RPA99 v2003** (Art 4.4.3), le déplacement horizontal à chaque niveau " $k$ " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

- $\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).
- $R$  : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "K - 1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures ETABS v16.2.0 on peut avoir le déplacement dans chaque niveau dans la combinaison  $G + Q \pm E$ .

**Tableau .V.21.** Vérification des déplacements

Planchers	$\delta_{ex}$ (m)	$\delta_x$ (m)	$\delta_{ey}$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\Delta_x$ (m)	$\Delta_y$ (m)	$\Delta_{adm}$ (m)	OB
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	0,0234	0.0819	0,0186	0.0651	0.0081	0.0074	0.0306	<b>CV</b>
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	0,0211	0.0738	0,0165	0.0577	0.0091	0.0076	0.0306	<b>CV</b>
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	0,0185	0.0647	0,0143	0.0501	0.0091	0.0081	0.0306	<b>CV</b>
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	0,0159	0.0556	0,012	0.0420	0.0098	0.0081	0.0306	<b>CV</b>
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	0,0131	0.0458	0,0097	0.0339	0.0098	0.0080	0.0306	<b>CV</b>
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	0,0103	0.0360	0,0074	0.0259	0.0094	0.0073	0.0306	<b>CV</b>
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	0,0076	0.0266	0,0053	0.0186	0.0088	0.0067	0.0306	<b>CV</b>
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	0,0051	0.0178	0,0034	0.0119	0.0076	0.0056	0.0306	<b>CV</b>
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	0,0029	0.0102	0,0018	0.0063	0.0067	0.0045	0.0340	<b>CV</b>
<b>RDC</b>	0,001	0.0035	0,0005	0.0018	0.0035	0.0018	0.0340	<b>CV</b>

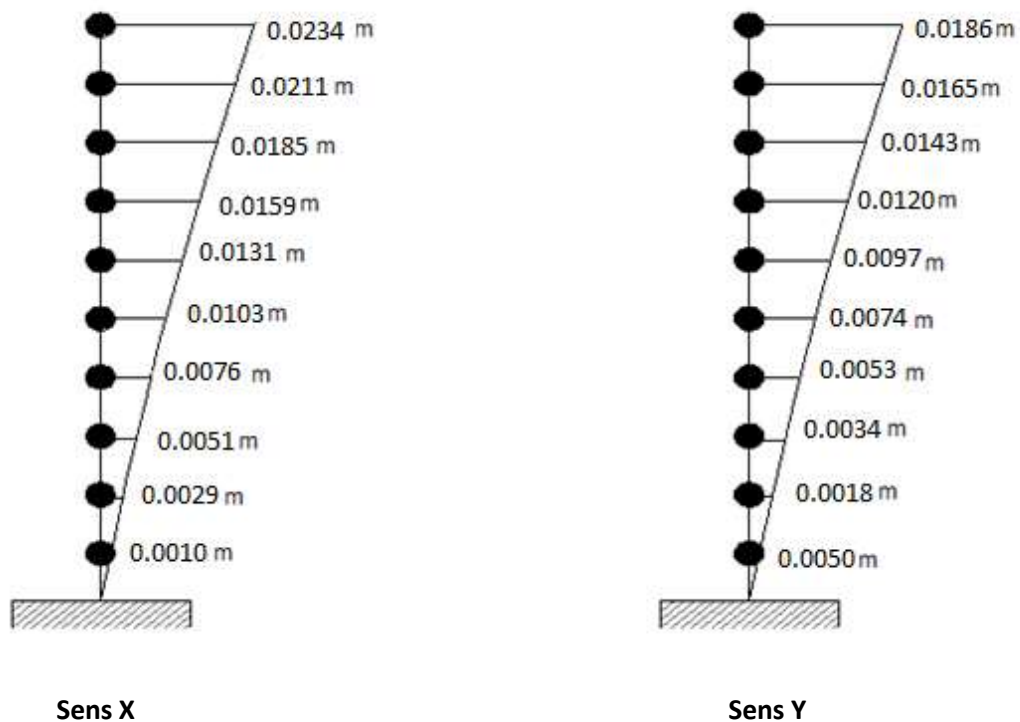


Figure V.17 Déplacements horizontaux selon les deux directions

### V.12 Justification vis à vis de l'effet $P - \Delta$ :

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet  $P - \Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10.$$

Avec :

- $P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «  $k$  »,  $P_k = \sum (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ . (voir paragraphe 4.2.3 calcul de  $W$ ).
- $V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k" :  $V_k = \sum F_i$ .
- $\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau «  $k$  » par rapport au niveau «  $k - 1$  » (voir paragraphe 4.2.10).
- $h_k$  : hauteur de l'étage «  $k$  ».



Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets  $P - \Delta$  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<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_k}$ .

Si :  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ Sens X-X :

**Tableau V-22** Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens X

Planchers	$W_i$ (KN)	$P_i$ (KN)	$\Delta_{xi}$ (m)	$V_{xi}$ (KN)	$h_i$ (m)	$\theta_x$
9 <sup>ème</sup> étage	4780.76	4780.76	0.0081	858,33	3.06	0.0151
8 <sup>ème</sup> étage	4566.50	9347.26	0.0091	1524,95	3.06	0.0182
7 <sup>ème</sup> étage	4566.50	13913.76	0.0091	2058,24	3.06	0.0201
6 <sup>ème</sup> étage	4566.50	18480.26	0.0098	2497,77	3.06	0.0230
5 <sup>ème</sup> étage	4566.50	23046.76	0.0098	2868,03	3.06	0.0254
4 <sup>ème</sup> étage	4566.50	27613.26	0.0094	3181,86	3.06	0.0262
3 <sup>ème</sup> étage	4884.74	32498	0.0088	3451,32	3.06	0.0273
2 <sup>ème</sup> étage	4884.74	37382.74	0.0076	3677,11	3.06	0.0250
1 <sup>er</sup> étage	5346.27	42729.01	0.0067	3847,36	3.40	0.0221
RDC	6566.69	49295.71	0.0035	3953,22	3.40	0.0132

Sens Y-Y :

**Tableau V-23** Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens Y

Planchers	$W_i$ (KN)	$P_i$ (KN)	$\Delta_{yi}$ (m)	$V_{yi}$ (KN)	$h_i$ (m)	$\theta_x$
9 <sup>ème</sup> étage	4780.76	4780.76	0.0074	929,15	3.06	0.0012
8 <sup>ème</sup> étage	4566.50	9347.26	0.0076	1666,23	3.06	0.0139
7 <sup>ème</sup> étage	4566.50	13913.76	0.0081	2249,18	3.06	0.0163
6 <sup>ème</sup> étage	4566.50	18480.26	0.0081	2734,85	3.06	0.0178

5 <sup>ème</sup> étage	4566.50	23046.76	0.0080	3136,31	3.06	0.0192
4 <sup>ème</sup> étage	4566.50	27613.26	0.0073	3468,67	3.06	0.0189
3 <sup>ème</sup> étage	4884.74	32498	0.0067	3746,99	3.06	0.0189
2 <sup>ème</sup> étage	4884.74	37382.74	0.0056	3966,93	3.06	0.0172
1 <sup>er</sup> étage	5346.27	42729.01	0.0045	4128,54	3.40	0.0136
RDC	6566.69	49295.71	0.0018	4219,51	3.40	0.0061

On remarque que tous les coefficients  $\theta_k$  sont inférieure à 0,10. Donc l'effet  $P - \Delta$  est négligé.

### V.13 Justification de la stabilité au renversement :

Pour que la tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

- $\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$ .

Avec :

- $M_s$ : Moment stabilisant,  $M_s = \frac{W \cdot l}{2}$ .
- $M_r$ : Moment renversant,  $M_r = \sum F_i \times h_i$ .
- $W$ : Poids du bâtiment.
- $F_i$ : Force sismique au niveau  $i$ .

Tableau V-24 Vérification de la stabilité au renversement

	L (m)	$M_r$ (KN. m)	$M_s$ (KN. m)	$M_s/M_r$	OB
Sens-X	28.45	98035.901	701231.475	7.15	CV
Sens-Y	20.70	92523.286	510210.599	5.51	CV

La tour est stable suivant **X** et **Y** selon les exigences du **RPA/2003**, donc il y'a pas de risque de renversement.

### V.14 Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3)

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

On doit vérifier que :  $v \leq 0,30$ .

**Tableau V-25** Vérification de L'effort normal réduit

Poteaux	50 × 55	40 × 50	30 × 40
<b>B<sub>c</sub> (mm<sup>2</sup>)</b>	275000	200000	120000
<b>N<sub>d</sub>(KN)</b>	1271.98	966.88	421.03
<b>v</b>	0.19	0.19	0.0001
<b>v ≤ 0,30</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>

### V.15 Conclusion :

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA99 / version 2003 notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

## VI. Ferrailage des éléments de contreventement.

### VI.1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (C.B.A.93 et RPA 99 et BAEL 91).

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité des valeurs des actions.

Les règles RPA99 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer des normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissants et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissants et seront donc calculés en flexion composée.

## VI.2 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple. Leur ferrailage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

### ➤ Situation durable :

$$\gamma_s = 1.15, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \quad \gamma_b = 1.5, \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

### ➤ Situation accidentelle :

$$\gamma_s = 1, \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}, \quad \gamma_b = 1.15, \quad f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

## VI.2.1 Combinaisons des charges :

### a. État limite ultime :

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

- **$1,35 * G + 1,5 * Q_{BAEL91}$**

### b. État limite de service :

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par relation :

- **$G + Q_{BAEL91}$**

### c. État limite accidentelle :

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

- **$G + Q \pm ERPA99/v2003$**

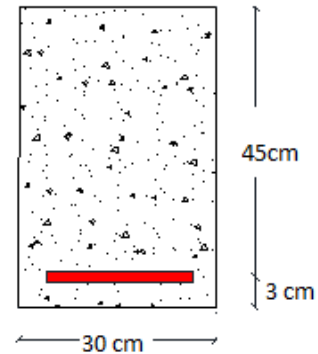
- **$0.8G \pm ERPA99/v2003$**

### VI.2.2 Calcul de ferrailage :

- Ferrailage en travée : **ELU**.
- Ferrailage sur appui (nappe supérieure) : **G + Q ± E**.
- Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : **0,8G ± E**.

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par **B.A.E.L 91** :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$ .
- $\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$ .
- $z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$ .
- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$ .
- $A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$



#### VI.2.2.1 Ferrailage des poutres Principales :

D'après les résultats de l'**ETABS**:

- **M<sub>max</sub>En Travée = 36,957 KN. m.**
- **M<sub>max</sub>Sur Appuis:**  
Nappe sup = **122,969 KN. m.**  
Nappe inf = **133.739KN. m.**

Figure VI.1 schéma de la poutre

Tableau VI-1 Calcul du ferrailage des poutres principales étage courants

Position	M <sub>max</sub> (KN. m)	d (cm)	μ	α	Z	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) <b>BAEL</b>	A <sub>sadop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	36,957	42	0,049	0,063	40.94	2,59	1,53	<b>3T16 + 1T14</b> <b>= 7,57</b>
App sup	122,969	42	0,164	0,224	38.22	9,24	1,53	<b>6T14 = 9,24</b>
App inf	133,739	42	0,178	0,246	37.85	10,15	1,53	<b>6T16 = 12,06</b>

### VI.2.2.1.1 La vérification du ferrailage :

- **Section minimale (RPA) :**  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 45 \text{ cm}$ 
  - $A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \cdot 30 \cdot 45 = \mathbf{6,75 \text{ cm}^2}$ .
- **Section maximale (RPA) :**
  - $A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 4\% \cdot 30 \cdot 45 = \mathbf{54 \text{ cm}^2}$  → Zone courante.
  - $A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 6\% \cdot 30 \cdot 45 = \mathbf{81 \text{ cm}^2}$  → Zone de recouvrement.

La section d'armature sur appuis :

- $A_s = 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$
- $A_s = 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$

Donc :  $9,24 + 12,06 = 21,30 \text{ cm}^2 \rightarrow 21,30 \text{ cm}^2 < 54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

La Condition de non fragilité :

- $A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{(f_{t28} \cdot b \cdot d)}{f_e} = 1,53 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s \min} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

### VI.2.2.1.2 La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :

La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration préjudiciable :

- $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa}$ .

Soit l'effort tranchant maximum est :  $T_{\max} = 82,84 \text{ KN}$ .

- $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0,65 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

### VI.2.2.1.3 Calcul de la section des armatures transversales :

- **Choix du diamètre :**
  - $\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$
  - $\phi_t \leq \min \left[ \frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 20 \right] = 12,86 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : T8 (HA. Fe. E400)}$ .
- **Espacement entre les cadres :**
  - $S_t \leq \min(0,9 \cdot d ; 40\text{cm}) = 38,25 \text{ cm}$
  - $\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \rightarrow A_t \geq \frac{0,40 \cdot 300 \cdot 382,5}{400} \rightarrow \mathbf{A_t = 1,15 \text{ cm}^2}$

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

➤ **Espacement d'après B.A.E.L :**

- $S_{t1} \leq \min(0.9 * d ; 40\text{cm}) = 38.25 \text{ cm.}$
- $S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b} = \frac{2,01 * 400 * 10^2}{0.4 * 300} = 67.0 \text{ cm.}$

Donc :  $S_t \leq \min[S_{t1}, S_{t2}] = 38.25 \text{ cm.} \rightarrow$  on prend :  $S_t = 30 \text{ cm.}$

➤ **Espacement exigé par RPA :**

En zone **nodale** :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = 11,25 \text{ cm}$

En zone **courante** :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

- $S_t = 10 \text{ cm}$  ... .. **en zone nodale**
- $S_t = 15 \text{ cm}$  ... .. **en zone courante**

➤ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA99 :**

- $A_{t\min} = 0.003 * S_t * b = 1.35\text{cm}^2$
- $A_{t\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2.$

**N.B :** Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

➤ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

D'après l'**RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la zone II est de **40∅** poutre longitudinale : **40∅ = 64 cm** Avec : **∅ = 16 mm.**

**VI.2.2.1.4 La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

Sur nappe inferieur :  $A_t = 12.06 \text{ cm}^2.$

➤ **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

- $\frac{b * y^2}{2} + n * A_s * y - n * d * A_s = 0 \rightarrow 15 * y^2 + 180.90 * y - 7688.25 = 0$



La solution de l'équation nous donne :  $y = 17.27 \text{ cm}$ .

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 113616.07 \text{ cm}^4$ .
- Soit la poutre la plus sollicitée B38 :  
 $M_{ser} = 13.42 \text{ KN.m}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot y = 2.04 \text{ Mpa} < \sigma_{bc adm} = 15 \text{ Mpa} \dots (CV)$
- $\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y_{ser})$
- $\sigma_{st} = 43.82 \text{ Mpa} < \sigma_{st adm} = 201.63 \text{ Mpa} \dots (CV)$

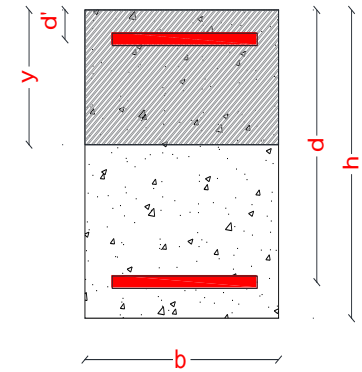


Figure VI.2 schéma de la poutre

➤ La vérification de la flèche :

- $M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$

Avec :

- $G = \rho \cdot b \cdot h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \cdot G_p = 28,24 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$
- $Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b\right) \cdot Q = 7,05 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .
- $l = 5 \text{ m}$ .

$$M_0 = \frac{35.29 \cdot 5^2}{8} = 110,28 \text{ KN.m}$$

En travée :  $A_s = 3T16 + 1T14 = 7,57 \text{ cm}^2$ .

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,09 \geq 0,062 \dots \dots \dots (CV)$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0,09 \geq 0,0121 \dots \dots \dots (CV)$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 6 \cdot 10^{-3} \leq 0,0105 \dots \dots \dots (CV)$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**N.B :** les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

- $\frac{L_{max}}{5}$ : Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit : 1,00 m.
- $\frac{L_{max}}{4}$ : Si l'appui appartient à une travée de rive soit : 1,25 m.

## Schéma de ferrailage :

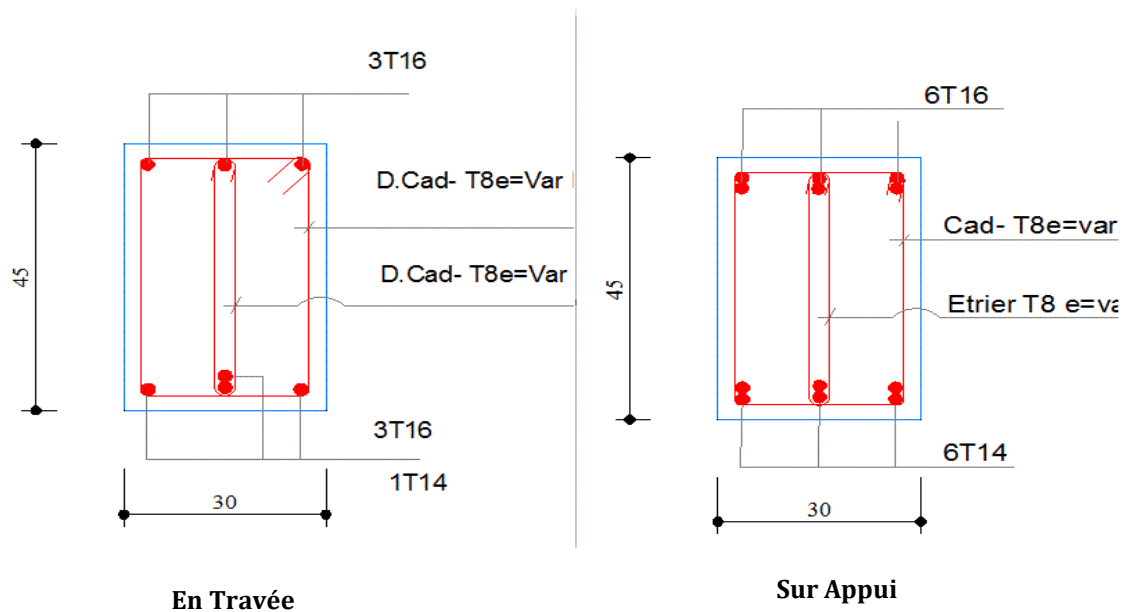


Figure VI.3: Ferrailage des poutres principales étage courant d'habitation 30\*45

## VI.2.2.2 Ferrailage des poutres secondaires:

D'après les résultats de l'ETABS:

- $M_{\max}$  En Travée= 27.640 KN. m.
- $M_{\max}$  Sur Appuis:  
Nappe sup = 154.857 KN. m.  
Nappe inf= 141.015KN. m.

Tableau VI-2 Calcul du ferrailage des poutres principales étage courants

Position	$M_{\max}$ (KN. m)	d (cm)	$\mu$	$\alpha$	Z	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> ) BAEL	$A_{\text{sadop}}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	27.64	42	0,0367	0,0468	41,21	1,93	1,53	3T16 + 1T14 = 7,57
App sup	154,857	42	0,206	0,2916	37,10	11,99	1,53	6T16 = 12.06
App inf	141,015	42	0,187	0,2620	37,59	10,77	1,53	6T16 = 12,06

### VI.2.2.2.1 La vérification du ferrailage :

- **Section minimale (RPA) :**  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 45 \text{ cm}$ 
  - $A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \cdot 30 \cdot 45 = \mathbf{6,75 \text{ cm}^2}$ .
- **Section maximale (RPA) :**
  - $A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 4\% \cdot 30 \cdot 45 = \mathbf{54 \text{ cm}^2}$  → Zone courante.
  - $A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 6\% \cdot 30 \cdot 45 = \mathbf{81 \text{ cm}^2}$  → Zone de recouvrement.

La section d'armature sur appuis :

- $A_s = 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$
- $A_s = 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$

Donc :  $12,06 + 12,06 = 24,12 \text{ cm}^2 \rightarrow 24,12 \text{ cm}^2 < 54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

La Condition de non fragilité :

- $A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{(f_{t28} \cdot b \cdot d)}{f_e} = 1,53 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s \min} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

### VI.2.2.2.2 La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :

La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration préjudiciable :

- $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa}$ .

Soit l'effort tranchant maximum est :  $T_{\max} = 25,66 \text{ KN}$ .

- $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0,20 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

### VI.2.2.2.3 Calcul de la section des armatures transversales :

- **Choix du diamètre :**
  - $\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$
  - $\phi_t \leq \min \left[ \frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 20 \right] = 12,86 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : T8 (HA. Fe. E400)}$ .
- **Espacement entre les cadres :**
  - $S_t \leq \min(0,9 \cdot d ; 40\text{cm}) = 38,25 \text{ cm}$
  - $\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \rightarrow A_t \geq \frac{0,40 \cdot 300 \cdot 382,5}{400} \rightarrow \mathbf{A_t = 1,15 \text{ cm}^2}$

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

➤ **Espacement d'après B.A.E.L :**

- $S_{t1} \leq \min(0.9 * d ; 40\text{cm}) = 38.25 \text{ cm.}$
- $S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b} = \frac{2,01 * 400 * 10^2}{0.4 * 300} = 67.0 \text{ cm.}$

Donc :  $S_t \leq \min[S_{t1}, S_{t2}] = 38.25 \text{ cm.} \rightarrow$  on prend :  $S_t = 30 \text{ cm.}$

➤ **Espacement exigé par RPA :**

En zone **nodale** :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = 11,25 \text{ cm}$

En zone **courante** :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

- $S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **en zone nodale**
- $S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **en zone courante**

➤ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA99 :**

- $A_{t\min} = 0.003 * S_t * b = 1.35\text{cm}^2$
- $A_{t\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2.$

**N.B :** Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

➤ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

D'après l'**RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la zone II est de **40∅** poutre longitudinale : **40∅ = 64cm** Avec : **∅ = 16 mm.**

**VI.2.2.2.4 La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

Sur nappe inferieur :  $A_t = 12.06 \text{ cm}^2.$

➤ **Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

- $\frac{b * y^2}{2} + n * A_s * y - n * d * A_s = 0 \rightarrow 15 * y^2 + 180.90 * y - 7597.80 = 0$

La solution de l'équation nous donne :  $y = 17.27 \text{ cm.}$

- $I = \frac{b * y^3}{3} + n * A_s * (d - y)^2 = 113616.07 \text{ cm}^4.$

- Soit la poutre la plus sollicitée B80 :  
 $M_{ser} = 10.922 \text{ KN.m}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} * y = 1.66 \text{ Mpa} < \sigma_{bc adm} = 15 \text{ Mpa} \dots (CV)$
- $\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y_{ser})$
- $\sigma_{st} = 35.66 \text{ Mpa} < \sigma_{st adm} = 201.63 \text{ Mpa} \dots (CV)$

➤ **La vérification de la flèche :**

- $M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$

Avec :

- $G = \rho * b * h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) * G_p = 16,76 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$
- $Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b\right) * Q = 5,71 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$
- $l = 5.6 \text{ m.}$

$$M_0 = \frac{22,47 * 5.6^2}{8} = 88.08 \text{ KN.m}$$

En travée :  $A_s = 3T16 + 1T14 = 7,57 \text{ cm}^2$ .

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,08 \geq 0.062 \dots \dots \dots (CV)$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0,08 \geq 0.0124 \dots \dots \dots (CV)$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 6 * 10^{-3} \leq 0.0105 \dots \dots \dots (CV)$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**N.B :** les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

- $\frac{L_{max}}{5}$ : Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit : 1,12m.
- $\frac{L_{max}}{4}$ : Si l'appui appartient à une travée de rive soit : 1,40 m.

## Schéma de ferrailage :

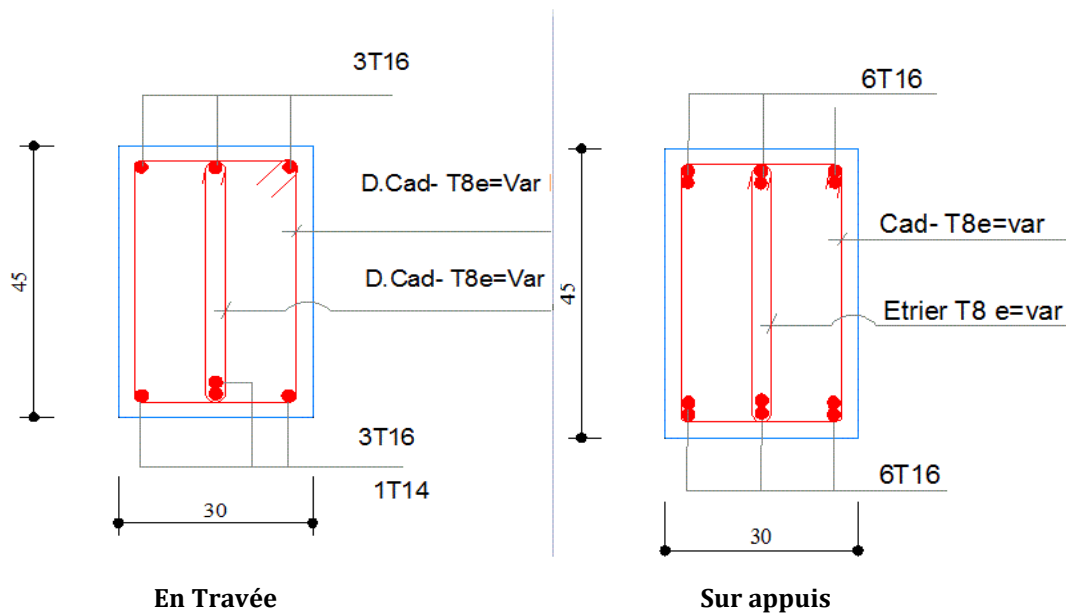


Figure VI.4: Ferrailage des poutres secondaires étage courant d'habitation 30\*45

## VI.3 Ferrailage des poteaux :

## VI.3.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

## VI.3.2 Recommandation du RPA 99/version 2003 :

## ➤ Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de 0.8% (zone IIa).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$ .

➤ **Armatures transversales :**

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

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

Avec :

- $v_u$  : Effort tranchant de calcul
- $h_1$  : Hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ .
- $\rho_a$  : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).  $\rho_a = 2.5$  Si l'élançement géométrique  $\geq 5$ .  $\rho_a = 3.75$  Si l'élançement géométrique  $< 5$ .
- $t$  : Espacement des armatures transversales :

**Dans la zone nodale :**

- $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ . En zone IIa

**Dans la zone courante :**

- $t' \leq 15\phi$ . En zone IIa

Où :

- $\phi$ : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{b_1 * t} * \%\right)$  est donnée par :

- 0.3% si  $\lambda_g \geq 5$
- 0.8% si  $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation si  $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

- $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\frac{l_f}{b}$ .

Avec :

- **a** et **b** : les dimensions de la section du poteau.

### VI.3.3 Calcule de Ferrailage :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à deux moments fléchissant ( $M_{x-x}$ ,  $M_{y-y}$ ).

Les poteaux seront ferrailés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel « **ETABS** » :

➤ **Combinaison de calcul :**

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (**G + Q ± E**) suivants :

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant.

### VI.3.4 Ferrailage des Poteaux :

Le résumées des sollicitations données par le logiciel ETABS.

Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$$\gamma_b = 1,15 ; \gamma_s = 1 ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa.}$$

**Tableau VI-3** Les sollicitations dans les différents poteaux

Poteau	50 * 55	40 * 50	30 * 40	35 * 35
<b>Combinaison</b>	<b>G + Q ± E</b>	<b>G + Q ± E</b>	<b>G + Q ± E</b>	<b>G + Q ± E</b>
<b>M<sub>max</sub> (KN. m)</b>	80.308	103.901	78.631	27.436
<b>N<sub>cor</sub> (KN)</b>	749.60	939.78	511.56	146.05
<b>Combinaison</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>
<b>M<sub>cor</sub>(KN. m)</b>	48.617	59.275	37.266	8.101
<b>N<sub>max</sub>(KN)</b>	2475.21	1477.17	751.13	564.72
<b>Combinaison</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>
<b>M<sub>cor</sub>(KN. m)</b>	8.442	19.997	17.662	4.481
<b>N<sub>max</sub>(KN)</b>	1765.59	1337.69	956.91	414.700

- $A_{s \min RPA} = 0,8\% * b * a.$  **RPA (Art 7.4.2.1 P61)**



$$\bullet A_{s \min \text{BAEL}} = \min \left[ 4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * U, 0,2 * \frac{B}{100} \right] \text{BAEL91 P94}$$

Avec : **U**: Périmètre du poteau.

Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide de logiciel « **SOCOTEC** » :

**Tableau VI-4** Résultats de ferrailage des poteaux

Poteaux	M(KN.m)	N(KN)	$A_{s \text{ cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{s \text{ min BAEL}}(\text{cm}^2)$	$A_{s \text{ min RPA}}(\text{cm}^2)$	$A_{s \text{ adop}}(\text{cm}^2)$
<b>50 * 55</b> (RDCet1 <sup>er</sup> )étage	80.308	749.60	0	5.50	22.00	<b>12T16 = 24.13</b>
<b>40 * 50</b> (2 <sup>émé</sup> et3 <sup>émé</sup> ) étage	103.901	939.78	0	4.00	16.00	<b>8T16 = 16.08</b>
<b>30 * 40</b> (4 <sup>émé</sup> à9 <sup>émé</sup> ) étage	78.631	511.56	0.05	2.40	9.60	<b>8T14 = 12.32</b>
<b>35 * 35</b> (RDCà9 <sup>émé</sup> ) étage	27.436	146.05	0	0.49	9.80	<b>8T14 = 12.32</b>

**Remarque :**

On remarque que  $A_{s \text{ minRpa}}$  est supérieure par rapport à  $A_{s \text{ cal}}$ , donc il faut prévoir des sections minimales requises par les règlements en vigueur.

#### VI.3.4.1 Vérification de ferrailage des poteaux :

##### ➤ Section d'armature selon l'RPA99V2003 :

- $A_{s \text{ min}} = 0,8\% * b * a$ .
- $A_{s \text{ max}} = 4\%b * a \rightarrow$  En zone courante.
- $A_{s \text{ max}} = 6\%b * a \rightarrow$  En zone de recouvrement.

##### ➤ Section d'armature selon BAEL91 :

- $A_{s \text{ min}} = 0,2 * \frac{B}{100}$ .
- $A_{s \text{ max}} = 5 * \frac{B}{100}$ .

**Tableau VI-5** Résultats de vérification de ferrailage des poteaux

Poteau	$A_{s \text{ min BAEL}}$	$A_{s \text{ min RPA}}$	$A_{s \text{ max BAEL}}$	$A_{s \text{ max RPA}}$	$A_{s \text{ adop}}$	<b>OB</b>
<b>50 * 55</b>	5.50	22.00	137.50	165.00	25.13	<b>CV</b>
<b>40 * 50</b>	4.00	16.00	100.00	120.00	16.08	<b>CV</b>
<b>30 * 40</b>	2.40	9.60	60.00	72.00	12.32	<b>CV</b>
<b>35 * 35</b>	0.49	9.80	61.25	73.5	12.32	<b>CV</b>

**VI.3.4.2 Vérification à l'E.L. U :**

- **Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :**

- **D'après le BAEL :**

- **Exemple de calcul : Poteau (50\*55) cm<sup>2</sup>**

Fissuration préjudiciable :

- $\tau_u = \min \left[ 0,2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 3,33 \text{ Mpa}.$

Soit l'effort tranchant maximum est :  $T_{\text{max}} = 49.78 \text{ KN}.$

- $\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b*d} = 0,191 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI 6** Vérification selon BAEL.

<b>b * a</b>	$T_{\text{max}}$	$\tau_u$	$\overline{\tau_u}$	<b>OB</b>
<b>50 * 55</b>	49.78	0.191	<b>3.33</b>	<b>CV</b>
<b>40 * 50</b>	70.39	0.374	<b>3.33</b>	<b>CV</b>
<b>30 * 40</b>	52.18	0.470	<b>3.33</b>	<b>CV</b>
<b>35 * 35</b>	28.89	0.275	<b>3.33</b>	<b>CV</b>

- **D'après l'RPA :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \text{ Avec : } \overline{\tau_u} = \rho_d * f_{c28}$$

- $\rho_d = 0,075$  ..... si :  $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_d = 0,04$  ..... si :  $\lambda_g < 5$

Où :  $\lambda_g$  : L'élancement géométrique.  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ .

$$a = 50 \text{ cm}, l_f = 0,7 * l_0 = 0,7 * 3.4 = 2,38 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } \rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,38}{0,50} = 4.76 < 5 \rightarrow \rho_d = 0,04.$$

$$\bar{\tau}_u = 0,04 * 25 = 1 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u = 0,191 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV})$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI-7** Vérification selon RPA

<b>b * a (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>l<sub>f</sub> (m)</b>	<b>λ<sub>g</sub></b>	<b>ρ<sub>d</sub></b>
<b>50 * 55</b>	2,380	4.76	0,04
<b>40 * 50</b>	2,142	5.35	0,075
<b>30 * 40</b>	2,142	7.14	0,075
<b>35 * 35</b>	2.142	6.12	0.075

### VI.3.4.3 Calcul des armatures transversales :

#### ➤ Choix du diamètre :

- $\phi_t \geq \left[ \frac{1}{3} \right] * \phi_1$ .
- $\phi_t \geq \left[ \frac{1}{3} \right] * 20 = 6.77 \text{ mm.}$

On adopte un cadre : **T8**

#### ➤ Espacement entre les cadres :

- $S_t \leq \min[15\phi_{1 \min}; 40 \text{ cm}; a + 10]$ .
- $S_t \leq \min[21 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 60 \text{ cm}]$ .

Donc : **S<sub>t</sub> = 20 cm.**

#### ➤ Espacement des cadres d'après le RPA :

**Dans la zone nodale :**

- $S_t \leq \min[10\phi_1; 15 \text{ cm}]$ . En Zone I et IIa.

Donc :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

**Dans la zone courante :**

- $S_t \leq 15\phi_1$ . En Zone I et IIa.

Donc :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e}$$

Avec :

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul ( $T_{\max}$ ).

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

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

$S_t$  : est l'espacement des armatures transversales.

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

- $\rho_a = 2,5$  Si  $\lambda_g \geq 5$ .
- $\rho_a = 3,75$  si  $\lambda_g < 5$ .

➤ **Exemple de calcul : (50\*55) cm<sup>2</sup> :**

Donc :  $\rho_a = 3,75 \rightarrow A_t = 1.69 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_t = 4 \text{ T } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

**Tableau VI-8** Les armatures transversales des poteaux

<b>b * a</b>	<b>T<sub>max</sub> (KN)</b>	<b>λ<sub>g</sub></b>	<b>ρ<sub>a</sub></b>	<b>A<sub>t</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>t adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>50 * 55</b>	49.78	4.76	3,75	1.69	<b>6T8 = 3.02</b>
<b>40 * 50</b>	132,40	5.35	2.5	1.75	<b>4T8 = 2.01</b>
<b>30 * 40</b>	85,96	7.14	2.5	1.63	<b>4T8 = 2.01</b>
<b>35 * 35</b>	28.89	6.12	2.5	1.03	<b>4T8 = 2.01</b>

➤ **Détermination de la zone de recouvrement :**

Selon **RPA (Art 7.4.2.1)** La longueur minimale de recouvrement est :

- $40\emptyset \rightarrow$  En zone IIa.

**Tableau VI-9** Longueur de recouvrement

<b>b * a</b>	<b>50 * 55</b>	<b>40 * 50</b>	<b>30 * 40</b>	<b>35 * 35</b>
$\emptyset_{\max}$ (mm)	16	16	16	16
<b>40<math>\emptyset</math></b> (cm)	64	64	64	64

**VI.3.4.4 Vérification de la contrainte à l'E.L.S :**

La vérification est faite à l'aide de logiciel **SOCOTEC**.

- Contrainte admissible de béton comprimé :  $\sigma_{bc\ adm} = 0,6 * f_{c28} = 15$  Mpa.
- Contrainte admissible d'acier tendu :  $\sigma_{st\ adm} = 201,63$  Mpa.

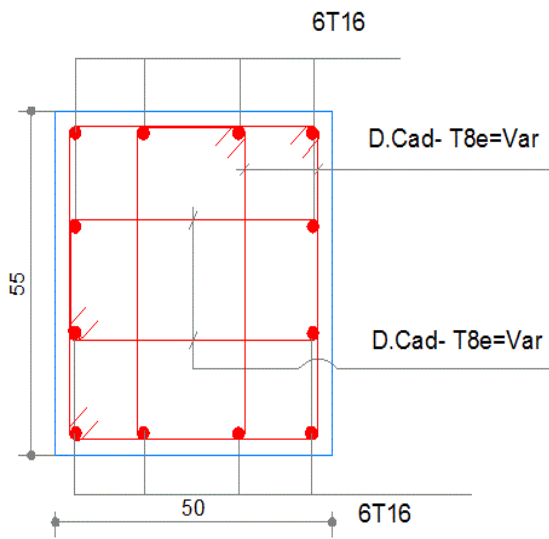
Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI-10** Vérification des contraintes à l'ELS

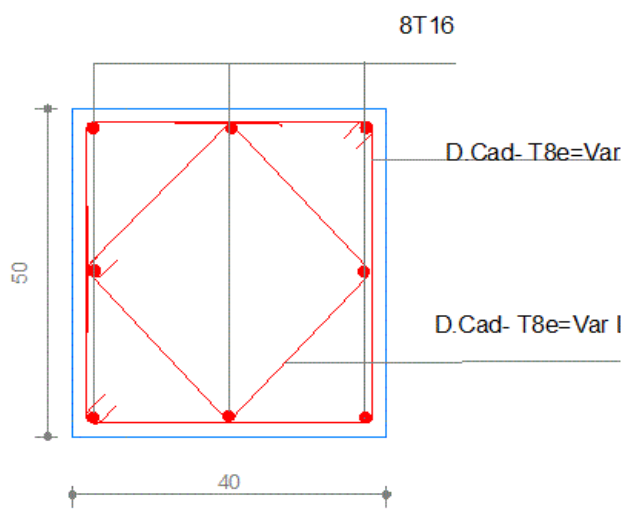
<b>b * a</b>	<b>N<sub>ser</sub></b>	<b>M<sub>ser</sub></b>	<b>A<sub>s</sub></b>	<b><math>\sigma_{bc}</math></b>	<b><math>\sigma_{bc\ adm}</math></b>	<b><math>\sigma_{st}</math></b>	<b><math>\sigma_{st\ adm}</math></b>	<b>OB</b>
<b>50 * 55</b>	592.31	6.42	25.13	0.27	15	5.59	201,63	<b>CV</b>
<b>40 * 50</b>	447.09	14.31	16.08	0.95	15	21.80	201,63	<b>CV</b>
<b>30 * 40</b>	312.44	12.04	12.32	1.57	15	30.89	201,63	<b>CV</b>
<b>35 * 35</b>	66.51	1.298	12.32	0.20	15	5.71	201.63	<b>CV</b>

Schéma de ferrailage :

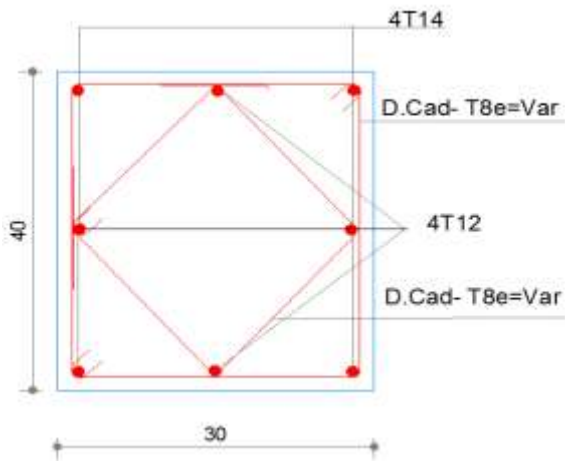
Section :(50x55)



Section :(40x50)



Section :(30x40)



Section :(35x35)

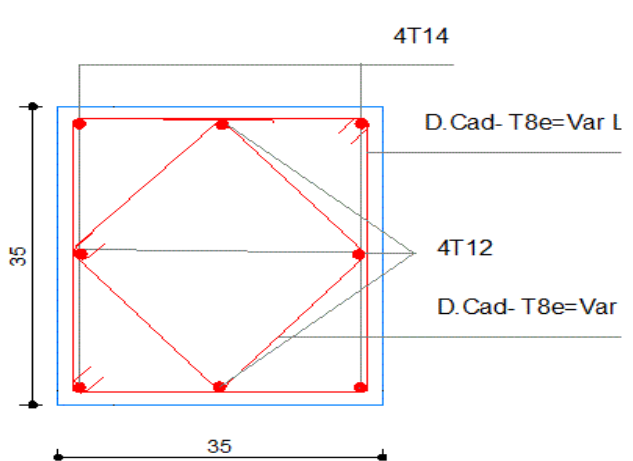


Figure VI.5 : Ferrailage des poteaux étage

### VI.4 Voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

#### ➤ Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $(\frac{1}{10})$  de la longueur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

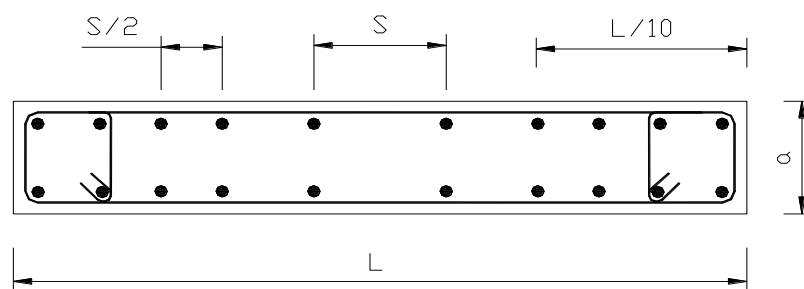


Figure VI.6 Section transversale de voile

#### ➤ Aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à  $(90^\circ)$  ayant une longueur de  $10\phi$ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ **Règles communes :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq ( 1,5 * e ; 30 \text{ cm} )$$

Avec :

- **e** : Epaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre  $\phi_t$  des épingles est :

- $\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow$  Lorsque  $\phi_v \leq 20 \text{ mm}$ .
- $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow$  Lorsque  $\phi_v > 20 \text{ mm}$ .

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\phi$  Pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- $20\phi$  Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

#### VI.4.1 Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur  $d$  tel que :

$$d \leq \min \left[ \frac{h_c}{2} ; \frac{2 * l}{3} \right].$$



Avec :

- $l'$  : étant la largeur de la zone comprimée.
- $h_e$  : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

#### VI.4.2 Etude des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

- Section entièrement comprimée SEC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **Formule de NAVIER BERNOULLI** ».  $\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} * y$

Avec :

- $A$  : Surface.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $M$  : Moment de flexion.

#### ➤ Section partiellement comprimée SPC :

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} * y$$

Si :

- $M > 0 \rightarrow \sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0$ .

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer ' $L_t$ ' en utilisant les triangles semblables :

$$\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{L - L_t}$$

$$\text{Où : } L_t = \frac{L * \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} .$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par :  $T = 0.50 * \sigma_B * L_t * b$ .

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{cal} = T * \frac{Y_s}{f_e}$ .

Si :  $M < 0 \rightarrow \sigma_A < 0$  et  $\sigma_B > 0$  :

$$\text{tg} \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{L - L_t}$$

Où :  $L_t = \frac{L \cdot \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$ .

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par :  $T = 0.50 \cdot \sigma_A \cdot L_t \cdot b$ .

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{\text{cal}} = T \cdot \frac{y_s}{f_e}$ .

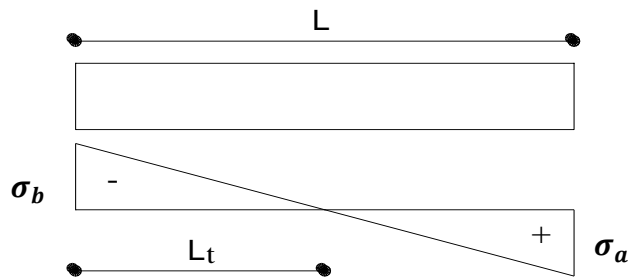


Figure VI.7 S P C

➤ **Section entièrement comprimée SEC :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

$A = 0,0015 \cdot L \cdot b$ .

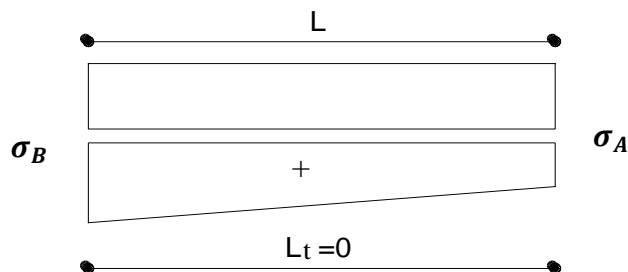
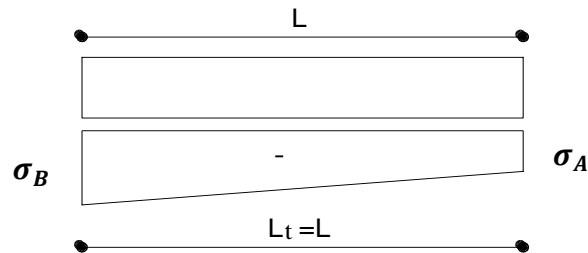


Figure VI.8 S E C

➤ **Section entièrement tendue SET :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) :

- La longueur tendue est égal à « L » →  $L = L_T$ .
- L'effort de traction est donné par :  $T = (3 * \sigma_A + \sigma_B) * \frac{L*b}{2}$ .
- La section d'armatures nécessaire est donnée par :  $A_{sc} = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$



**Figure VI.9 S E T**

### VI.4.3 Ferrailage des voiles :

Les combinaisons à considérer sont :

- $G + Q \pm E$ .
- $0.8G \pm E$ .

#### VI.4.3.1 Calcul de ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

- $A_{min} = 0.15\% b * L \rightarrow$  Globalement dans la section du voile.
- $A_{min} = 0.10\% b * L \rightarrow$  Dans la zone courante.

#### VI.4.3.2 Espacement des armatures verticales :

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :

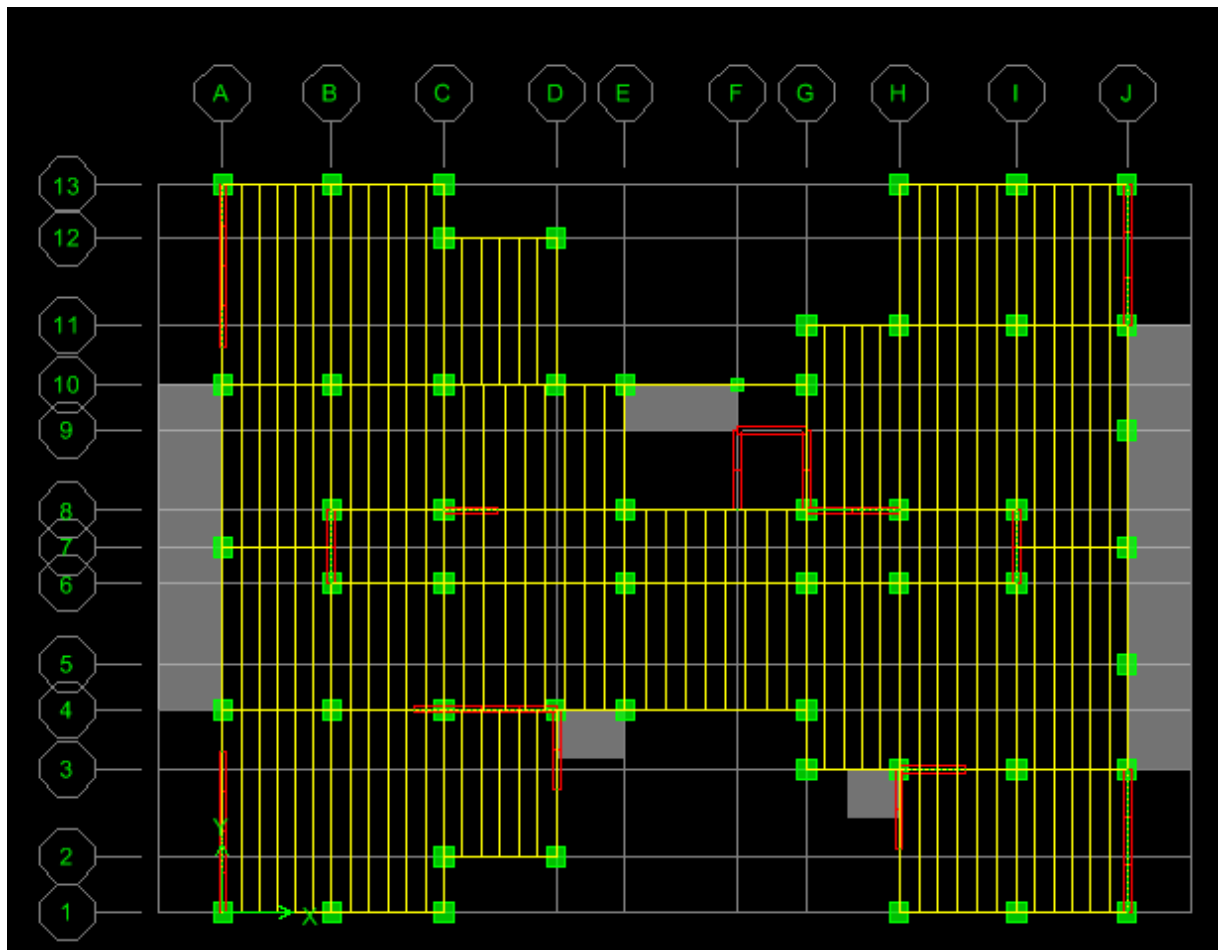


Figure VI.10 Vue en plan des voiles existants

**Sens X-X :**

➤ **Exemple de calcul (Voile V1x) :**

Les données utilisées sont les suivantes :

Dimension :

- $L = 1.8 \text{ m.}$
- $b = 0,20 \text{ m.}$

Caractéristique géométrique :

- $I = 0.0972 \text{ m}^4.$
- $B = 0.36 \text{ m}^2.$

Les sollicitations sont :

- $M = 892.719 \text{ KN. m.}$
- $N = 932.9 \text{ KN.}$

Les contraintes:

- $\sigma_A = 10857.31 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$
- $\sigma_B = 5674.53 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$

Les deux contraintes de signe opposés, alors **SPC**.

- $L_t = \frac{L \cdot \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 0.6871 \text{ m.}$
- $T = 0,5 * \sigma_B * L_t * b = 350.5992 \text{ KN.}$
- $A_{s \text{ cal}} = \frac{T * \gamma_s}{f_e} = 8.7649 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{Zone tendue.}$

➤ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le RPA 99/version2003 (**Art 7.7.4.1**) :  $A_{\text{rpa}} = 0,20\% b * L_t.$

- **b**: Epaisseur du voile.
- **L<sub>t</sub>** : Longueur de la section tendue.

Alors :

- $A_{\text{RPA}} = 0,20\% b * L_t = 2.748 \text{ cm}^2.$
- $A_{\text{min}} = 0,0015 * b * L = 5.400 \text{ cm}^2.$

$A_s \text{ adopté} = \text{Max} [A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}; A_{\text{min}}] = 8.7649 \text{ cm}^2.$

➤ **Ferrailage (armatures adoptés) :**

$$A_{sv} = A_s / (2 \times L_t) = 8,7649 / (2 \times 0.6178) = 7.0936 \text{ cm}^2$$

Alors pour toute la longueur du voile :

$$A_v = 2 \times A_{sv} \times L = 2 \times 7.0936 \times 1.80 = 25.5369 \text{ cm}^2$$

- **La section adoptée pour une face :**
- En zone courant :  $A_s = 43,12 \text{ cm}^2 = 28 \text{ HA } 14$
- En zone d'about :  $A_s = 13,56 \text{ cm}^2 = 12 \text{ HA } 12$

➤ **Calcul de l'espacement : d'après RPA :**

➤ **En zone courante :**

- $S_t \leq \min (1,5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On choisit : } S_t = 20 \text{ cm.}$

➤ En zone d'about :

- $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm.}$

Sens X-X :

Tableau VI-11 Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile longitudinal

Voile	V1 x	V2 x	V3 x	V4 x	V5 x	V6 x
<b>M (KN. m)</b>	892.719	4913.667	739.82	3531.335	962.135	1288.643
<b>N(KN)</b>	932.9	1032.63	1136.75	2788.9	1214.41	125.17
<b>L (m)</b>	1.8	3.1	0.8	2.55	1.5	1.9
<b>e (m)</b>	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	0.0972	0.496	0.008	0.276	0.056	0.114
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	0.36	0.62	0.16	0.51	0.30	0.38
<b>Y (m)</b>	0.9	1.55	0.4	1.27	0.75	0.95
<b><math>\sigma_A</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	10857.31	17004.76	41783.75	21760.63	16876.50	11038.34
<b><math>\sigma_B</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	-5674.53	-13673.70	-27574.40	-10823.80	-8780.43	-10379.5
<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	0.617	1.381	0.318	0.847	0.513	0.920
<b>T(KN)</b>	350.59	1889.29	877.01	916.827	450.73	955.72
<b>A<sub>s cal</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>8.76</b>	<b>47.23</b>	<b>21.92</b>	<b>22.92</b>	<b>11.26</b>	<b>23.89</b>
<b>A<sub>s RPA</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	2.47	5.52	1.27	3.38	2.05	3.68
<b>A<sub>s minRPA</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	5.4	9.3	2.4	7.65	4.5	5.7
<b>A<sub>s adopté</sub> (cm<sup>2</sup>/face)</b>						
<b>S<sub>t courant</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20	
<b>S<sub>t about</sub> (cm)</b>	10	10	10	10	10	

Sens Y-Y :

Tableau VI-12 Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversal

Voile	V1 y	V2 y	V3 y	V4 y	V5 y	V6 y	V7 y	V8 y	V9y	V10y
<b>M (KN. m)</b>	5661.13	5825.52	1760.57	1353.6	1326.49	988.404	1035.16	1523.7	3933.79	3942.8
<b>N(KN)</b>	847.92	487.59	1356.14	1192.41	60.93	721.09	924.84	854.2	1743.66	735.7
<b>L (m)</b>	3.86	3.95	2.00	2.20	2.20	2.20	2.20	2.00	4.45	4.45
<b>e (m)</b>	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	0.958	1.027	0.133	0.177	0.177	0.177	0.177	0.133	1.468	1.468
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	0.772	0.79	0.40	0.44	0.44	0.44	0.44	0.40	0.89	0.89
<b>Y (m)</b>	1.93	1.975	1	1.1	1.1	1.1	1.1	1	2.225	2.225
<b><math>\sigma_A</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	12496.9	11818.3	16594.6	11100.1	8360.54	7765.31	8518.2	13563.3	7918.7	6799.81
<b><math>\sigma_B</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	-10300	-10583.9	-9813.9	-5680	-8083.6	-4487.6	-4314.4	-9292.3	-4000.4	-5146.6
<b>Nature de section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	1.744	1.866	0.743	0.744	1.081	0.805	0.739	0.813	1.493	1.917
<b>T(KN)</b>	1796.39	1975.14	729.407	422.99	874.218	361.59	319.114	755.582	597.47	986.637
<b>A<sub>s cal</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>44.90</b>	<b>49.37</b>	<b>18.23</b>	<b>10.57</b>	<b>21.85</b>	<b>9.04</b>	<b>7.97</b>	<b>18.88</b>	<b>14.93</b>	<b>24.66</b>
<b>A<sub>s RPA</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	6.97	7.46	2.97	2.97	4.32	3.22	2.95	3.25	5.97	7.66
<b>A<sub>s minRPA</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	11.58	11.85	6	6.6	6.6	6.6	6.6	6	13.25	13.35
<b>A<sub>s adopté</sub> (cm<sup>2</sup>/face)</b>										
<b>S<sub>t courant</sub> (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
<b>S<sub>t about</sub> (cm)</b>	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

### VI4.3.3 Vérification de la résistance au cisaillement :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

- Selon RPA (art 7.7.2) :

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = \frac{1,4 \times V}{b_0 \times 0,9 \times L} \leq 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

Avec :

- **V**: Effort tranchant.
- **b<sub>0</sub>**: Épaisseur du voile.
- **L**: Longueur du voile.

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Sens X-X :**

**Tableau VI-13** Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X

Voiles	V (N)	b (mm)	L (mm)	$\tau$ (Mpa)	$\tau_{adm}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$
V <sub>1x</sub>	32340	200	1800	0.139	5	CV
V <sub>2x</sub>	130360	200	3100	0.327	5	CV
V <sub>3x</sub>	57770	200	800	0.562	5	CV
V <sub>4x</sub>	136290	200	2550	0.416	5	CV
V <sub>5x</sub>	27270	200	1500	0.141	5	CV
V <sub>6x</sub>	583340	200	1900	2.388	5	CV

**Sens Y-Y :**

**Tableau VI-14** Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y

Voiles	V (N)	b (mm)	L (mm)	$\tau$ (Mpa)	$\tau_{adm}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$
V <sub>1y</sub>	91950	200	3860	0.185	5	CV
V <sub>2y</sub>	90930	200	3950	0.179	5	CV
V <sub>3y</sub>	56830	200	2000	0.221	5	CV



$V_{4y}$	17640	200	2200	0.062	5	CV
$V_{5y}$	30900	200	2200	0.109	5	CV
$V_{6y}$	364260	200	2200	1.29	5	CV
$V_{7y}$	10630	200	2200	0.038	5	CV
$V_{8y}$	52370	200	2000	0.204	5	CV
$V_{9y}$	29860	200	4450	0.052	5	CV
$V_{10y}$	28330	200	4450	0.050	5	CV

#### VI.4.3.4 Calcul de ferrailage horizontal :

Ces armatures sont parallèles aux forces du refend et sont destinées à prendre l'effort tranchant, elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales et empêchant le flambement de celle-ci.

La section des armatures est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{(\tau_u - \tau_0) * b}{0,9 * \left[ \frac{f_e}{\gamma_s} \right] * (\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots \text{BAEL}$$

Où :

- $K = 0 \rightarrow$  Cas de reprise de bétonnage.
- $\alpha \leq 90^\circ$ .
- $S_t \leq \min[1,5 * b ; 30 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$ .
- $\tau_0 = 0.3 * f_{ij} * K$

$\rightarrow$  Donc on adopte :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

- **Selon l'RPA :**

D'après le RPA, le pourcentage minimal exigé pour les parties courantes qui doivent être d'un treillis d'armatures en double nappes et donnés par :

1. Pour :  $\tau_u \leq 0.025 * f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0.0015 * b * L$ .
2. Pour :  $\tau_u > 0.025 * f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0.0025 * b * L$ .

La section adoptée est :  $A_t = \max[A_{t \text{ RPA}}; A_{t \text{ BAEL}}]$ .

- Exemple de calcul :

Voile  $V_{1x}$  :

- $V = 32.340 \text{ KN}$ .
- $\tau = 0.139 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa}$ .

$$A_t = \frac{\tau_u * S_t * b}{0,9 * \left[ \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} = \frac{0.139 * 200 * 200}{0,9 * 400}$$

$$\rightarrow A_t = 15.44 \text{ mm}^2 = 0.15 \text{ cm}^2.$$

➤ Ferrailage minimal de RPA :

- $A_t = 0,0015 * b * L$
- $A_{t \text{ min RPA}} = 0,15\% * 20 * 180$
- $A_{t \text{ min RPA}} = 5.40 \text{ cm}^2$

Alors :

- $A_t = \max[0.15 \text{ cm}^2; 5.40 \text{ cm}^2] = 5.40 \text{ cm}^2$ .
- $A_t \text{ (ml/face)} = 5.40 / (2 * 1.8) = 1.50 \text{ cm}^2/\text{ml/face}$ .

Soit :  $A_{\text{adopté}} \text{ (ml/face)} = 4 \text{ T8} = 2.08 \text{ cm}^2$ .

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens X-X :

Tableau VI-15 ferrailage horizontal des voiles sens X-X

Voiles	$\tau$ (Mpa)	$S_t$ (cm)	$b$ (cm)	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> /ml/face)	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )
$V_{1x}$	0.139	20	20	0.154	5.4	1.5	<b>4T8 = 2.01</b>
$V_{2x}$	0.327	20	20	0.363	9.3	1.5	<b>4T8 = 2.01</b>
$V_{3x}$	0.562	20	20	0.626	2.4	1.5	<b>4T8 = 2.01</b>
$V_{4x}$	0.416	20	20	0.462	7.65	1.5	<b>4T8 = 2.01</b>
$V_{5x}$	0.141	20	20	0.157	4.5	1.5	<b>4T8 = 2.01</b>
$V_{6x}$	2.388	20	20	2.653	9.5	1.5	<b>4T8 = 2.01</b>

Sens Y-Y :

Tableau VI-16 ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y

Voiles	$\tau$ (Mpa)	$S_t$ (cm)	$b$ (cm)	$A_{BAEL}(cm^2)$	$A_{RPA}(cm^2)$	$A_{max}(\frac{cm^2}{ml/face})$	$A_{adop}(cm^2)$
V <sub>1y</sub>	0.185	20	20	0.206	11.58	1.5	4T8 = 2,01
V <sub>2y</sub>	0.179	20	20	0.199	11.85	1.5	4T8 = 2,01
V <sub>3y</sub>	0.221	20	20	0.246	6	1.5	4T8 = 2,01
V <sub>4y</sub>	0.062	20	20	0.069	6.6	1.5	4T8 = 2,01
V <sub>5y</sub>	0.109	20	20	0.121	6.6	1.5	4T8 = 2,01
V <sub>6y</sub>	1.29	20	20	1.43	6.6	1.5	4T8 = 2,01
V <sub>7y</sub>	0.038	20	20	0.042	6.6	1.5	4T8 = 2,01
V <sub>8y</sub>	0.204	20	20	0.227	6	1.5	4T8 = 2,01
V <sub>9y</sub>	0.052	20	20	0.0578	13.35	1.5	4T8 = 2,01
V <sub>10y</sub>	0.050	20	20	0.056	13.35	1.5	4T8 = 2,01

❖ Schéma de ferrailage des voiles :

➤ Sens X-X :

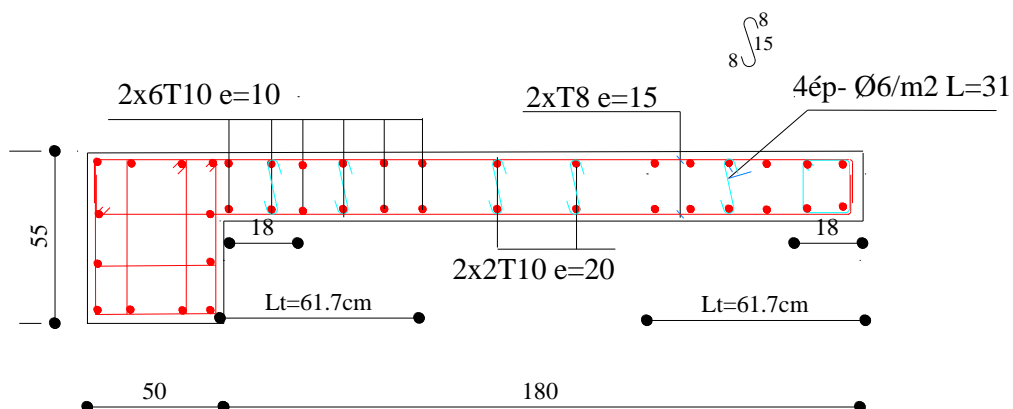


Figure VI.11 Ferrailage du voile V1 x

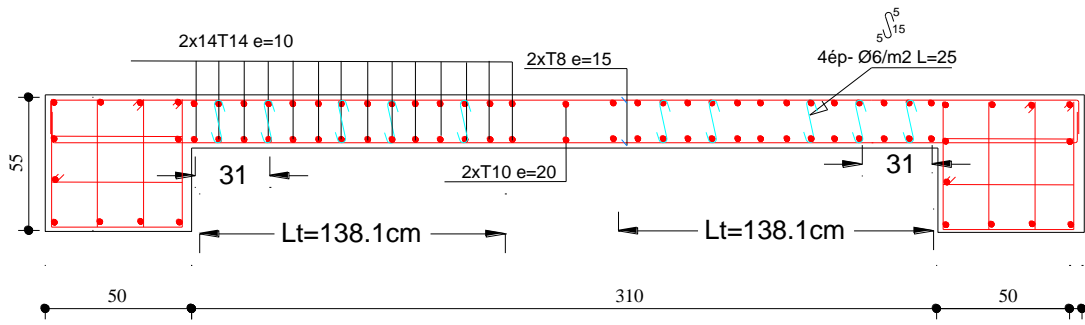


Figure VI.12 Ferrailage du voile V2 x

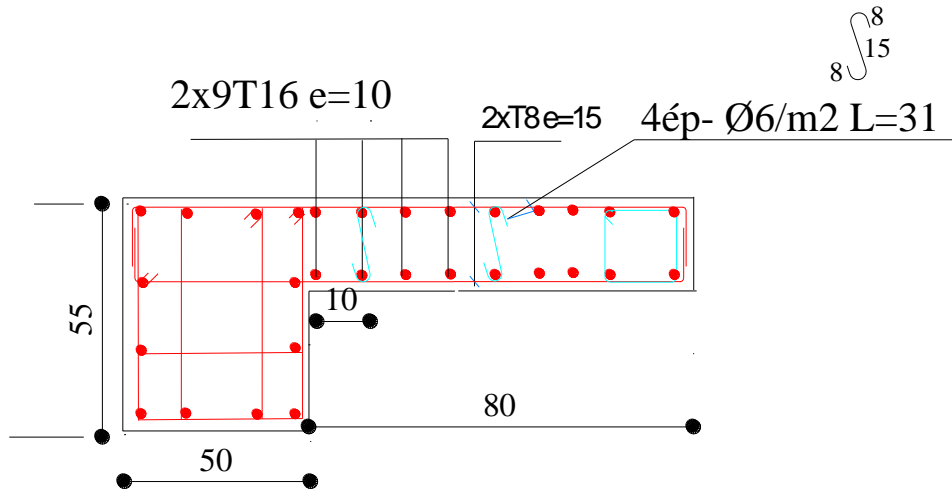


Figure VI.13 Ferrailage du voile V3 x

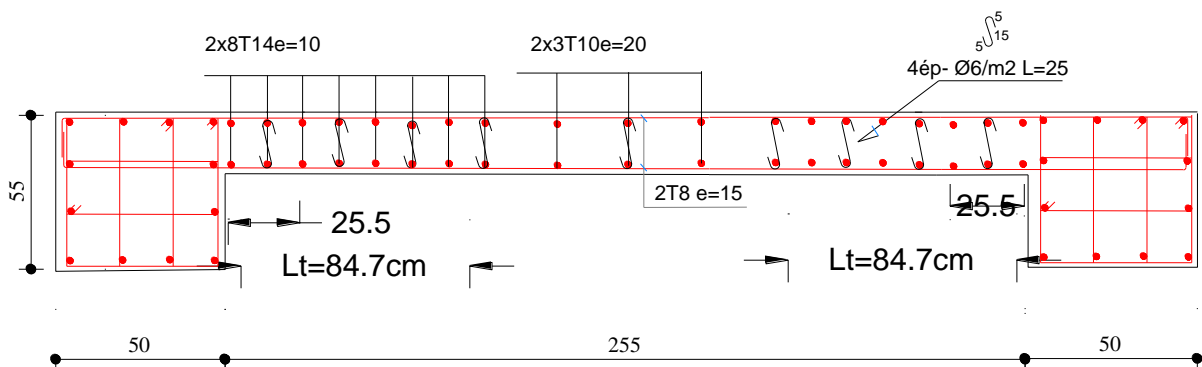


Figure VI.14 Ferrailage du voile V4 x

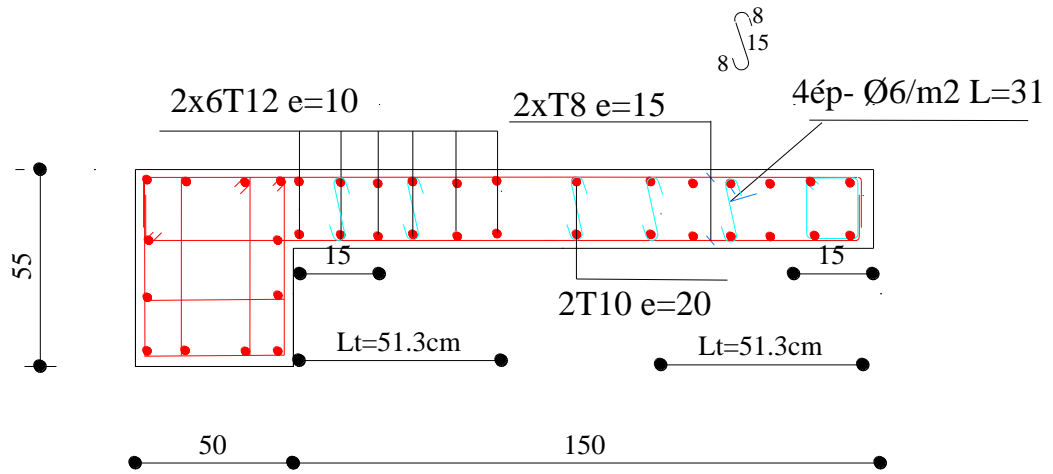


Figure VI.15 Ferrailage du voile V5 x

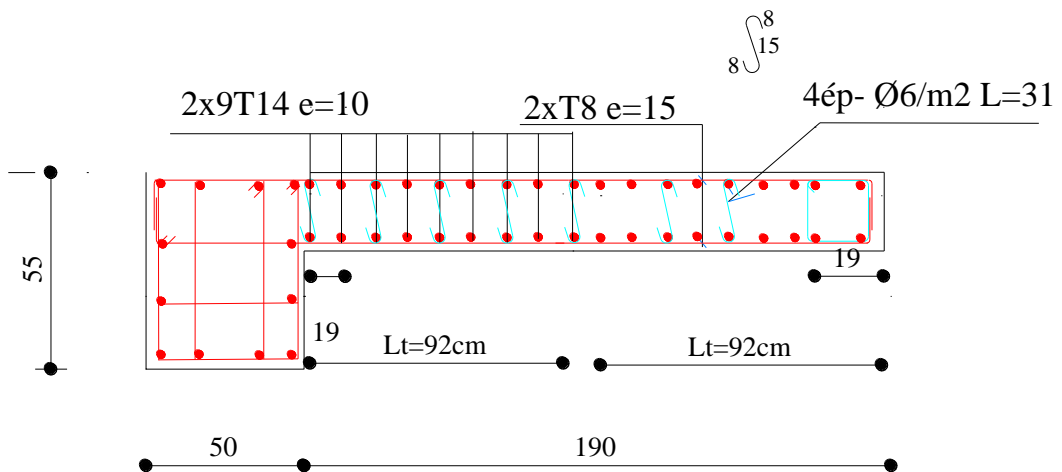


Figure VI.16 Ferrailage du voile V6 x

➤ Sens Y-Y :

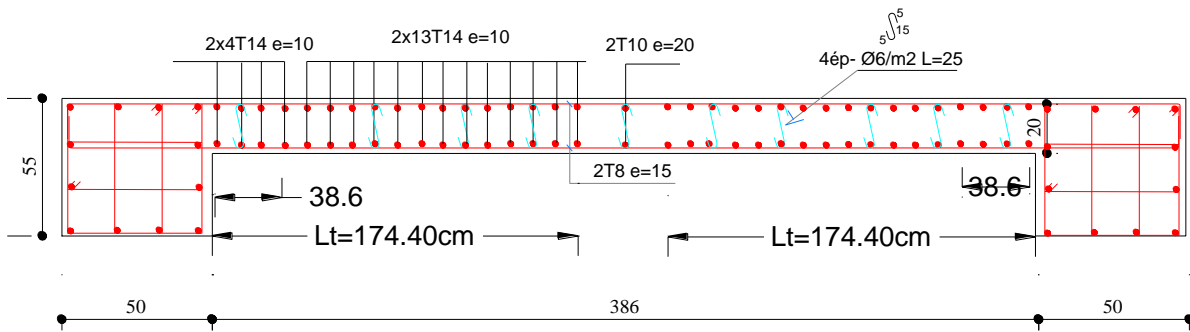


Figure VI.17 Ferrailage du voile V1  $\gamma$

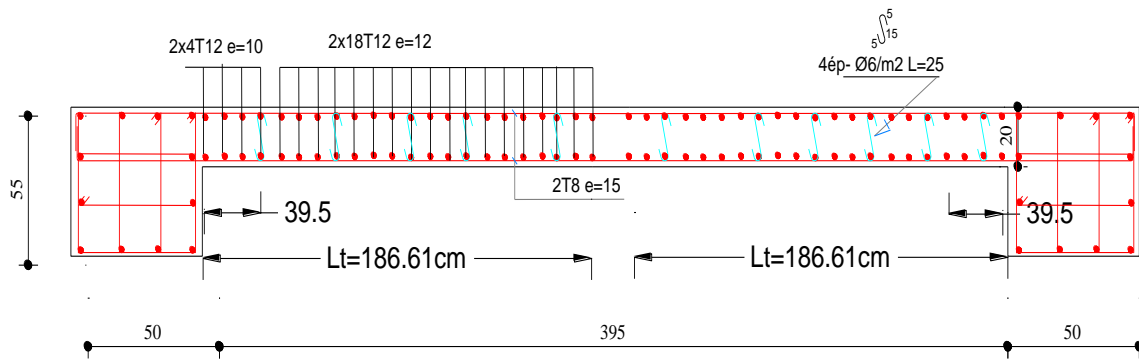


Figure VI.18 Ferrailage du voile V2  $\gamma$

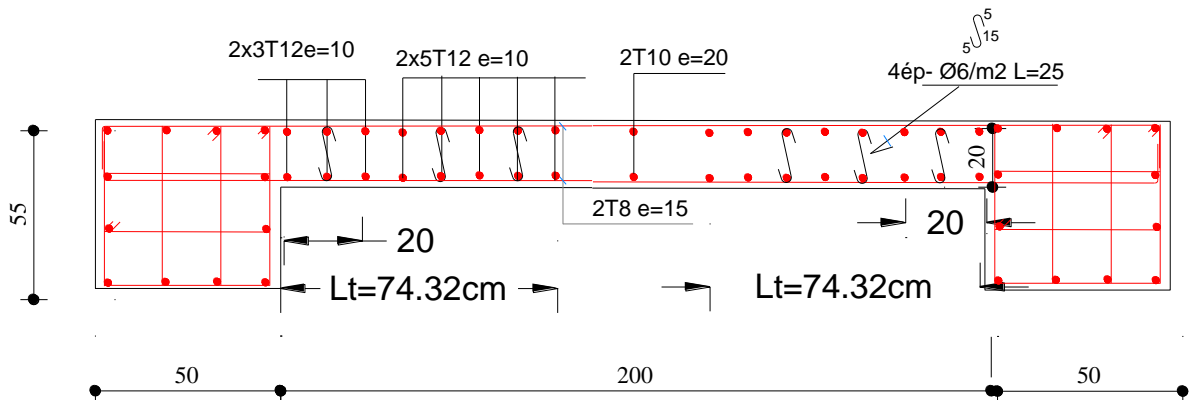


Figure VI.19 Ferrailage du voile V3  $\gamma$

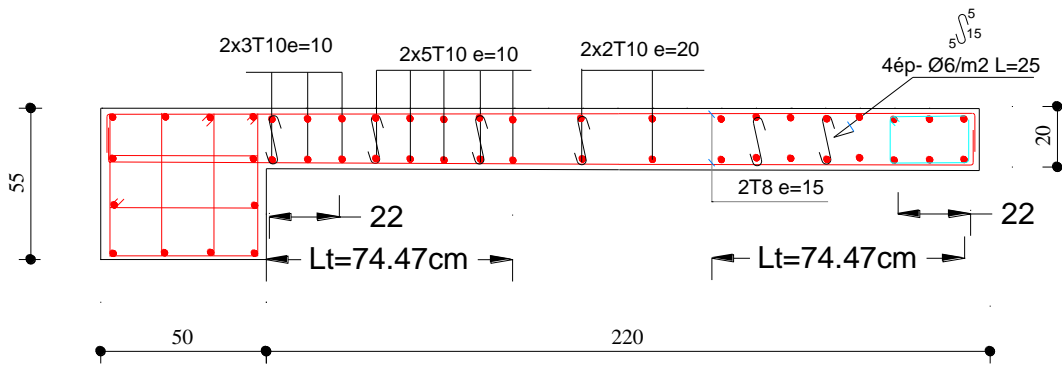


Figure VI.20 Ferrailage du voile V4 y

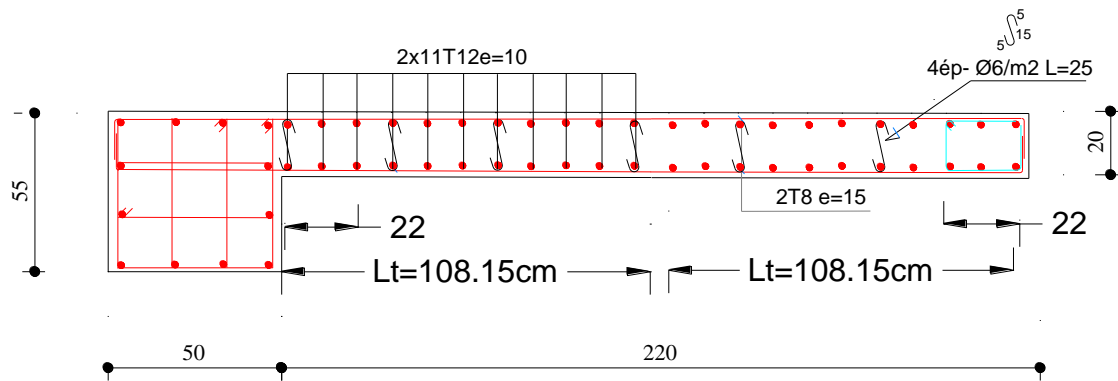


Figure VI.21 Ferrailage du voile V5 y

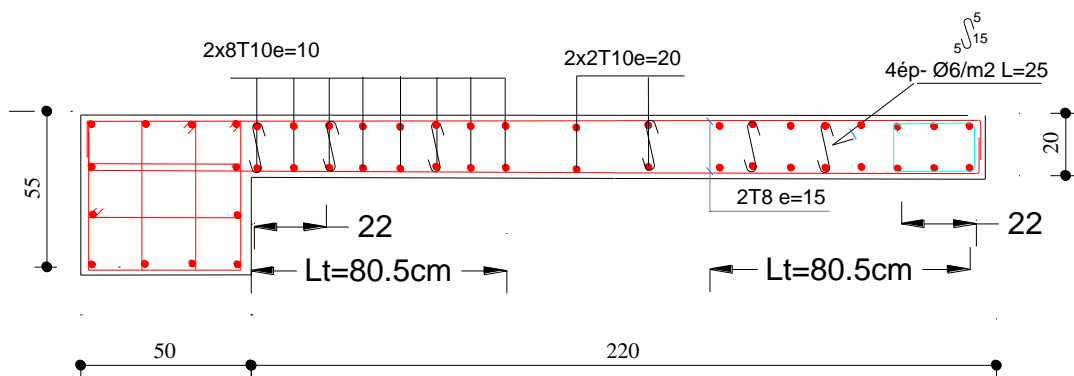


Figure VI.22 Ferrailage du voile V6 y

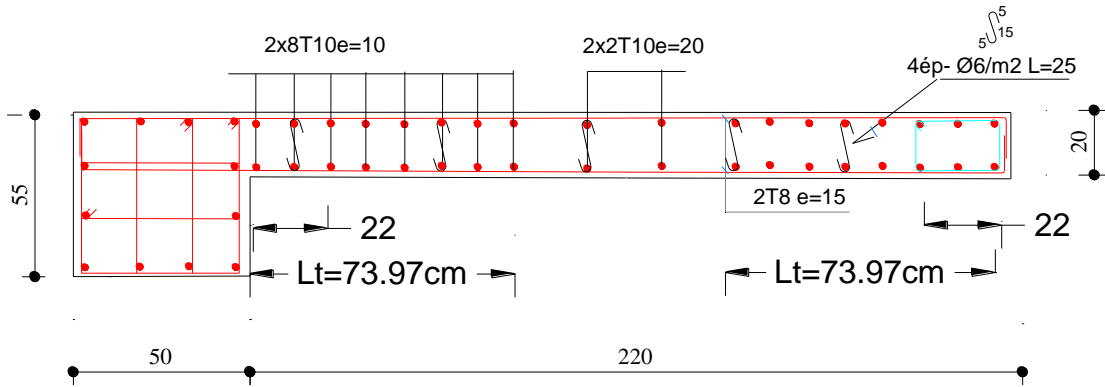


Figure VI.23 Ferrailage du voile V7 y

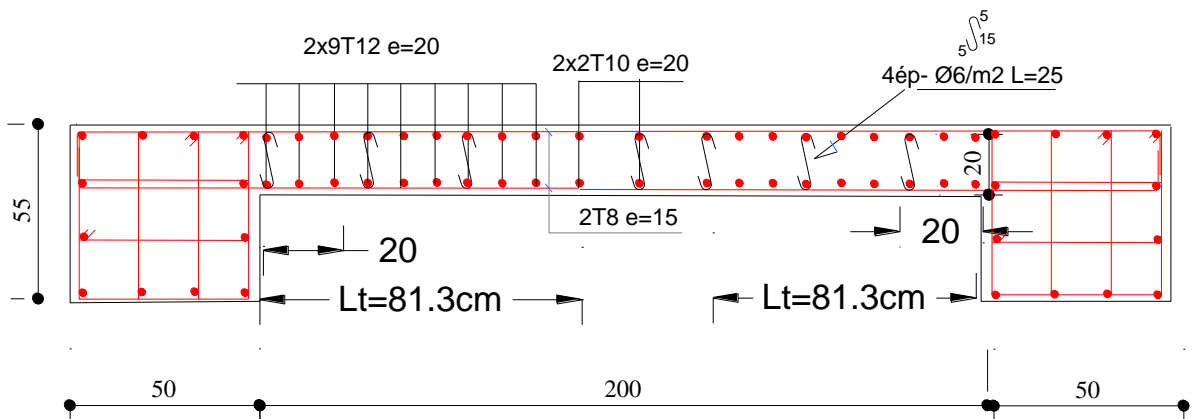


Figure VI.24 Ferrailage du voile V8 y

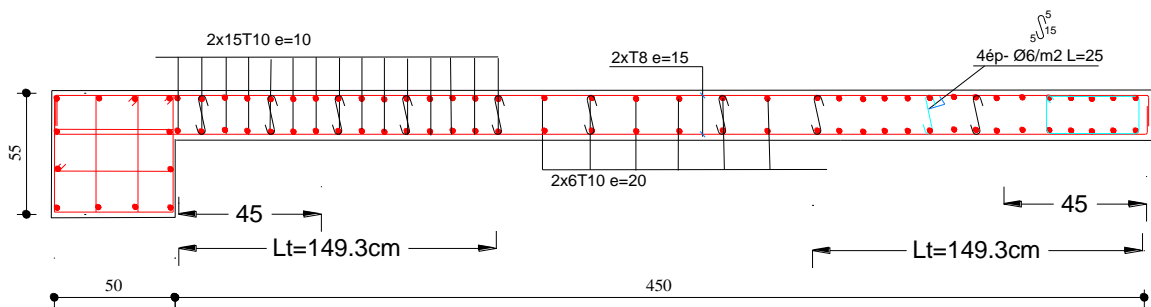


Figure VI.25 Ferrailage du voile V9 y



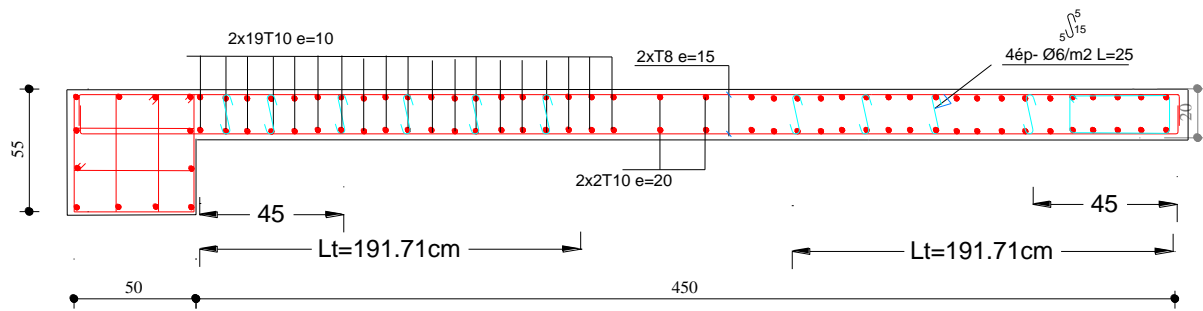


Figure VI.17 Ferrailage du voile V9 y

## VII : Etude de l'infrastructure

### VII.1 Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour objet de support des charges de la superstructure et leur transmission au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

### VII.2 Différents types des fondations :

- Fondation superficielle (semelles isolées, filantes, radiers) ;
- Semi profondes (Les puits) ;
- Profondes (les pieux) ;
- Les fondations spéciales (Les parois moulées et les cuvelages).

### VII.3 Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portance de terrain de fondation ;
- La charge totale transmise au sol ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

#### a. Semelle isolée :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

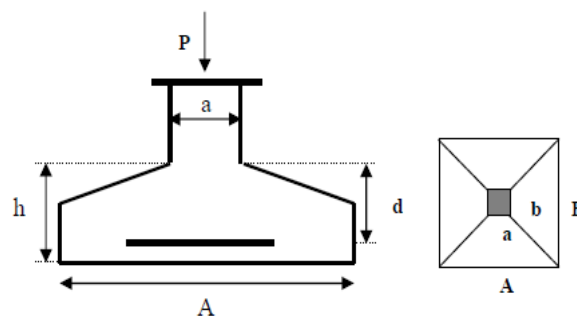


Figure.VII.1. Semelle isolée.

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

$$\sigma_{sol} = 1.60 \text{ bars} = 160 \text{ KN/ m}^2$$

**Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :**

- $S_{bat}$ : Surface total du bâtiment = 422.60 m<sup>2</sup> ; d'après **SOCETEC**.
- les surfaces des semelles : d'après **P'ETABS**.

$$S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

**Tab. VII. 1.** Les surfaces des semelles isolées.

Semelles	$N_{ser}$ (KN)	$\sigma_{sol}$ (Kpa)	$S$ (m <sup>2</sup> ) = $N / \sigma_{sol}$	Semelles	$N_{ser}$ (KN)	$\sigma_{sol}$ (Kpa)	$S$ (m <sup>2</sup> ) = $N / \sigma_{sol}$
1	-496,97	160	3.106	27	-734,22	160	4.588
2	-821,75	160	5.135	28	-511,59	160	3.197
3	-513,23	160	3.207	29	-1181,26	160	7.382
4	-529,53	160	3.309	30	-1019,9	160	6.374
5	-467,39	160	2.921	31	-553,41	160	3.458
6	-475,6	160	2.972	32	-696,06	160	4.350
7	-640,92	160	4.005	33	-468,8	160	2.930
8	-493,16	160	3.082	34	-490,6	160	3.066
9	-647,85	160	4.049	35	-454,56	160	2.841
10	-763,47	160	4.771	36	-677,73	160	4.235
11	-486,84	160	3.042	37	-867,83	160	5.424
12	-517,51	160	3.234	38	-545,69	160	3.411
13	-581,36	160	3.633	39	-601,09	160	3.756
14	-723,06	160	4.519	40	-537,19	160	3.357
15	-646,58	160	4.041	41	-827,33	160	5.171
16	-985,15	160	6.157	42	-461,87	160	2.886
17	-703,89	160	4.399	43	-1186,15	160	7.413
18	-625,15	160	3.907	44	-1108,5	160	6.928
19	-727,22	160	4.545	45	-713,3	160	4.458
20	-736,73	160	4.605	46	-723,35	160	4.520

21	-760,23	160	4.751	47	-861,61	160	5.385
22	-794,8	160	4.967	48	-650,33	160	4.064
23	-1176,86	160	7.355	49	-667,33	160	4.171
24	-728	160	4.550	50	-1274,77	160	7.967
25	-566,44	160	3.540	51	-775,33	160	4.845
26	-585,34	160	3.658	52	-885,77	160	5.536
<b>Totale</b>							<b>229.173</b>

### b. Semelles filantes :

#### ➤ Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

On a:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{a \times b}$

Avec :

$\sigma_{sol}$ : Capacité portante du sol

**a**: La longueur de la semelle.

**b**: La largeur de la semelle.

- les surfaces des semelles filantes des voiles : d'après l'ETABS.

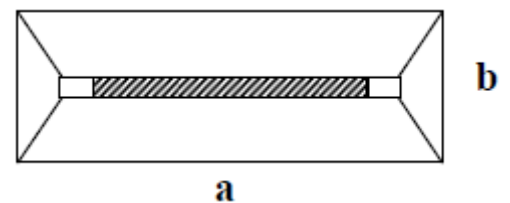


Figure.VII.2.Semelle filante.

Tab. VII. 2. Les surfaces des semelles filantes.

voiles	$N_{ser}$ (KN)	$\sigma_{sol}$ (Kpa)	S=N/sigma sol (m <sup>2</sup> )
v1	875,54	160	5.472
v2	1440,79	160	9.005
v3	396,47	160	2.477
v4	1111,62	160	6.947
v5	969,33	160	6.058
v6	889,27	160	5.557
v7	1432,09	160	8.950
v8	1438,62	160	8.991
v9	1114,48	160	6.965
v10	1074,08	160	6.713
v11	979,45	160	6.121
v12	1097,44	160	6.859
v13	976,27	160	6.102
v14	1002,5	160	6.265
v15	1653,93	160	10.337
v16	1630,68	160	10.192
<b>La somme</b>	<b>18082.56</b>	/	<b>113.012</b>

L'effort normal des voiles dans notre bâtiment est :  $N_{voile} = 18082.56KN$

- La surface des semelles filantes des voiles :  $S_{voil} = 113.012m^2$
- La surface des semelles isolées sous poteaux :  $S_{pot} = 229.173m^2$
- La Surface total du bâtiment  $S_{Bat} = 422.60 m^2$

$$S_{TOT} = 113.012 + 229.173 = 342.185 m^2.$$

Donc :  $\frac{S_{TOT}}{S_{bat}} = \frac{342.185}{422.60} = 0.809 \dots \dots \dots 80.97\% > 50\%$ .

➤ **Conclusion :**

On déduit que la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer **un radier général** comme fondation.

**c. Radier général :**

Quand la capacité portante du sol est faible ou que les charges transmises par les poteaux sont très élevées, on a recours à un radier général afin d'étaler les charges. Cette solution est adoptée quand elle est moins onéreuse qu'une fondation profonde par pieux.

Une telle fondation se présente sous l'aspect d'une dalle inversée portant dans les deux directions.

Il existe quatre types de radier :

- Le radier dalle (peu utilisé) ;
- Le radier nervuré (le plus courant) ;
- Le radier champignon sous poteaux (très peu utilisé) ;
- Le radier voûte (rarement utilisé) ;

On a choisi le radier nervuré dans notre conception, car il est le plus économique.

### VII.3. Pré dimensionnement du radier :

#### VII.3.1 L'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier ( $h_r$ ) doit vérifier les conditions suivantes :

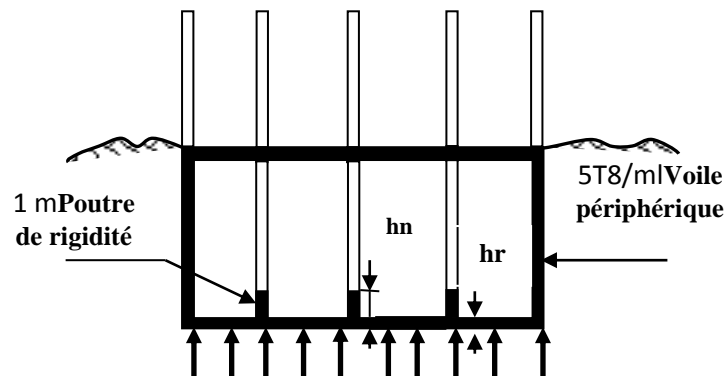


Figure VII.3 Schéma Statique du radier

#### ➤ Condition Forfaitaire :

Il faut respecter la condition suivante  $40 \text{ cm} \leq h_r \leq 1 \text{ m}$ .

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Telle que :  $L_{max} = 5.00 \text{ m} \rightarrow h_r \geq 25 \text{ cm}$ .

On prend :  $h_r = 80 \text{ cm}$ .

#### VII.3.2 Nervures :

#### ➤ La hauteur de la nervure :

##### a. Condition Forfaitaire :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

$L_{max}$  : La longueur maximale entre axes des poteaux.

$L_{max} = 5.00$  D'où :  $h_n \geq 50 \text{ cm}$ .

Il faut respecter la condition suivante  $0.5 \text{ m} \leq h_n \leq 1.5 \text{ m}$ .

##### b. Condition de la longueur élastique :

$$L_e \geq \frac{2 \times L_{max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

Avec :

$K$  : La raideur moyenne du sol  $K = 40000 \text{ KN/m}^3$ .

$E$  : Le module d'élasticité longitudinal du béton  $E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/ml}$ .

On obtient :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}} = 0.3925 \text{ m.}$$

$$0.3 \times h_n \leq b \leq 0.7 \times h_n \rightarrow 0.1177 \leq b \leq 0.2748$$

On adopte :  $h_n = 1 \text{ m}$  et  $b = 50 \text{ cm}$ .

### c. Condition de résistance au cisaillement :

D'après le pratique BAEL 91 Art 3.2.1 p180, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min \left[ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa.}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2}.$$

Avec :

$V_u$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

$N_u$  : L'effort normal a la base,  $N_u = 75468.50 \text{ KN}$ .

D'où :

$$q_u = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{rad}} \rightarrow q_u = \frac{75468.50}{422.60} = 178.58 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$V_u = \frac{178.58 \times 5.00}{2} = 500.027 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{500.027}{1 \times 0.9 * 1 \times 10^3} = 0.555 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

### d. La surface minimale du radier :

Selon l'article du « RPA 99 VERSION 2003 », on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale **1.5**.

$$\frac{N_u}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}.$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La capacité portante de sol.

$$\text{Donc : } S_{rad} > \frac{N_u}{\sigma_{sol adm}} = \frac{75468.50}{1.5 \times 160} = 314.45 \text{ m}^2 < S_{bat} = 422.60 \text{ m}^2.$$

### ➤ Conclusion :

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).

➤ **Calcul de débordement :**

$$D \geq \max \left[ \frac{h_r}{2}, 30cm \right] = 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Soit : } D = 40cm$$

D'où :  $S_{rad} = S_{bat} + D \times 2(L_x + L_y) = 422.6 + 0.4 \times 2(28.45 + 20.7) = 459.12 \text{ m}^2$ .

Alors la surface du radier est :  $S_{rad} = 459.12 \text{ m}^2$ .

➤ **Le choix final :**

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de  $h_r = 80 \text{ cm}$ , avec des nervures d'une hauteur  $h_n = 1 \text{ m}$ . Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

**VII.3.3 Vérification au poinçonnement :**

➤ **Sous poteau :**

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h_n \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA (Art A5.2.4.2)}$$

Avec :

$N_u$  : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime poteau  $N_u = 1765.36 \text{ KN}$ .

$h$  : L'épaisseur totale de la dalle.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_n) = 2(0.50 + 0.55 + 2 \times 1) = 6.1m.$$

$$\text{Donc : } \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 6.1 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4575 \text{ KN}$$

$$N_u = 1765.36 \text{ KN} < 4575 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

➤ **Sous voile :**

On a pour le voile le plus sollicité :  $N_u = 2261.68 \text{ KN}$

$$a = 445 \text{ cm} \Rightarrow A = a + h_0 = 445 + 100 = 545 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm} \Rightarrow B = b + h_0 = 20 + 100 = 120 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2.(A + B) = 1330 \text{ cm} = 13.3 \text{ m} :$$

$$\text{Donc : } N_u = 2261.68 \text{ KN} < 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 9975 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.



#### VII.4 Caractéristiques géométriques du radier :

Les inerties du radier sont calculées par **SOCOTEC** on obtient la figure ci-après :

- Les inerties/X :  $I_{xx} = 12027.6 \text{ m}^4$ .
- Les inerties/Y :  $I_{yy} = 27375.5 \text{ m}^4$ .

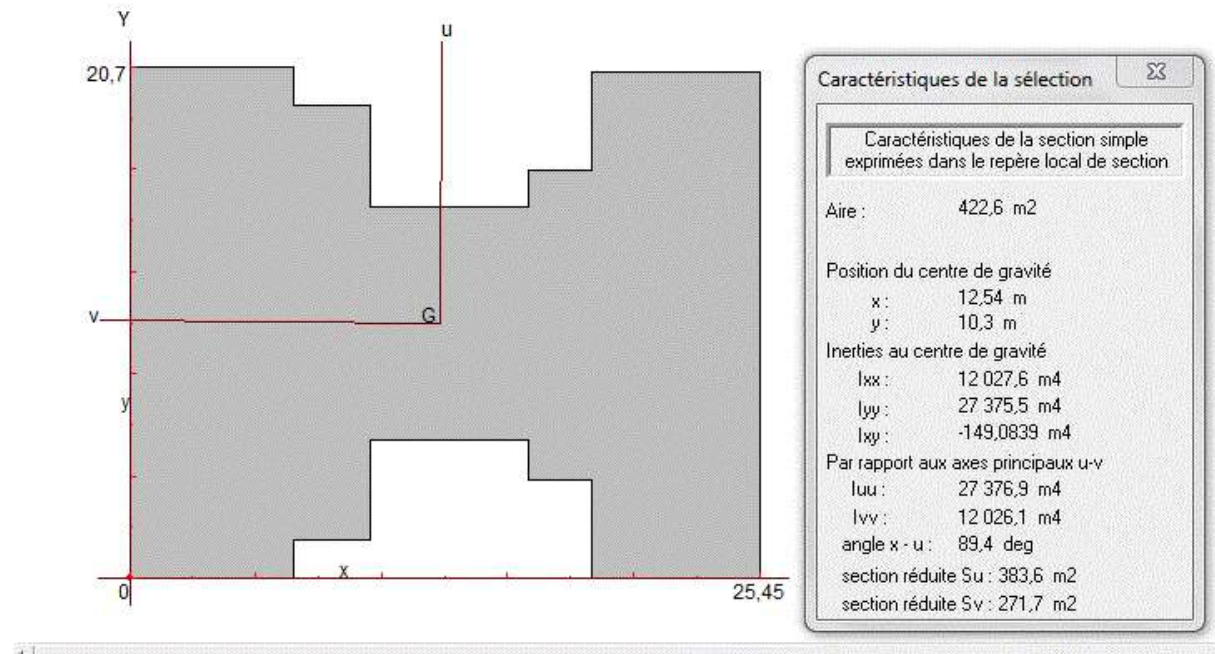


Figure VII.4. Schéma du radier.

#### ➤ Calcul de l'excentricité :

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

$$X_g = 12.54m.$$

$$Y_g = 10.30m.$$

Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après l'ETABS :

$$X_{gm} = 12.602m.$$

$$Y_{gm} = 10.048m.$$

Donc : les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivants :

$$e_x = 0.062m.$$

$$e_y = 0.252m.$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

### VII.4.1 Vérification de la stabilité du radier :

#### VII.4.1.1 Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Donc il faut vérifier :  $\sigma_{adm} \geq \frac{N_t}{S_{rad}}$ .

Avec :

$$N_t = N_{bat} + N_{rad} = G_{bat} + G_{rad}.$$

D'où :  $N_{bat} = 55120.59KN$ .

$$N_{rad} = 459.12 \times 0.8 \times 25 = 9182.4KN.$$

$$N_t = 55120.59 + 9182.4 = 64302.99KN.$$

$$\text{Donc : } \frac{N_t}{S_{rad}} = \frac{64302.99}{459.12} = 140.05 \frac{KN}{m^2} < \sigma_{adm} = 160 \frac{KN}{m^2} \dots \dots \dots CV.$$

#### ➤ Vérification de la stabilité du radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de reversement, sous cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

**0.8 G ± E** : Pour vérifier le non soulèvement des fondations.

**G + Q ± E** : Pour les contraintes maximales de compression.

#### VII.4.1.2 Vérification de la stabilité au soulèvement :

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$ .

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison **0.8G ± E** :

**Tableau.VII.3.**Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0.8G± E.

combinaison	<i>N</i> (KN)	<i>M</i> (KN.m)	<i>e</i> (m)	<i>L/4</i> (m)	<i>OB</i>
<b>0.8G ± E<sub>x</sub></b>	37995.03	80857.488	2.128	6.23	<b>CV</b>
<b>0.8G ± E<sub>y</sub></b>	37995.03	91316.136	2.400	5.17	<b>CV</b>

Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens et pour les deux variantes.

#### ➤ Diagramme trapézoïdal des contraintes :

La contrainte moyenne est :  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ .

$$\text{Avec : } \sigma_{1.2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{I_x} \times y_G.$$

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{I_y} \times x_G.$$

$$I_{xx} = 12027.6 m^4.$$

$$I_{yy} = 27375.5 m^4$$

Tableau VII.4. Calcul des contraintes.

	Sens-X	Sens-Y
$M (KN.m)$	80857.488	91316.136
$N (KN)$	37995.03	37995.03
$\sigma_1 (KN/m^2)$	151.99	124.58
$\sigma_2 (KN/m^2)$	13.51	40.93
$\sigma_m (KN/m^2)$	48.13	61.84

$\sigma_m < \bar{\sigma} = 160 KN/m^2$  ; Donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

#### VII.4.1.3 Vérification de la compression sous $G + Q \pm E$ :

Les contraintes sous le Radier sont données par :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V \leq 1.5 \times \bar{\sigma}$ .

Tableau.VII.5. Vérification de la compression sous G+Q+E.

	$N (KN)$	$M_x$ ( $KN.m$ )	$M_y$ ( $KN.m$ )	$\sigma_1 (Kpa)$	$\sigma_2 (Kpa)$	$\sigma_m (Kpa)$	$\sigma_{adm}$	$OB$
$G + Q \pm E_x$	15253.6	86014.924	/	106.88	40.44	57.05	240	CV
$G + Q \pm E_y$	55120.59	/	93114.637	162.71	77.40	98.73	240	CV

Donc, la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

#### VII.5 Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher **renversé** appuyé sur les poteaux et les voiles.

On a utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement

##### B.A.E.L.91.

La fissuration est considérée très préjudiciable, les panneaux sont calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargés par la contrainte du sol.

#### VII.5.1 Dalle de radier :

##### ➤ Les combinaisons de charges

- A L'ELU :

$$q_u = 1.35 \left( \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol} \right) = 1.35 \left( \frac{9182.4}{459.12} - 160 \right) = -189 KN/m^2$$

- A L'ELS:

$$q_{ser} = \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_s = -140 KN/m^2$$

➤ **Ferraillage de panneau le plus sollicité :**

On a pour le panneau le plus sollicité :  $L_x = 3.5m$ ,  $L_y = 5m$ ,  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ .  $\alpha = 0.70 > 0.4 \rightarrow$

(La dalle porte dans les deux sens).

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \quad \text{Bonde // a } l_x.$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x \quad \text{Bonde // a } l_y.$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 \times (1 + 2.4 \times \alpha^3)}$$

$$\mu_y = \alpha^3 \times (1.9 - 0.9 \times \alpha).$$

• **A l'ELU :**

**Tableau.VII.6.**Les sollicitations à l'ELU.

Panneau	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\alpha$	$q_u(KN)$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x} (KN.m)$	$M_{0y} (KN.m)$
3.5×5	3.5	5	0.7	189	0.068	0.435	157.437	68.485

• **A l'ELS :**

**Tableau.VII.7.**Les sollicitations à l'ELS.

Panneau	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\alpha$	$q_s(KN)$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x} (KN.m)$	$M_{0y} (KN.m)$
3.5 × 5	3.5	5	0.7	140	0.068	0.435	116.62	50.729

➤ **Calcul des sections d'armatures :**

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (**panneau intermédiaire**).

- **Moment en travée :** ( $M_{tx}=0,75.M_x$  ;  $M_{ty}=0,75.M_y$ )
- **Moment sur appuis :** ( $M_{ax}=0,5.M_x$  ;  $M_{ay}=0,5.M_y$ )

- Si le panneau considéré est un **panneau de rive**

- **Moment en travée :** ( $M_{tx}=0,85.M_x$  ;  $M_{ty}=0,85.M_y$ )
- **Moment sur appuis :** ( $M_{ax}=0,3.M_x$  ;  $M_{ay}=0,3.M_y$ )

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans le schéma ci-joint, où  $L_x$  est la plus petite dimension.

➤ **Calcul de ferrailage :**

Pour les calculs on utilise les formules suivant :

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}).$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha).$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

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

Les résultats sont dans le tableau suivant :

**Tableau.VII.8.**Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU.

ELU	sens (x-x)		sens (y-y)	
	Appuis	travée	Appuis	Travée
$M_U$ (KN, m)	78.718	133.82	34.243	58.212
$b$ (m)	1	1	1	1
$h$ (m)	0.80	0.80	0.80	0.80
$d$ (m)	0.775	0.775	0.775	0.775
$F_{su}$ (Mpa)	348	348	348	348
$F_{bu}$ (Mpa)	14.2	14.2	14.2	14.2
$Z$ (m)	0.56	0.56	0.56	0.56
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	4.04	6.86	1.76	2.98
$A_{s \min}$ (cm <sup>2</sup> )	9.35	9.35	9.35	9.35
Chois des barres	<b>7HA14</b>	<b>7HA14</b>	<b>7HA14</b>	<b>7HA14</b>
$A_{s \text{ adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	10.78	10.78	10.78	10.78

➤ **Espacement maximal :**

• **Entravée :**

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

$$S_t(y) \leq \min(4 \times h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

On opte un espacement de :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

• **Sur appui :**

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

On opte un espacement de :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification à l'ELS :**

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

On a:  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$ .

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left\{ \frac{f_e}{2}, 90\sqrt{n}f_{tj} \right\} = 165MPa \dots \dots \dots \text{Fissuration très préjudiciable.}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$$

• **Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I) :**

$$A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2. \dots \dots \dots \text{BAEL91.}$$

**Tableau.VII.9.**Vérification des contraintes.

ELS	sens (x-x)		sens (y-y)	
	Appuis	travée	appuis	Travée
$M_{ser} (KN, m)$	58.31	99.127	25.364	43.12
$b (m)$	1	1	1	1
$h (m)$	0.80	0.80	0.80	0.80
$d (m)$	0.775	0.775	0.775	0.775
$y (cm)$	14.29	14.29	14.29	14.29
$I (cm^4)$	743342.159	743342.159	743342.159	743342.159
$K (N/mm^3)$	0.0078	0.0133	0.0034	0.0057
$\sigma_{st adm} (MPa)$	165	165	165	165
$\sigma_{bc adm} (MPa)$	15	15	15	15
$\sigma_{bc} (MPa)$	1.114	1.900	0.485	0.814
$\sigma_{st} (MPa)$	73.955	126.104	32.257	54.044
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>

Les contraintes dans l'acier sont vérifiées.

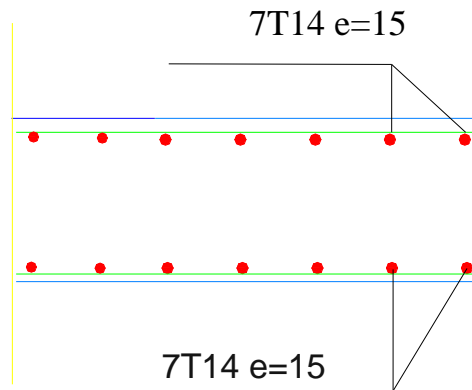


Fig. VII. 5. Schéma général de ferrailage du radier

### VII.5.2 Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L = 40 \text{ cm}$ , le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec :  $h = 0.80 \text{ m}$ ,  $d = 77.5 \text{ cm}$ .

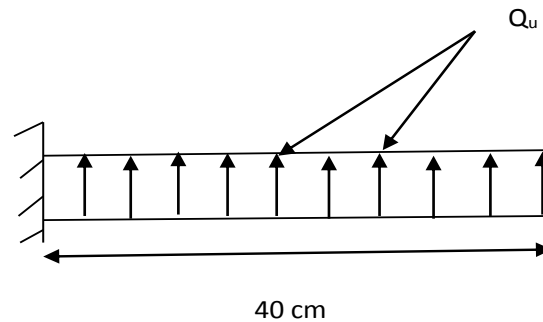


Figure.III.6. Schéma du débordement.

#### ➤ Calcul de Section en Flexion Simple :

On utilise les formules suivantes pour déterminer le ferrailage :

La fissuration est très préjudiciable :  $M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{2}$ , Donc on ferraille à l'ELS :

ELS:

- $Q_{\text{ser}} = 189 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow M_{\max} = \frac{Q_{\text{ser}} \cdot l^2}{2} = 15.12 \text{ KN.m.}$

$$\sigma_{\text{st adm}} = 165 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_{\text{bc adm}} = 15 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} .$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} .$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \quad Z = d(1 - 0.4 \alpha) .$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; \quad A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.VII.10.** Ferrailage de débord de radier à l'ELU.

<b>ELU</b>	
<b><math>q_u</math> (KN/m)</b>	189
<b><math>L</math> (m)</b>	0.40
<b><math>M_u</math> (KN. m)</b>	15.12
<b><math>b</math> (m)</b>	1.00
<b><math>d</math> (m)</b>	0.775
$\mu_{bu}$	0.0017
$\alpha$	0.0022
<b><math>Z</math> (cm)</b>	77.43
<b><math>A_s</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0.5611
<b><math>A_{s_{min}}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	9.35
<b>Choix des barres</b>	<b>7HA14</b>
<b><math>A_{s_{adop}}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	10.78

➤ **Condition de non fragilité:**

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

$$A_{s_{adop}} > A_{s_{min}} = 9.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV.$$

➤ **Verification à l'ELS :**

Les résultants de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau.VII.11.** Vérification de débord de radier à l'ELS.

<b>ELS</b>	
<b><math>q_{ser}</math> (KN/m)</b>	140
<b><math>L</math> (m)</b>	0.40
<b><math>M_{ser}</math> (KN. m)</b>	11.20
<b><math>A_{st}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	10.05
<b><math>y</math> (cm)</b>	14.29
<b><math>I</math> (cm<sup>4</sup>)</b>	743342.159
<b><math>K</math> (N/mm<sup>3</sup>)</b>	0.0018
<b><math>\sigma_{bc}</math> (MPa)</b>	0.257
<b><math>\bar{\sigma}_{bc}</math> (MPa)</b>	15
<b><math>\sigma_{st}</math> (MPa)</b>	17.066
<b><math>\bar{\sigma}_{st}</math> (MPa)</b>	165



$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifier
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	Vérifier

Les résultats sont vérifiés donc on adopte le ferrailage de l'ELU.

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_{rép} = \frac{A_s}{4} A_r = \frac{10.78}{4} = 2.69 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ on adopte : } 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de **25 cm**.

➤ **Remarque :**

Pour l'exécution de ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive.

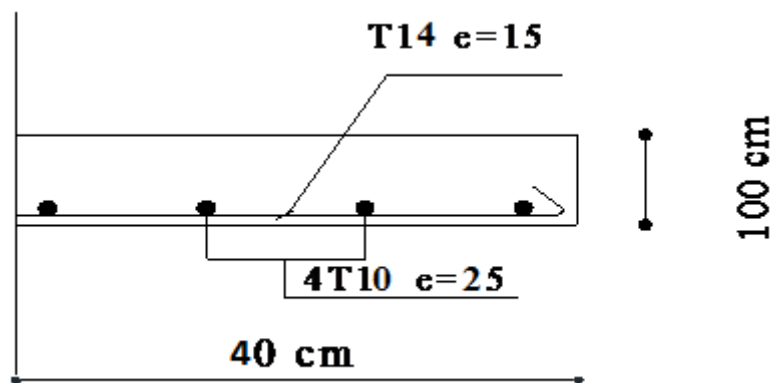


Figure.VII.7.Ferrailage de débord du radier.

### VII.6 Calcul des nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres disposées sur les dalles. La largeur et la hauteur de la nervure sont 65 cm et 120 cm respectivement. Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées.

L'analyse se fera par un logiciel de calcul « SAFE 16.0.1 » pour la détermination des moments en travée et sur appui des nervures

.

#### VII.6.1.Présentation du logiciel SAFE 16.0.1 :

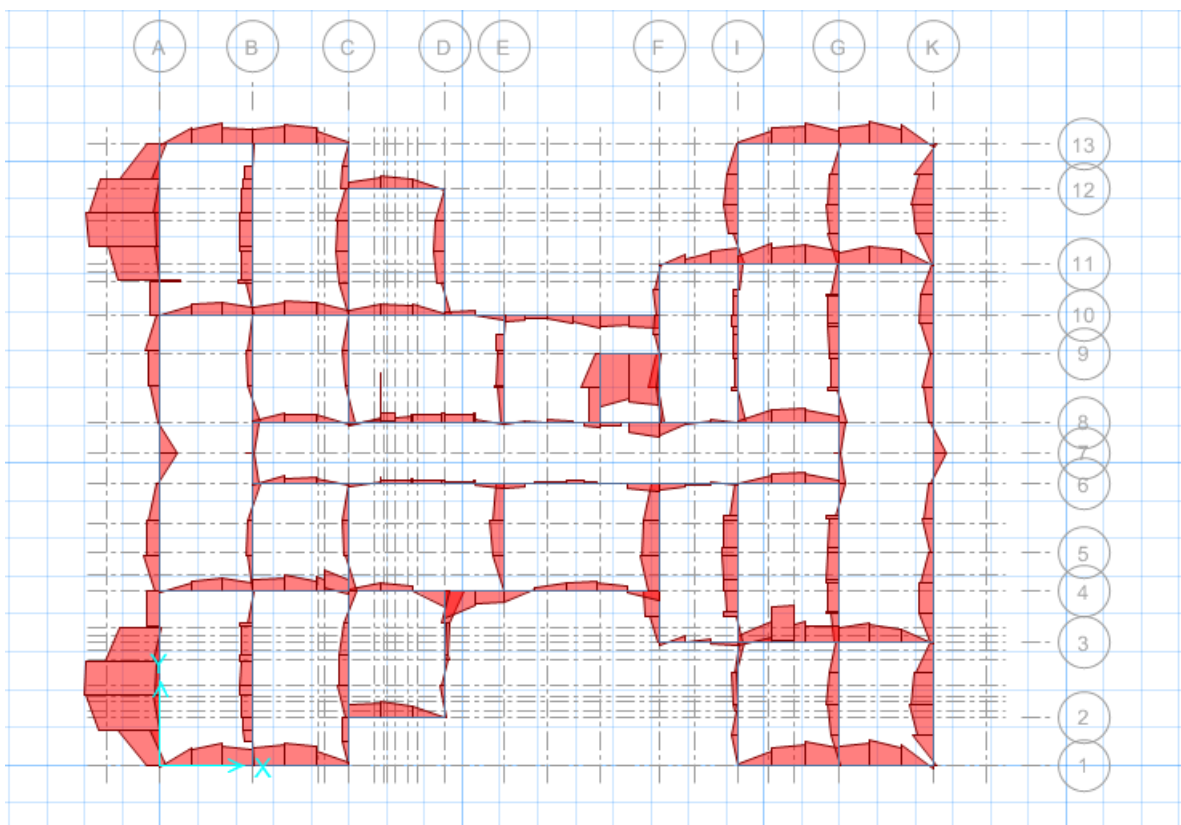
**SAFE** est un logiciel adapté pour l'ingénierie des planchers et des systèmes de dalles de Fondation en béton. Les procédures de modélisation, d'analyse et de conception des dalles comportent une suite d'outils et d'applications sophistiqués, en couple avec la post-tension,

l'effort tranchant et le découpage des poutres, et **intègrent l'influence des sols**, murs (rectilignes ou curviligne), et d'autres éléments interraciaux. L'interopérabilité avec **SAP2000** et **ETABS** permet aux utilisateurs d'importer des modèles, le chargement et les champs de déplacement dans **SAFE** pour une évaluation locale plus avancée des systèmes de dalle dans de plus grandes structures. **SAFE** fournit des avantages inégalés à l'ingénieur avec sa combinaison vraiment unique de puissance, des capacités complètes, et la facilité d'utilisation.

➤ **Démarches de modélisation de notre radier :**

Lors de modélisation de notre structure dans **SAFE**, on a suivi les étapes suivantes :

- Depuis **ETABS** exporter la base de la structure avec le chargement ;
- Importer la base sur **SAFE** ;
- Définition du matériau ;
- Définition du radier et des nervures dans **SAFE** ;
- Modélisation du radier et des nervures ;
- Définition de la raideur moyenne du sol ;
- Analyse et exploitation des résultats.



**Figure.VII.8.** Modélisation du radier par logiciel Safe.

Diagramme des Moments :

- Sens X-X et sens Y-Y :

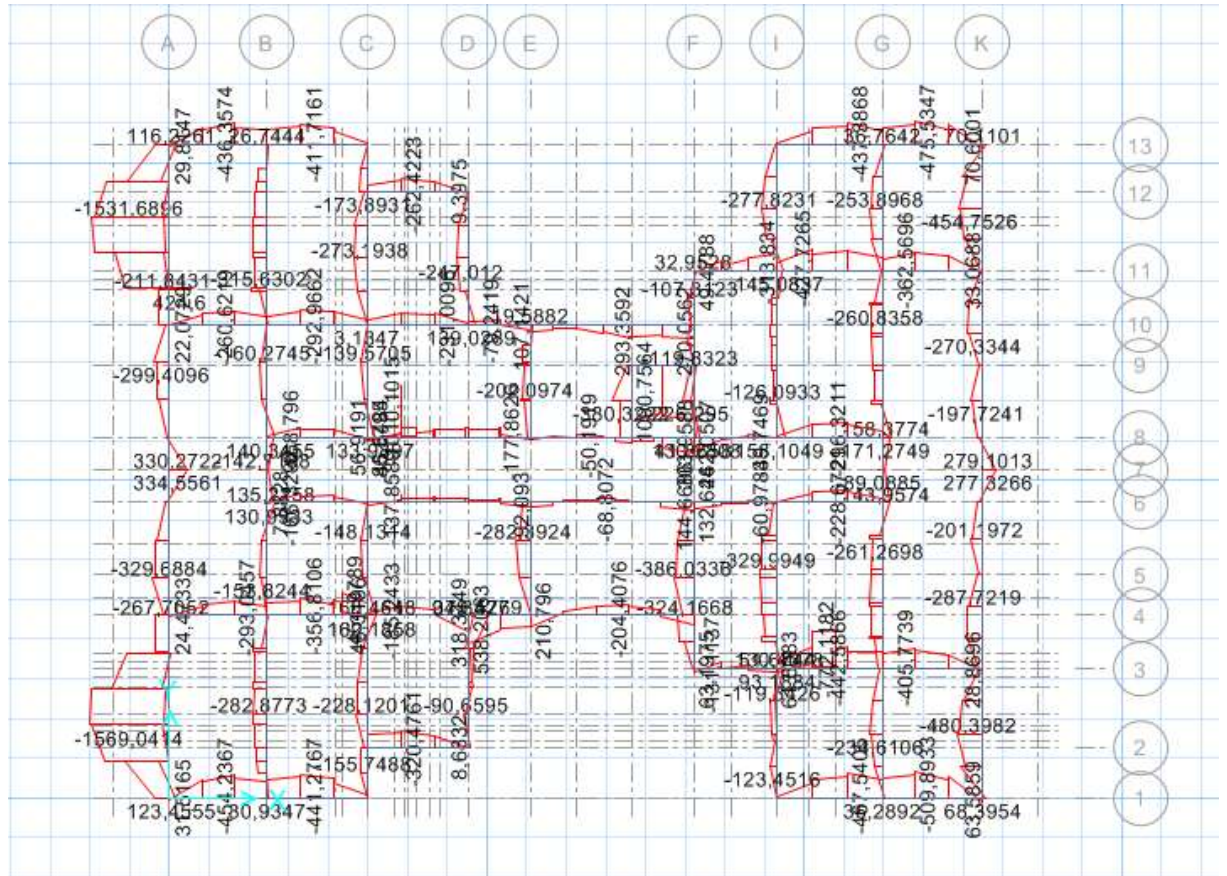


Figure.VII.9. : Diagramme des moments fléchissant

VII.6.2. Ferrailage longitudinal :

Pour le calcul on prend la nervure la plus sollicité :  $L_x = 3.5 m, L_y = 5 m$   
 $(b \times h) = (50 \times 100)cm^2$ .

## VII.6.2.1 Ferrailage à l'ELU :

Tableau.VII.12.Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU.

ELU	sens (x-x)		sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_U$ (KN, m)	324.166	386.0336	313.834	509.8933
$b$ (m)	0.50	0.50	0.50	0.50
$h$ (m)	1.00	1.00	1.00	1.00
$d$ (m)	0.975	0.975	0.975	0.975
$F_{su}$ (Mpa)	348	348	348	348
$F_{bu}$ (Mpa)	14.2	14.2	14.2	14.2
$Z$ (m)	0.95	0.94	0.95	0.94
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	9.79	11.72	9.47	15.64
$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	5.88	5.88	5.88	5.88
Chois des barres	<b>4HA14 + 2HA16</b>	<b>4HA20</b>	<b>4HA14 + 2HA16</b>	<b>4HA25</b>
$A_{sadop}$ (cm <sup>2</sup> )	10.18	12.57	10.18	19.64

## ➤ Vérification à l'ELS :

Tableau.VII.13.Vérification à l'ELS.

ELS	sens (x-x)		sens (y-y)	
	Appuis	Travée	appuis	Travée
$M_{ser}$ (KN, m)	237.348	282.506	228.946	372.456
$h$ (m)	1.00	1.00	1.00	1.00
$d$ (m)	0.975	0.975	0.975	0.975
$y$ (cm)	21.53	23.61	21.53	28.51
$I$ (cm <sup>4</sup> )	1047632.95	2152913.65	1047632.95	1788409.09
$K$ (N/mm <sup>3</sup> )	0.022	0.013	0.021	0.020
$\sigma_{stadm}$ (MPa)	165	165	165	165
$\sigma_{bcadm}$ (MPa)	15	15	15	15
$\sigma_{bc}$ (MPa)	4.73	3.06	4.52	5.70
$\sigma_{st}$ (MPa)	250.7	144.08	239.30	206.97
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bcadm}$	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
$\sigma_{st} \leq \sigma_{stadm}$	<b>CNV</b>	<b>CV</b>	<b>CNV</b>	<b>CNV</b>

### VII.6.2.2. Calcul des armatures à l'ELS :

Le calcul à l'ETS sera comme suite :

$$A_s = \frac{M_s}{Z_b \times \sigma_{stadm}}$$

$$Z_b = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$$

**Tableau.VII.14.**Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS.

ELS	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_{ser} (K., m)$	237.348	282.506	228.946	372.456
$b (m)$	0.50	0.50	0.50	0.50
$h (m)$	1.00	1.00	1.00	1.00
$d (m)$	0.975	0.975	0.975	0.975
$\sigma_{stadm} (Mpa)$	165	165	165	165
$\mu_s$	0.0030	0.0036	0.0029	0.0047
$K$	40.79	36.51	41.66	30.95
$\alpha$	0.269	0.291	0.265	0.326
$\beta$	0.9104	0.9029	0.9117	0.8912
$A_s (cm^2)$	16.20	19.44	15.61	25.97
$A_{smin} (cm^2)$	5.88	5.88	5.88	5.88
Choix des barres	<b>6HA20</b>	<b>4HA25</b>	<b>6HA20</b>	<b>6HA25</b>
$A_{sadop} (cm^2)$	18.85	19.64	18.85	29.45
$\sigma_{bc} (Mpa)$	4.05	4.52	3.96	5.33
$\sigma_{bc} < 15Mpa$	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>

#### ➤ Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 Mpa \right]. \quad \text{Fissuration très préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{538.498 \times 10^3}{500 \times 975} = 1.10 Mpa \leq 2.5 Mpa \dots \dots \dots CV.$$

#### ➤ Les armatures de peau :

Les armatures de peau calculer par :

$$A_p = 0.1\% b \times h.$$

$$A_p = \frac{0.1 \times 50 \times 100}{100} = 5 \text{ cm}^2.$$

On adopte au milieu de la section de nervure : **4HA14 = 6.16cm<sup>2</sup>**.

### VII.6.3. Les armatures transversales :

#### ➤ Espacement :

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t [ \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right).$$

#### ➤ Diamètre des armatures transversal :

##### a) C.B.A :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \quad ; \quad A_t = \frac{0.4 \times 50 \times 10}{400} = 0.50 \text{ cm}^2.$$

##### b) RPA :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

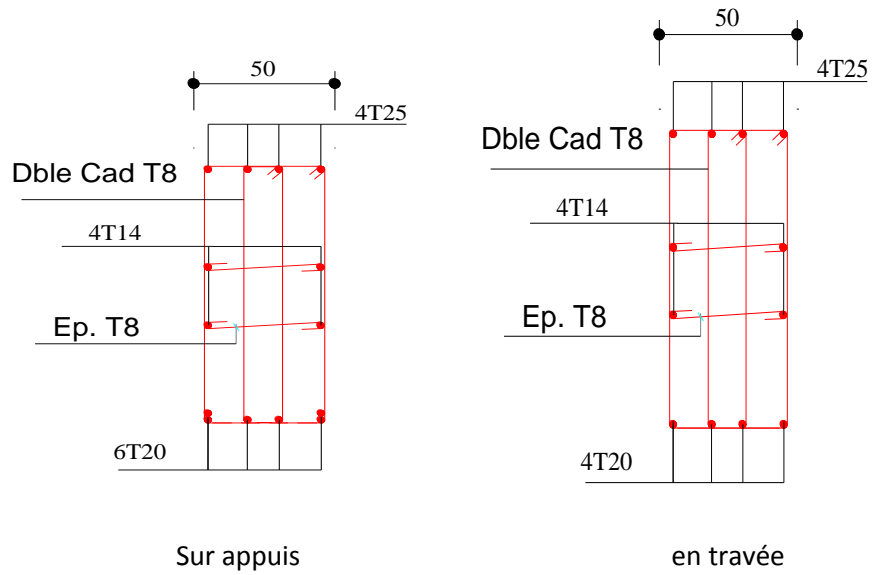
Donc on adopte 4 cadres de Ø8.

Donc on choisit :

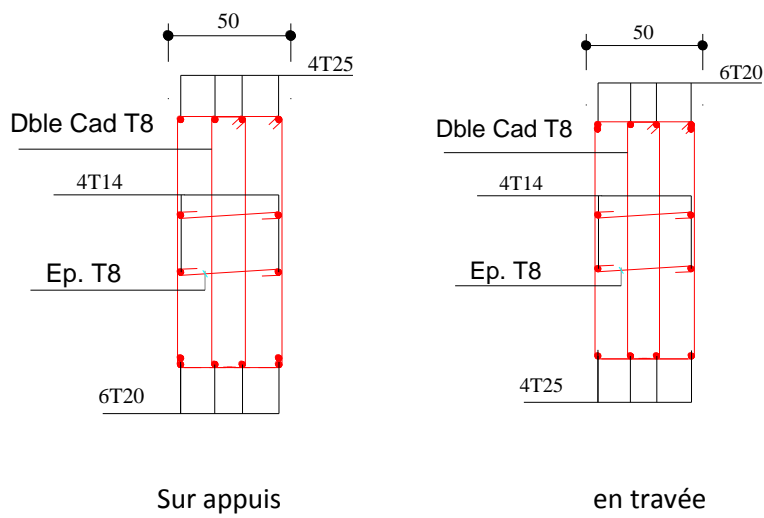
- Dans les zones courantes :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .
- Dans les zones nodales :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

**Schéma de ferrailage des nervures :**

- Sens (X-X) :



- Sens (Y-Y) :



Sens (X-X) :

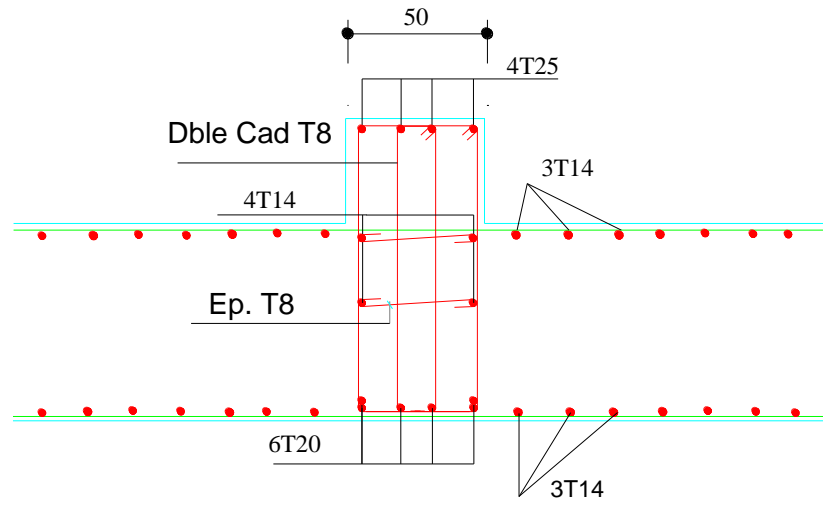


Figure VII.10 Ferrailage des nervures : sur appuis

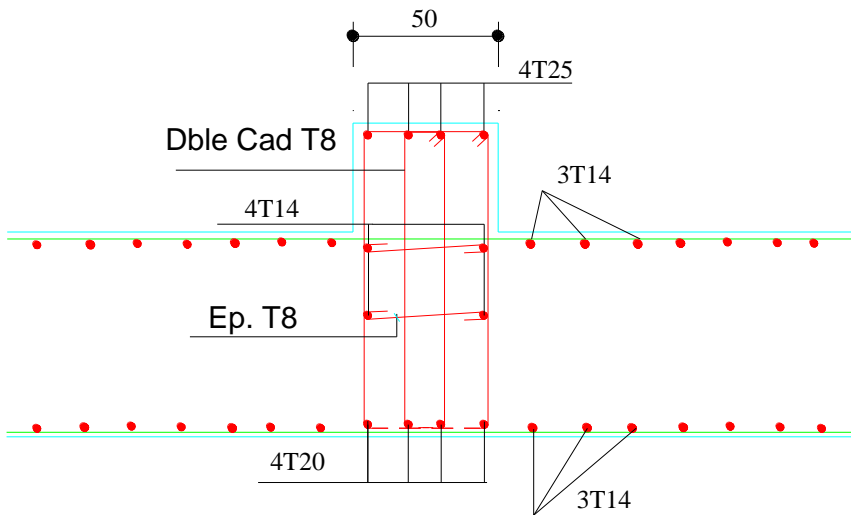


Figure VII.11 Ferrailage des nervures : en travée



- Sens (Y-Y) :

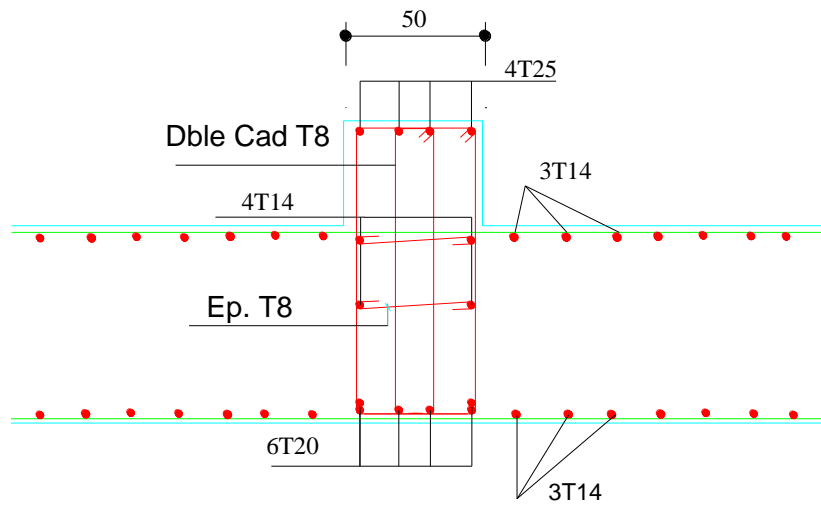


Figure VII.12 Ferrailage des nervures : sur appuis

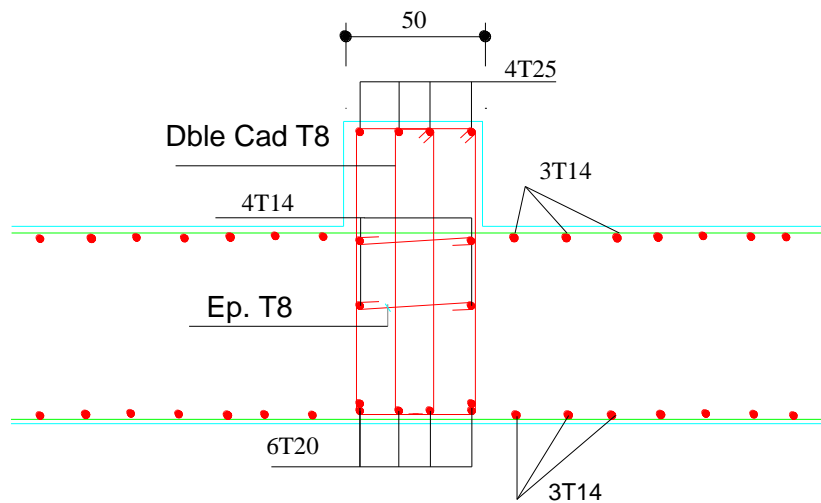


Figure VII.13 Ferrailage des nervures : en travée

**VII.7 Les longrines :****VII.7.1 Définition :**

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les avant poteaux.

**VII.7.2 Rôle des longrines :**

Elles ont pour rôle de :

- Porter les murs de façades ;
- Limiter les dallages ;
- Solidariser les points d'appui des poteaux s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

**VII.7.3 Dimensions minimales de la section transversale des longrines :**

$$(b \times h) = \begin{cases} 25 \times 30: \text{Site de catégorie } S_2 \text{ et } S_3. \\ 30 \times 30: \text{Site de catégorie } S_4. \end{cases} \quad \text{RPA (Art 10.1.1.b)}$$

La hauteur  $h$  des longrines est définie par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$L_{max}$ : Longueur maximale entre axes des longrines ;  $L_{(x)max} = 5.00m$ .

$$L_{(y)max} = 5.00m.$$

Soit  $h = 35cm$  ;  $b = 30cm$ .

Les dimensions adoptées pour les longrines dans les deux sens (X, Y) sont :

$$(b \times h) = (30 \times 35)cm^2.$$

**VII.7.4 Calcul des longrines : RPA (Art 10.1.1.b)**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale

$$\text{à } F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN.$$

$N$  : La valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés (sous 1.35G+1.5Q).

$$N = 1765.36KN.$$

$\alpha$ : Coefficient en fonction de la zone sismique. (Zone II ; site meuble ;  $\alpha = 12$ .)

$$\text{Donc. } F = \frac{1765.36}{12} = 147.11 \geq 20KN$$

$$F = 147.11 > 20KN \dots\dots\dots CV.$$

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**

$$A_{s\text{ cal}} = \frac{F}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{147.11 \times 10^3}{348} = 4.22\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{ cal}} = 4.22\text{cm}^2.$$

$$A_{s\text{ min}} = 0.60 \times b \times h = 0.60 \times 30 \times \frac{35}{100} = 6.30\text{cm}^2.$$

On adopte: **6HA12 = 6.79cm<sup>2</sup>**

$$A_{s\text{ adop}} > A_{s\text{ min}} \dots\dots\dots CV.$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

• **Espacement minimal :**

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\phi_1) \dots\dots\dots S_t = 15\text{cm}.$$

• **La section d'armatures :**

$$A_t \times f_e / (b \times S_t) \geq 0.40.$$

$$A_t = \frac{0.4 \times 300 \times 150}{400} = 0.45\text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.45\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{on adopte } \mathbf{2HA8} = 1.01\text{cm}^2.$$

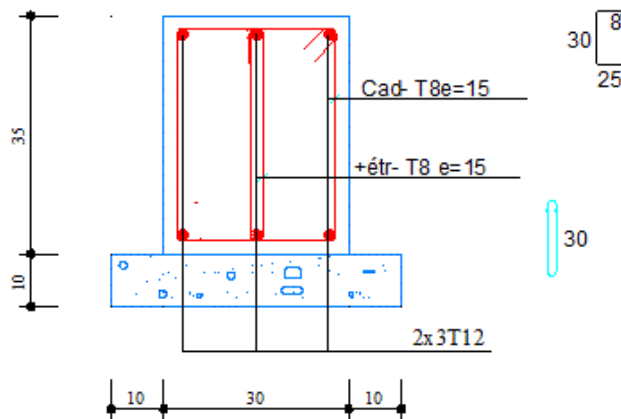


Figure.VI.14 Schéma de Ferrailage des longrines.

## VII.8. Etude du voile périphérique:

### VII.8.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

### VII.8.2 Pré dimensionnement:

D'après l'article 10.1.2 de RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- ✓ Une épaisseur minimale égale à 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Un pourcentage minimal des armatures de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Un recouvrement de  $40 \varphi$  pour les renforcements des angles.

On préconise :

Epaisseur :  $e = 20 \text{ cm}$

Hauteur  $h = 3.40 \text{ m}$

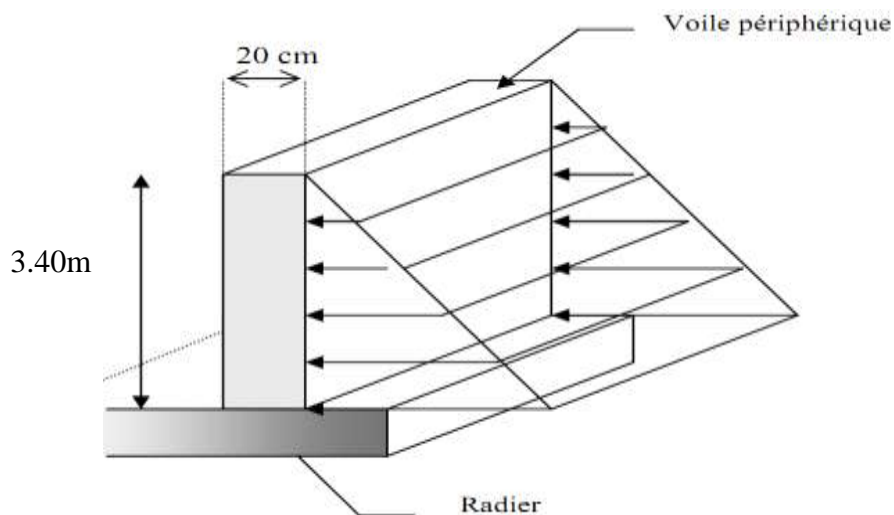


Fig.VII.15 : Poussée de terre sur voile périphérique.

### VII.8.3 Détermination des sollicitations:

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{2 \times P \times h}{9\sqrt{3}} ; P = \frac{P_i \times h}{2}$$

$$P_i = \gamma_d \times h \times k_0$$

$$k_0 = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec  $K_0$ , coefficient de poussée

$\gamma_d$  : poids spécifique du remblai = 18 KN/m<sup>2</sup>

$\varphi$  : angle de frottement interne du remblai = 30°

$$K_0 = 0,33$$

$$P_i = 18 \times 3,40 \times 0,33 = 20,19 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc } P = 34,33 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = \frac{2 \times 34,33 \times 3,4}{9\sqrt{3}} = 14,97 \text{ KN.m}$$

#### VII.8.4 Calcul de ferrailage vertical :

Le ferrailage se fera en flexion composée avec fissuration très préjudiciable.

$$M_u = 1,35 \times 14,97 = 20,21 \text{ KN.m} ; M_{\text{ser}} = 14,97 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1,35 \times (25 \times 0,2 \times 3,4 \times 1) = 22,95 \text{ KN} ; N_{\text{sre}} = 17 \text{ KN}$$

Le ferrailage sera fait pour une bande de section (100 x 20) cm<sup>2</sup>

$$\bar{\sigma}_{\text{st}} = \min\left(\frac{1}{2} f_c, 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 164,94 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On utilise le logiciel SOCOTEC pour calculer le ferrailage et pour la vérification des Contraintes

- **Condition exigée par le RPA99/version 2003.**

Le RPA99/version2003 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposée en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \quad (\text{sens longitudinal})$$

$$A_t = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \quad (\text{sens transversal})$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,9 \times 0,2 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

les résultats représentés dans le tableau suivant :

**Tab VII.15** les sections des armatures verticales à l'ELU

Mu(KN.m)	N <sub>U</sub> (KN)	b(m)	h(m)	d(m)	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sc</sub> (cm)	A <sub>s/min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s/ml/face</sub> (cm <sup>2</sup> )
20.21	22.95	1,00	0,2	0,18	0.44	0,00	3.30	5HA12 = 5.65

**Vérification des contraintes à l'ELS.**

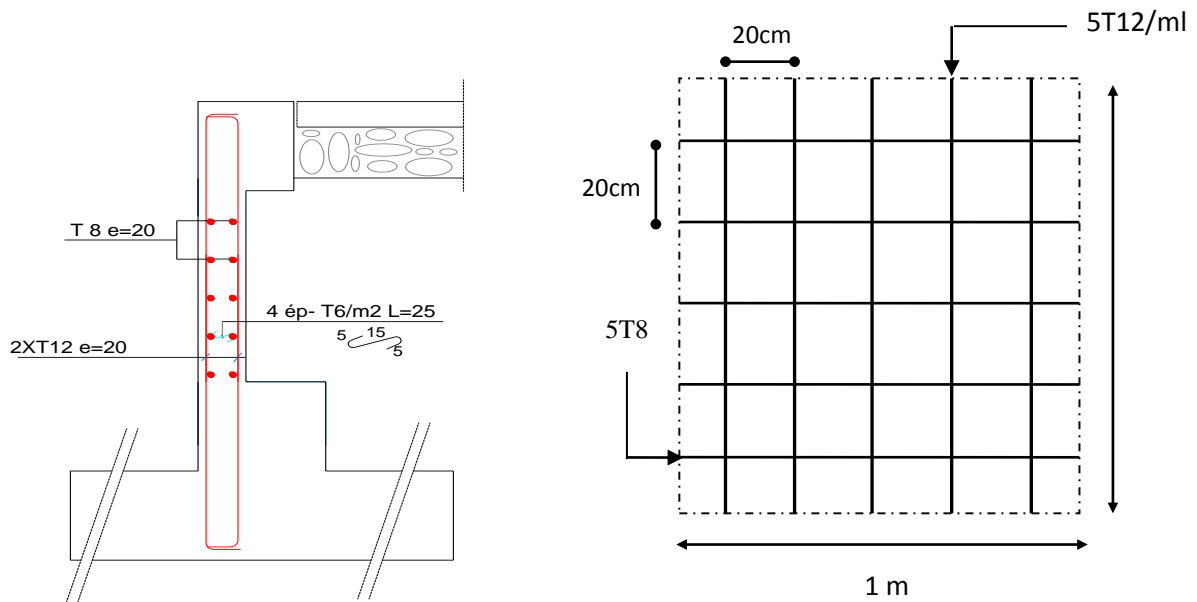
**Tab.VII.16** Vérification des contraintes à l'ELS

M <sub>ser</sub> (KN.m)	N <sub>ser</sub> (KN)	b(m)	h(m)	d(m)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> <15 MPa	σ <sub>st</sub> <165 MP
14.97	17	1,00	0,2	0,18	4.05	147.3	C.V	C.V

**VII.8.5 Armature de répartition :**

$A_r = 5.65 / 4 = 1.41\text{cm}^2$

$A_r \text{ adp} = 5\text{HA}8 = 2,51\text{cm}^2$



**Fig.VII.16** Schéma de ferrailage du voile périphérique.

## CONCLUSION

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, Cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; l'application des règlements tels que :

RPA (99/version 2003) ; BAEL 91 ; CBA93, la pratique des logiciels Comme : ETABS version 9. ; SOCOTEC, AUTOCAD ...etc.

Pour ce projet, nous avons agis principalement sur le contreventement et la disposition des voiles (**stabilité**) ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures, est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que les logiciels lui mêmes. Donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur.

# BIBLIOGRAPHIE

## Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.
- Réglement Neige et Vent **RNV99**.

## Livre :

- Pratique du **BAEL93**.....**IEAN PERCHAT et JEAN DROUX**.
- CBA.....**Règles de conception et de calcul des structures en béton armé**.

## Cours :

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiments.
- Matériaux de construction.

## Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.
- Mémoires de fin d'études, université de Tlemcen.

## Logiciels :

- SAFE 12.....Analyse et calcul de l'infrastructure.
- ETABS 9.....Analyse des structures.
- AUTOCAD 2010.....Dessin.
- SOCOTEC.....Calcul des sections d'acier.
- WORD 2007.....Traitement de texte.
- EXCEL 2007.....Calcul.



## ANNEXE 1

### SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm

<b><math>\Phi</math></b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
<b>2</b>	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
<b>3</b>	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
<b>4</b>	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
<b>5</b>	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
<b>6</b>	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
<b>7</b>	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
<b>8</b>	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
<b>9</b>	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
<b>10</b>	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
<b>11</b>	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
<b>12</b>	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
<b>13</b>	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
<b>14</b>	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
<b>15</b>	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
<b>16</b>	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
<b>17</b>	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
<b>18</b>	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
<b>19</b>	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
<b>20</b>	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

**ANNEXE 2**

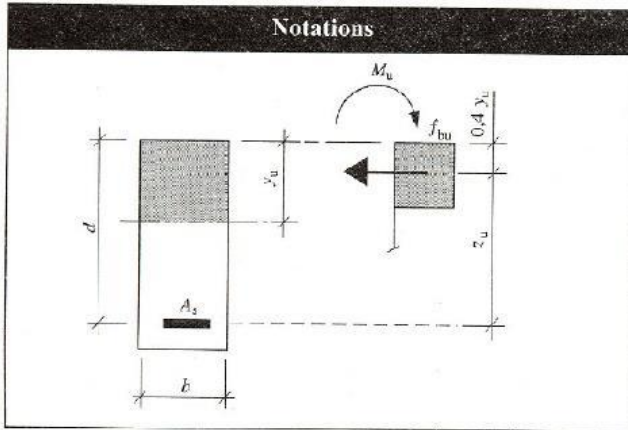
**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0,40</b>	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	<b>0,71</b>	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
<b>0,41</b>	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	<b>0,72</b>	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
<b>0,42</b>	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	<b>0,73</b>	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
<b>0,43</b>	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	<b>0,74</b>	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
<b>0,44</b>	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	<b>0,75</b>	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
<b>0,45</b>	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	<b>0,76</b>	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
<b>0,46</b>	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	<b>0,77</b>	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
<b>0,47</b>	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	<b>0,78</b>	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
<b>0,48</b>	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	<b>0,79</b>	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
<b>0,49</b>	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	<b>0,80</b>	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
<b>0,50</b>	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	<b>0,81</b>	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
<b>0,51</b>	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	<b>0,82</b>	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
<b>0,52</b>	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	<b>0,83</b>	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
<b>0,53</b>	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	<b>0,84</b>	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
<b>0,54</b>	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	<b>0,85</b>	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
<b>0,55</b>	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	<b>0,86</b>	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
<b>0,56</b>	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	<b>0,87</b>	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
<b>0,57</b>	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	<b>0,88</b>	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
<b>0,58</b>	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	<b>0,89</b>	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
<b>0,59</b>	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	<b>0,90</b>	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
<b>0,60</b>	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	<b>0,91</b>	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
<b>0,61</b>	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	<b>0,92</b>	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
<b>0,62</b>	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	<b>0,93</b>	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
<b>0,63</b>	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	<b>0,94</b>	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
<b>0,64</b>	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	<b>0,95</b>	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
<b>0,65</b>	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	<b>0,96</b>	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
<b>0,66</b>	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	<b>0,97</b>	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
<b>0,67</b>	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	<b>0,98</b>	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
<b>0,68</b>	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	<b>0,99</b>	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
<b>0,69</b>	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	<b>1</b>	0,0368	<b>1</b>	0,0441	<b>1</b>
<b>0,70</b>	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe

# 4 Tableaux de calcul à l'E.L.U.R.

- Flexion simple – Section rectangulaire
- Aciers naturels:  $f_e$  E 400 → ①  
 $f_e$  E 500 → ②
- Béton: diagramme rectangulaire simplifié



Contraintes de calcul	Paramètres
Béton	$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$ $\alpha_u = \frac{y_u}{d}$ $\beta_u = \frac{z_u}{d}$ $\varepsilon_{st} : \text{allongement armature } A_u$ $p_u : \text{pourcentage mécanique}$ $p_v = \frac{A_u}{b d} \cdot \frac{f_{su}}{f_{bu}}$
$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cf}}{\gamma_b}$ $\gamma_b = 1,5$	
Acier	
$f_{su} = \frac{f_s}{\gamma_s}$ $\gamma_s = 1,15$	

$\mu_{bu}$	$\alpha_u$	$\beta_u$	$\varepsilon_{st}$	$p_u$	
				①	②
0.000	0.000	1.0000	10.000	0.000	0.000
0.002	0.003	0.9990	10.000	0.002	0.002
0.004	0.005	0.9980	10.000	0.004	0.004
0.006	0.008	0.9970	10.000	0.006	0.006
0.008	0.010	0.9960	10.000	0.008	0.008
0.010	0.013	0.9950	10.000	0.010	0.010
0.012	0.015	0.9940	10.000	0.012	0.012
0.014	0.018	0.9930	10.000	0.014	0.014
0.016	0.020	0.9919	10.000	0.016	0.016
0.018	0.023	0.9909	10.000	0.018	0.018
0.020	0.025	0.9899	10.000	0.020	0.020
0.022	0.028	0.9889	10.000	0.022	0.022
0.024	0.030	0.9879	10.000	0.024	0.024
0.026	0.033	0.9868	10.000	0.026	0.026
0.028	0.036	0.9858	10.000	0.028	0.028
0.030	0.038	0.9848	10.000	0.030	0.030
0.032	0.041	0.9837	10.000	0.032	0.032
0.034	0.043	0.9827	10.000	0.034	0.034
0.036	0.046	0.9817	10.000	0.036	0.036
0.038	0.048	0.9806	10.000	0.038	0.038
0.040	0.051	0.9796	10.000	0.041	0.041
0.042	0.054	0.9785	10.000	0.043	0.043
0.044	0.056	0.9775	10.000	0.045	0.045
0.046	0.059	0.9764	10.000	0.047	0.047
0.048	0.062	0.9754	10.000	0.049	0.049
0.050	0.064	0.9743	10.000	0.051	0.051
0.052	0.067	0.9733	10.000	0.053	0.053
0.054	0.069	0.9722	10.000	0.056	0.056
0.056	0.072	0.9712	10.000	0.058	0.058
0.058	0.075	0.9701	10.000	0.060	0.060
0.060	0.077	0.9690	10.000	0.062	0.062
0.062	0.080	0.9680	10.000	0.064	0.064
0.064	0.083	0.9669	10.000	0.066	0.066
0.066	0.085	0.9658	10.000	0.068	0.068
0.068	0.088	0.9648	10.000	0.070	0.070
0.070	0.091	0.9637	10.000	0.073	0.073
0.072	0.093	0.9626	10.000	0.075	0.075
0.074	0.095	0.9615	10.000	0.077	0.077
0.076	0.099	0.9604	10.000	0.079	0.079
0.078	0.102	0.9593	10.000	0.081	0.081
0.080	0.104	0.9583	10.000	0.083	0.083
0.082	0.107	0.9572	10.000	0.085	0.085
0.084	0.110	0.9561	10.000	0.088	0.088
0.086	0.113	0.9550	10.000	0.090	0.090
0.088	0.115	0.9539	10.000	0.092	0.092
0.090	0.118	0.9528	10.000	0.094	0.094
0.092	0.121	0.9517	10.000	0.097	0.097
0.094	0.124	0.9506	10.000	0.099	0.099
0.096	0.126	0.9494	10.000	0.101	0.101
0.098	0.129	0.9483	10.000	0.103	0.103

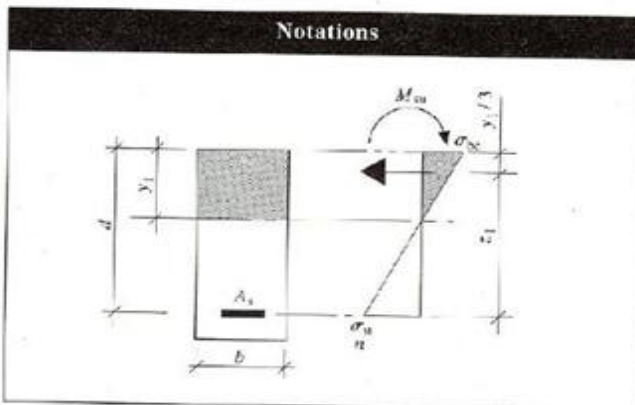


Annexe

5

Tableaux de calcul à l'E.L.S.

- Flexion simple – Section rectangulaire
  - Aciers
  - Béton
- domaine élastique  $n = 15$



Contraintes de calcul	Paramètres
<p>Béton</p> <p><math>\sigma_{bc}</math></p> <p>Limite réglementaire</p> <p><math>\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}</math></p>	$\mu_b = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{st}}$ $K = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$ $\mu_b = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{bc}}$
<p>Acier</p> <p><math>\sigma_{st}</math></p> <p>Limite réglementaire</p> <p><math>\bar{\sigma}_{st}</math> (cf. BAEL)</p>	$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$ $\beta_1 = \frac{z_1}{d}$ $\rho = \frac{A_s}{b d}$

$\mu_s$	K	$\mu_b$	$\alpha_1$	$\beta_1$	100 $\rho$
0.0000	8.66	0.0000	0.000	1.0000	0.000
0.0002	183.63	0.0368	0.075	0.9749	0.021
0.0004	127.22	0.0509	0.105	0.9549	0.041
0.0006	102.14	0.0613	0.128	0.9373	0.063
0.0008	87.23	0.0698	0.147	0.9211	0.084
0.0010	77.04	0.0771	0.163	0.9057	0.105
0.0012	69.57	0.0834	0.177	0.8909	0.127
0.0014	63.72	0.0892	0.191	0.8765	0.150
0.0016	59.02	0.0945	0.203	0.8625	0.172
0.0018	55.16	0.0993	0.214	0.8487	0.194
0.0020	51.89	0.1037	0.224	0.8353	0.216
0.0022	49.07	0.1077	0.234	0.8220	0.239
0.0024	46.61	0.1113	0.243	0.8088	0.261
0.0026	44.45	0.1145	0.252	0.7959	0.284
0.0028	42.53	0.1173	0.261	0.7831	0.307
0.0030	40.79	0.1204	0.269	0.7704	0.330
0.0032	39.23	0.1236	0.277	0.7578	0.353
0.0034	37.82	0.1268	0.284	0.7453	0.375
0.0036	36.51	0.1301	0.291	0.7329	0.399
0.0038	35.32	0.1334	0.298	0.7206	0.422
0.0040	34.22	0.1369	0.305	0.7084	0.445
0.0042	33.21	0.1394	0.311	0.6963	0.469
0.0044	32.25	0.1419	0.317	0.6842	0.492
0.0046	31.37	0.1443	0.323	0.6722	0.516
0.0048	30.54	0.1466	0.329	0.6602	0.539
0.0050	29.77	0.1488	0.335	0.6483	0.563
0.0052	29.04	0.1510	0.341	0.6365	0.587
0.0054	28.34	0.1531	0.346	0.6248	0.610
0.0056	27.70	0.1551	0.351	0.6132	0.634
0.0058	27.08	0.1571	0.356	0.6017	0.658
0.0060	26.47	0.1590	0.362	0.5903	0.682
0.0062	25.94	0.1608	0.366	0.5790	0.706
0.0064	25.41	0.1626	0.371	0.5678	0.730
0.0066	24.91	0.1644	0.376	0.5567	0.754
0.0068	24.43	0.1661	0.380	0.5457	0.777
0.0070	23.97	0.1678	0.385	0.5347	0.800
0.0072	23.53	0.1694	0.389	0.5238	0.823
0.0074	23.11	0.1710	0.394	0.5130	0.846
0.0076	22.70	0.1725	0.398	0.5023	0.869
0.0078	22.32	0.1741	0.402	0.4917	0.891
0.0080	21.94	0.1755	0.406	0.4812	0.914
0.0082	21.58	0.1770	0.410	0.4708	0.937
0.0084	21.24	0.1784	0.414	0.4605	0.960
0.0086	20.91	0.1798	0.418	0.4503	0.983
0.0088	20.59	0.1811	0.422	0.4402	1.006
0.0090	20.27	0.1825	0.425	0.4302	1.029
0.0092	19.96	0.1838	0.429	0.4203	1.052
0.0094	19.67	0.1851	0.432	0.4105	1.075
0.0096	19.41	0.1863	0.436	0.4007	1.098
0.0098	19.14	0.1875	0.439	0.3910	1.121