



**FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES**  
**DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL**

**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master**

Spécialité : Génie Civil

Option : Génie de la construction

Présenté par :

OUAHEB KHEIRA

MEDDAH SOUMIA

*Sujet du mémoire*

***ETUDE D'UN BATIMENT D'HABITATION (R+07)***  
***A CHLEF***

*Soutenu publiquement le 20 juin 2017 devant le jury composé de :*

Mr, M. AIT AMAR MEZIANE

Président

Mme, S. AIT YAHIA

Rapporteur

Mr, B. BOUDERBA

Examineur

Mr, M. KHILOUN

Examineur

Mme, L. KHAROUBI

Examineur

PROMOTION : 2016/2017

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# *REMERCIEMENTS*

---

Nous remercions en premier, le bon Dieu « **Allah** », le tout puissant de nous avoir donné la force et la volonté d'atteindre notre but et d'accomplir avec succès ce travail.

Et après,

Nous remercions tous les enseignants de notre département de génie civil de l'université Ibn Khaldoun de Tiaret et particulièrement Madame S. Ait Yahia pour avoir accepté de nous encadrer et de nous suivre tout au long de la réalisation de mémoire.

Enfin merci à toute la promotion 2<sup>ème</sup> année Master « Génie Construction » pour tous les bons moments passés et l'ambiance agréable qui y règne.

# *DEDICACES*

---

Je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers :

Mes très chers parents **Bachir** et **Fanta** qui ont toujours été là pour moi.

Mes sœurs : **Amel et Amel.**

Mes frères : **Taher et Mohammed.**

Ma famille: **Mokhtar, Khaled, Ahmed, Nasser, Kadi, Mohamed.**

Ma petite fleur: **Yasmine.**

Mes plus chères cousines : **Samira, Djamila, Nessrine, Khadidja, Rachida.**

Mes plus chère amies : **Hadjer, Rafika, Imane, Somia, Minocha.**

Toute personne qui porte le nom **OUAHEB.**

Et à tous mes collègues et à toute la promotion 2016-2017

***KHEIRA***

# *DEDICACES*

---

**Ce travail est dédié à :** Mes parents.

**Mes frères :** Mohammed et Ala Edinne et yahia.

**Mes sœurs :** Khaoula et Fatima.

Et toute personne qui porte le nom Meddah.

toute personne qui m'a aidé ou de loin dans la réalisation de ce travail.

Tous mes enseignants depuis mes premières années d'étude.

**SOUMIA**

## SOMMAIRE

Liste des figures .....	I
Liste des tableaux .....	II
Liste des notations .....	III
Résume .....	IV
Abstract .....	V
المخلص .....	VI

### Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I-1-Introduction générale.....	2
I-2-Présentation de l'ouvrage .....	2
I-3-Description des différentes éléments de la structure .....	3
I-4- Caractéristique des matériaux . .....	4

### Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

II-1- Evaluation des charges et surcharges.....	10
II-2- Charge permanente.....	10
II-3- Surcharge d'exploitation.....	12
II-4-Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation.....	12

### Chapitre III : Prédimensionnements des éléments structuraux

III-1- Pré dimensionnement du plancher.....	15
III-2- Pré dimensionnement des poutres.....	15
III -3- Pré dimensionnement des poteaux.....	16
III -4- Pré dimensionnement des voiles.....	19

## **Chapitre IV : Calcul des éléments non-structuraux**

IV-1- L'acrotère.....	21
IV-2- Les escaliers.....	24
IV-3-Etude du plancher.....	39
IV-4-Les balcons.....	59

## **Chapitre V: Etude sismique**

V-1- Introduction .....	66
V-2- Méthode de calcul.....	66
V-3- Les conditions à vérifier.....	66
V-4- Méthode d'analyse spectrale modale.....	67
V-5-présentation du logiciel (SAP 2000 V 14).....	67
V-6- Evaluation des efforts sismiques.....	67
V-7- Calcul des masses de la structure .....	69
V-8- Détermination des poids (Wt) de la structure.....	69
V8-Définition des masses.....	73
V-10- Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent.....	74

## **Chapitre VI : Ferrailages des éléments structuraux**

VI-Etude des portiques.....	79
VI.1-Ferrailage des poutres.....	79
VI-2-Ferrailage des poteaux .....	88
VI-3- ferrailage des voiles.....	96

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

VII-1-Introduction.....	101
VII-2- Choix du type de fondations.....	101
VII-3-Calcul du radier.....	102
VII-3-1-Pré dimensionnement du radier .....	102
VII-3-2- Ferrailage du radier.....	104
VII-3-3- Ferrailage des poutres de libages.....	106
VII-4- Armature de peau.....	109
VII-5- Voile périphérique.....	110
- Conclusion générale.	
- Référence	



## LISTE DES FIGURES

Fig. I. 1 : Diagramme parabole-rectangle .....	5
Fig. I. 2 : Diagramme rectangulaire.....	6
Fig III.1 : La surface afférente des poteaux.....	16
Fig IV. 1 : Acrotère .....	21
Fig IV. 2 : Ferrailage de l'acrotère.....	24
Fig IV. 3 : Schéma d'un escalier .....	25
Fig IV. 4 : Schéma statique de l'escalier.....	27
Fig IV. 5 : Diagramme moment et effort tranchant (M,T) de l'escalier .....	30
Fig IV. 6 : Diagramme de la poutre palière de l'escalier.....	36
Fig IV. 7 : Dimensions d'un plancher à corps creux .....	39
Fig IV. 8 : Schémas explicatifs de la méthode forfaitaire.....	41
Fig IV. 9 : Schéma explicatifs -1-.....	41
Fig IV. 10 : Schéma explicatifs -2-.....	42
Fig IV. 11 : Schéma explicatifs -3-.....	42
Fig IV. 12 : Les courbes des moments et des efforts tranchants.....	45
Fig IV.13-Dessin de ferrailage des poutrelles.....	58
Fig IV. 14 : Dessin de ferrailage de la dalle compression.....	59
Fig IV.15 : Schéma statique de balcon.....	61
Fig IV.16 : Dessin de ferrailage de balcon.....	64
Fig V.1 : Poids de chaque étage.....	72
Fig VI.1 : Dessin de ferrailage des section des poutres principales et secondaires.....	87
Fig VI.2 : Ferrailage des poteaux .....	95
Fig VI.3 : Dessin des voiles.....	96
Fig VI.4 : Ferrailage du voile.....	99

Fig VII.1 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture (sens Y).....	106
Fig VII.1 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture (sens X).....	108
Fig VII.3 : Représente les armatures de peau.....	110
Fig VII.4 : Ferrailage du voile périphérique.....	111

## LISTE DES TABLEAU :

Tableau II-1-Charge permanente de plancher terrasse.....	9
Tableau II-2-Charge permanente de plancher RDC et étage courante.....	10
Tableau II-3- Charge permanente des murs de façade.....	10
Tableau II-4-charge permanente des murs intérieur.....	11
Tableau II-5- Charge permanente.....	11
Tableau II-6- Dégression des charges d'exploitation.....	12
Tableau II-7- les charges permanentes et d'exploitations.....	12
Tableau III-1- Choix des sections des poteaux.....	19
Tableau IV. 1 : Charges et surcharge de volée de l'escalier.....	25
Tableau IV. 2 : charges et surcharge du palier de l'escalier.....	26
Tableau IV-3: Méthode des sections –RDM.....	27
Tableau IV-4- les moments sur appuis.....	43
Tableau IV-5- les moments et les efforts tranchant travée.....	45
Tableau IV-6- : Résultats obtenus (plancher des étages courants).....	46
Tableau IV-7- : Résultats obtenus (plancher terrasse).....	54
Tableau -V-1- Masse et moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau.....	72
Tableau V-2- : Valeurs de la force sismique totale.....	74
Tableau V-3- : Les valeurs de la période pour chaque mode.....	74
Tableau V.4 : facteur de participation massique.....	75
Tableau V.5 : les déplacements latéraux inter-étage.....	75
Tableau-V-6- : Déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.....	76
Tableau VI-1- : Ferrailage des poutres secondaires de rive.....	84
Tableau VI-2- : Ferrailage des poutres secondaires d'intermédiaire.....	84
Tableau VI-3- : Ferrailage des poutres principales de rive.....	85

Tableau VI-3- : Ferrailage des poutres principales d'intermédiaire.....	85
Tableau VI-5- : les sections min. et max de poteaux.....	88
Tableau VI-6- : les sollicitations défavorables du 1 <sup>er</sup> genre.....	88
Tableau VI-7-: les sollicitations défavorables du 2 <sup>eme</sup> genre.....	88
Tableau VI-8- : Ferrailage des poteaux.....	92

## NOTATIONS ET SYMBOLES

E.L.S	Etat Limite De Service,
E.L.U	Etat Limite Ultime,
$C_t$	Valeur Constance,
$A_s$	Section D'aciers,
$A_s'$	Section D'aciers Comprimés,
$A_{max}, A_{min}$	Section D'acier Maximale Et Minimale,
A.N	Axe Neutre,
$A_s$	Armatures Supérieures,
$A_t$	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
$B_r$	Section Réduite,
$B_o$	Section Homogène Totale,
$E_s$	Module D'élasticité,
$F_{bc}$	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,
G	Action Permanente,
$I_0$	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
$M_a$	Moment Sur Appui,
$M_{Ser}$	Moment Fléchissant A L'E.L.S,
$M_U$	Moment Fléchissant A L'E.L.U,
$M_{ax}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
$M_{oy}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A $J_y$
$N_{Ser}$	Effort Normal De Service,
$N_u$	Effort Normal Ultime,
$P_{Ser}$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,

$P_u$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,
$V_u$	Effort Tranchant A L'.L.U,
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau,
B	Largeur D'une Table De Compression,
$b_0$	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,
$b_1$	Largeur d'une aile de tension en T,
d	hauteur utile d'une section,
$e_0$	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,
$f_{cj}$	Résistance caractéristique du béton à la compr à- j- jours,
$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier,
$f_{tj}$	Résistance conventionnelle à la traction du béton àge de jours,
$f_{t28}$	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j,
$h$	Hauteur totale d'une section,
$h_0$	Hauteur d'une table de compression,
$i$	rayon de giration,
$l_a$	Portée d'ancrage,
$l_f$	hauteur de flambement,
$l_i$	Portée de travée,
$l_r$	Longueur de recouvrement,
$l_s$	Longueur de scellement,
$l_o$	Longueur fictive,
$\eta = 15$	coefficient d'équivalence,

$S_t$	Espacement des armatures transversales,
$\mathcal{E}_{bc}$	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé.
$\mathcal{E}_S$	Allongement relatif des aciers tendus,
$\mathcal{E}_{SC}$	Raccourcissement relatif des aciers comprimé,
$\mathcal{E}_{St}$	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul ( $f_e / \gamma_s$ ),
$\pi$	Coefficient de fissuration,
$\lambda$	Élancement géométrique,
$\mu$	Coefficient de frottement acier /béton,
$\nu$	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton,
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
$\sigma_S$	Contrainte de traction de l'acier,
$\tau_{SU}$	Contrainte d'adhérence limite,
$\tau_U$	Contrainte tangentielle conventionnelle,
$\phi$	Diamètre d'une barre,
$\phi_l$	Diamètre d'une barre longitudinale,
$\phi_t$	Diamètre d'une barre transversale,
$\psi, \psi'$	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes,
$\psi_s$	Coefficient de scellement,

# Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez-de-chaussée + (07) étages, implanté à la wilaya de Chlef.

Cette région est classée comme une zone de forte sismicité (Zone III) selon le Règlements parasismique Algérien 99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et dalle pleine).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) seront calculé dans la dernière partie.

L'étude dynamique de la structure seront entamée dans la troisième partie par logiciel SAP2000 V14 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Sap2000 V14, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.



# ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي +7 طوابق بولاية شلف المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 3 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل. باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003·BAEL91 modifié99)، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء وهم :

الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة لهم مع عرض لخصائص

المواد وحمولة كل عنصر

الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية

الجزء الثالث: يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب

الجزء الرابع والأخير: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و

الاساسات)

الكلمات المفتاحية: بناية. خرسانة مسلحة. SAP2000 V14. BAEL91 modifié 99. RPA99V2003.

# Abstract

This project presents a detailed study of a residential building, consists of a commercial ground floor + (07) floors, located in the wilaya of Chlef . This region is classified as a low seismic zone (zone III) according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software SAP2000 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words: Building. Reinforced concrete SAP 2000 V14 , RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

# *Chapitre I*

## *Présentation de l'ouvrage*

## **I-1- Introduction générale**

La conception est une étape et un passage obligé pour le processus de construction des ouvrages. Ce travail entre dans le cadre de la mise en application des connaissances théoriques et pratiques acquises durant les cinq années de formation (licence + master).

L'ouvrage étudié est un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez-de chaussée, sept étages ; dont le système de contreventement est mixte (voiles et portiques).

Après avoir effectué la descente de charge et le pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est réalisé pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés les différents sollicitations. En utilisant les résultats des efforts trouvés dans le chapitre précédent, on a calculé le ferrailage de tous les éléments structuraux.

Dans le cadre de cette étude, on a fait recours à l'utilisation du logiciel de calcul ( SAP 2000 V 14.0.0 ) pour le calcul des éléments structuraux dans les cas statique et dynamique. Les résultats des efforts engendrés dans le bâtiment ont été utilisés pour ferrailles les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le règlement BAEL 91 révisées 99 et le RPA99/version 2003. Un certain nombre de vérification à la sécurité et ou service des éléments ont été également effectué.

## **I-2-Présentation de l'ouvrage :**

Notre projet de fin d'étude a pour objet l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation R+7 en béton armé.

### **I-2-1- Situation de l'ouvrage :**

L'ouvrage est réalisé dans la wilaya de CHLEF qui est classé comme zone de forte sismicité (zone III) selon la classification du règlement parasismique algérienne (RPA 99 version 2003).

### **I-2-2-Caractéristiques géométriques du bâtiment :**

#### **a)-Dimensions du bâtiment :**

- ❖ Hauteur totale du bâtiment :.....  $H_t= 24.48m$
- ❖ Hauteur de Rez- de chaussée :.....  $H = 3.06 m$
- ❖ Hauteur d'étage courant :..... $H = 3.06m$

#### **b)-Dimensions en plan:**

- ❖ Longueur du bâtiment :..... $L_x=28.85 m$
- ❖ Largeur du bâtiment :..... $L_y=19.50$

**c) -Données du site:**

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA. 99 / Version 2003 comme zone sismique (zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble: catégorie S3.
- Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 2$  bars.

**I-3- Description des différents éléments de la structure:****a)- Ossature :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système de contreventement mixte Portique (poteaux, poutres) et voile.

**b)- Plancher :**

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sol, don les deux fonctions principales sont :

- 1/une fonction de résistance : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- 2/une fonction d'isolation acoustique et thermique.

Les planchers adoptés pour notre structure seront réalisés à corps creux.

**c)- Les escaliers:**

Ce sont des éléments non-structuraux, qui servent à relier les niveaux successifs et Faciliter le déplacement inter-étages.

Pour notre structure, c'est un escalier à trois volées avec deux paliers.

**d)- Maçonnerie:**

-Murs extérieurs : réalisés en double parois de brique creuse 15 cm et de 10 cm, séparés par une lame d'air d'épaisseur 5cm afin d'assurer une isolation thermique et phonique.

-Murs intérieurs : sont constitués en simple parois de 10 cm d'épaisseur.

**e)- Revêtements:**

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs, et en plâtre pour les faces intérieures des murs
- Enduit en plâtre pour les plafonds des planchers.
- Revêtement en plaque pour les escaliers (Marche et contre marche).
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant toute pénétrations des pluviales.

**I-4- Caractéristiques des matériaux:**

Notre bâtiment sera construit en béton armé, matériaux compose de béton et de barres d'acier.

**I-4-1- Le béton:**

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sables, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

**Dosage du béton :**

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

350 kg de ciment                      CEM I 32,5(CPA325)

400 L de sable grossier

800 L de gravier

175 L d'eau de gâchage

**I-4-1-1- Résistance mécanique du béton :****a)- Résistance à la compression :**

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

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$ . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours, définies à partir de  $f_{c28}$ , par:

1. Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$  :

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28\text{jours} \\ F_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28\text{jours} \end{array} \right.$$

2. Pour des résistances  $f_{c28} > 40\text{MPa}$  :

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28\text{jours} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28\text{jours} \end{array} \right.$$

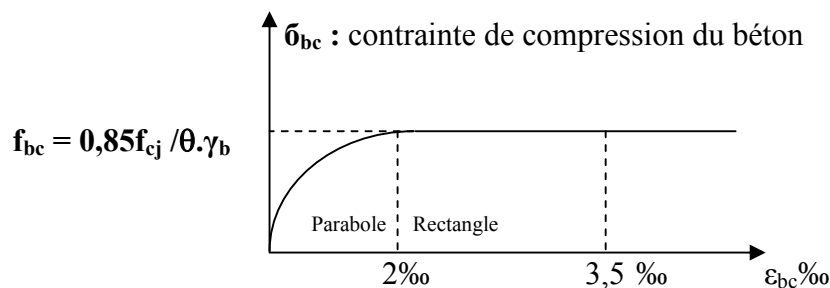
**b)- Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa} \end{cases}$$

**I-4-1-2- Diagramme contraintes- Déformation du béton :**

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U.R, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit: "Parabole –rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

**a)- Diagramme parabole – rectangle :**

**Figure.I-1– Diagramme parabole -rectangle.**

Avec:

$\epsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul pour  $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

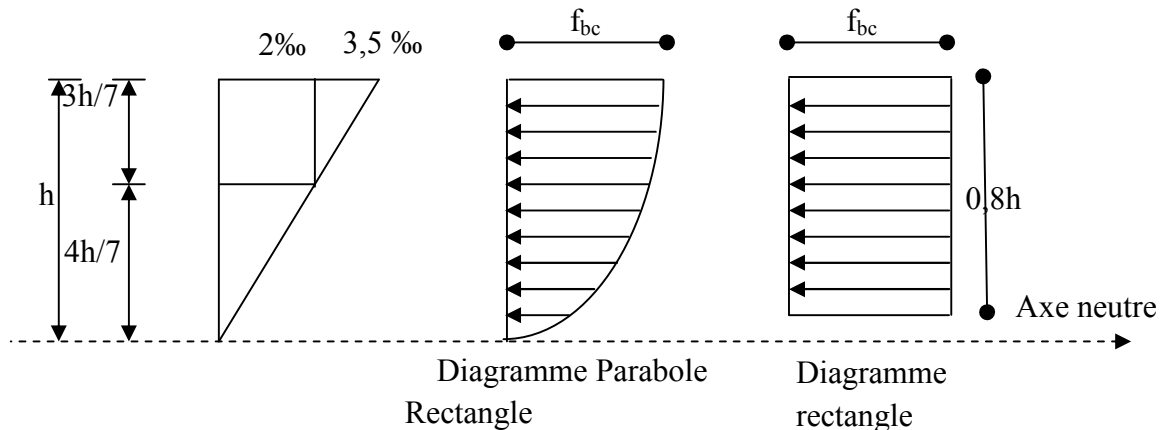
$\gamma_b = 1,5$  cas générale

$\gamma_b = 1,15$  cas de combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

**b- Diagramme rectangulaire :**

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée en flexion simple.



**Figure.I-2- Diagramme rectangulaire**

**I-4-1-3-Module de déformation longitudinale :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieur à 24h, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âge de (j) jours est déterminé à partir de la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000[fcj]^{\frac{1}{3}}$$

Pour les charges de longue durée d'application, le module de déformation différée et noté  $E_{vj}$ , et il est égal à :

$$E_{vj} = 3700[fcj]^{\frac{1}{3}}$$

**I-4-1-4-Contrainte admissible de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_{ad} = \min\left(0,15 \frac{fc28}{\gamma b}, 4 Mpa\right) . \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min\left(\frac{0,2 fc28}{\gamma b}, 5Mpa\right) . \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime  $T_u$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b0.d}$$

Avec :

$T_u$  : Effort tranchant.

$b0$  : Largeur de la pièce.

$d$  : Hauteur utile de la pièce.

La contrainte limite de cisaillement est limitée par :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad}$ .

**I-4-1-5-Coefficient de poisson :**

Ce dernier représente le rapport entre les déformations longitudinales et les déformations transversales et il est noté «  $\nu$  ».



Le **C.B.A93** donne deux valeurs pour ce coefficient selon les états limites.

E L S  $\nu = 0,2$ . Béton non fissuré.

E L U  $\nu = 0$ . Béton fissuré.

#### **I-4-2- Acier :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage. Leur rôle est d'absorber les efforts de traction de cisaillement et de torsion.

#### **I-4-2-1- Caractéristique mécaniques :**

$f_e$  : limité d'élasticité (résistance caractéristique).

Les différents types de nuance utilisée sont représentés dans le tableau suivante :

Type d'acier	Nuance	Limité d'élasticité Fe (MPa)	Utilisation
Rond lises	FeE 235	235	Armatures transversales
Barres à haute adhérence (H A)	FeE 400	400	Armatures longitudinales
Treillis soudés	FeE235	235	Armatures de table de compression

#### **I-4-2-2- Contrainte de calcul d'acier :**

Les caractéristiques mécaniques d'acier d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction en déterminant la relation entre  $\sigma$  et la déformation relative.

#### **.Etat limite ultime (E.L.U) :**

$f_e$  : Limité d'élasticité de l'acier : 400 MPa.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité : 1,15 (situation durable) :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400/1,15 = 348$ MPa.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité : 1 (situation accidentelle) :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400/1 = 400$ MPa.

Module d'élasticité longitudinale de l'acier :  $E_s = 2 \times 10^5$  MPa.

#### **.Etat limite service(E.L.S) :**

Les contraintes peu préjudiciables de l'acier sont données comme suite :

Fissuration peu préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$  pas de limitation

Fissuration préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} )$  Mpa.

Fissuration très préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} )$  Mpa.

$\eta$ : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pour ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1,3 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset < 6 \end{array} \right.$$



# ***Chapitre II***

## *Evaluation des charges et surcharges*

**II-1-Evaluation des charges et surcharges :****II-2-Charge permanente :****II-2-1-Planches terrasse:**

<b>Eléments</b>	<b>Epaisseur (cm)</b>	<b>Poids Volumique (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Poids Surfacique (KN/m<sup>2</sup>)</b>
		$\Sigma$	

**Tableau II-1-Charge permanente de plancher terrasse**

**II-2-2-Plancher RDC et étage courante :**

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
		$\Sigma$	

Tableau II-2- Charge permanente de plancher RDC et étage courante

**II-2-3- Murs de façade (extérieur) :**

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
	$\Sigma$	

Tableau II-3- Charge permanente des murs de façade

**II-2-4- Murs intérieur :**

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
		0
	$\Sigma$	

Tableau II-4-charge permanente des murs intérieur

Niveau	Charge permanente (kn / m <sup>2</sup> )
Terrasse	6,58
06	5,58
05	5,58
04	5,58
03	5,58
02	5,58
01	5,58
RDC	5,58

Tableau II-5- Charge permanente

**II-3-Surcharge d'exploitation:****II-4-Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :** $\Sigma$  $n \geq$

$$Q = Q + \left( \frac{+ n}{\times n} \right) \times \sum_{i=1}^n Q_i$$

Tableau II-6- Dégression des charges d'exploitation :

Niveau	Dégression des charges par niveau		La charge (KN/m <sup>2</sup> )
07			
06			
05			
04			
03			
02			
01			
RDC			

Tableau II-7- les charges permanentes et d'exploitations :

Niveau	Charge d'exploitation (KN/m <sup>2</sup> )	Charge permanentes (KN/m <sup>2</sup> )
07		
06		
05		
04		
03		
02		
01		
R D C		



# *Chapitre III*

## *Prédimensionnements des éléments structuraux*

**III-1-Prédimensionnement du plancher :**

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition suivante soit vérifiée

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \text{Avec : } \begin{cases} ht: \text{ hauteur totale du plancher.} \\ L : \text{ portée maximale de la poutrelle entre nus.} \end{cases}$$

$$ht \geq \frac{450}{22.5} = 20\text{cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de la hauteur  $ht = 20\text{cm}$ , soit un plancher ( 16+4 ) cm .

**III-2-Prédimensionnement des poutres :**

Selon le **R.P.A 99(version 2003)**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre axes d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{cases}$$

On distinguera deux types de poutres:

a- Poutre principale :  $L_{\max} = 5.00 \text{ m}$

b- Poutre secondaire :  $L_{\max} = 4.55 \text{ m}$ .

**III-2-1-Poutre principale :**

$$\begin{cases} L = 500 \text{ cm} \\ d = 0,9 ht = 40,5\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 33,33 \text{ cm} \leq ht \leq 50 \text{ cm} \\ 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 16,20 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{on prendre } ht = 45 \text{ cm} \\ \text{on prendre } b = 35\text{cm} \end{array}$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)**

$$\begin{cases} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,28 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres principales **(35x45) cm<sup>2</sup>**

**III-2-2-Poutre secondaire :**

$$\begin{cases} L = 455\text{cm} \\ d = 0,9ht = 31,5\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30,33\text{cm} \leq ht \leq 45,5\text{cm} \\ 9,45\text{cm} \leq b \leq 12,6\text{cm} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{on prendre } ht = 35\text{cm} \\ \text{on prendre } b = 35\text{cm} \end{array}$$

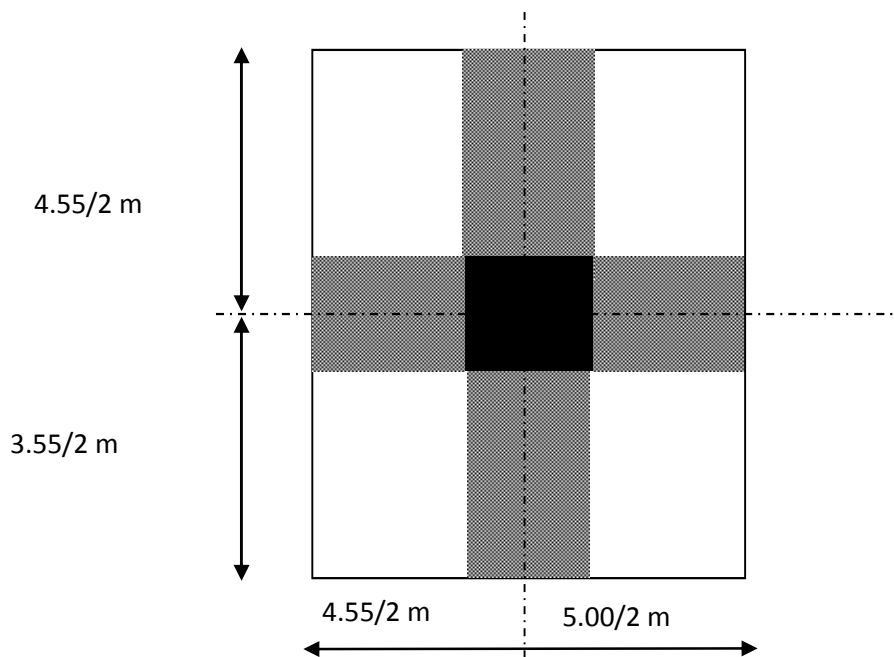
D'après le R.P.A 99(version 2)

$$\begin{cases} b = 35\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ ht = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{ht}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres principales  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

**III-3-Prédimensionnement des poteaux :****III-3-1-La surface afférente des poteaux :**

Le poteau le plus sollicité dans nos structures se trouve dans le centre



**Fig-III-1-la surface afférente des poteaux**

$$S = \left( \frac{5.00}{2} + \frac{4.55}{2} \right) \times \left( \frac{4.55}{2} + \frac{3.55}{2} \right)$$

$$S = 19.34 \text{ m}^2$$

**III-3-2-Les effort de compression du charges permanents N :**

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$G_{p,principale} = \left( \frac{5.00}{2} + \frac{4.55}{2} \right) \times 0.35 \times 0.45 \times 25 = 18.80 \text{ KN}$$

$$G_{p.secondaire} = \left( \frac{4.55}{2} + \frac{3.55}{2} \right) \times 0.35 \times 0.40 \times 25 = 14.18 \text{ KN}$$

$$G_{terrasse} = G \times S = (6.58) \times 19.34 = 127.26 \text{ KN}$$

$$G(\text{RDC}, \text{E. courant}) = G \times S \times n = (5.58) \times 7 \times 19.34 = 755.42 \text{ KN}$$

$$G_{total} = (G_{pp} + G_{ps}) \times 8 + G_t + G_c$$

$$G_{total} = (18.8 + 14.18) \times 8 + 127.26 + 755.42 = 1146.52 \text{ KN}$$

$$Q = Q \times S = 9.28 \times 19.34 = 179.48 \text{ KN}$$

Majoration des efforts : On doit majorer les efforts de 10 %

$$NG = 1.1 \times G_{total} = 1.1 \times 1146.52 = 1261.17 \text{ KN}$$

$$NQ = 1.1 \times Q = 1.1 \times 179.48 = 197.43 \text{ KN}$$

$$Nu = 1.35 NG + 1.5 NQ$$

$$Nu = (1.35 \times 1261.17) + (1.5 \times 197.43) = 1998.73 \text{ KN}$$

### **III-3-3- Détermination de la section des poteaux (a x b) :**

#### **III-3-3-1- Détermination a :**

##### **a)- vérification de flambement :**

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire  $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{L_f} : \text{Longueur de flambement} \\ \mathbf{i} : \text{Rayon de giration} \\ \mathbf{B} : \text{Section des poteaux} \\ \mathbf{\lambda} : \text{L'élancement du poteau} \\ \mathbf{I} : \text{Moment d'inertie de la section par rapport a un point passant} \\ \quad \text{par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement} \end{array} \right.$

On a :  $L_0 = 3,06 \text{ m} ; L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m} = 214 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214}{0.289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214}{0.289 \times 50}$$

$$a \geq 14,75 \text{ cm}$$

On prend :  $a = 50\text{cm}$

$$\lambda = \frac{0,7L_0}{i} = \frac{214}{0,289 \times 50} \Rightarrow 14,80 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### **III-3-3-2-Détermination b :**

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b\theta} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2$$

$B_r$ : Section réduite

$$B_r = (50 - 2) \times (b - 2) = 48 \times (b - 2) \text{ cm}^2$$

$A_s$  = Section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,9\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone (III)}$$

$$A_s = 0,009 [48(b - 2)] = 0,432(b - 2) \text{ cm}^2$$

$\alpha$  : étant un coefficient fonction de  $\lambda$ .

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214}{0,289 \times 50} = 14,80 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{14,80}{35}\right)^2} = 0,82$$

$$N_u \leq 0,82 \times \left[ \frac{48(b-2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + 0,432(b-2) \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 0,82 [103,9b - 207,82]$$

$$b \geq \frac{1998,73}{85,19}$$

$$b \geq 23,46\text{cm}$$

**On prend :  $b = 50\text{ cm}$**

Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\min(a,b) = 50 > 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\min(a,b) = 50 \geq \left(\frac{H_e}{20} = \frac{3,06}{20} = 15,3\right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \quad (H_e : \text{hauteur d'étage}).$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**III-3-3-3-Choix de la sections des poteaux :****Tableau II. 1 : Choix des sections des poteaux**

Niveau	(a x b) cm <sup>2</sup>
7	(40 x 40)
6	(40 x 40)
5	(40 x 40)
4	(45 x 45)
3	(45 x 45)
2	(45 x 45)
1	(50 x 50)
RDC	(50 x 50)

**III-4-Prédimensionnement des voiles :**

$$L \geq 4e \quad \text{et} \quad e \geq \frac{he}{25};$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L: \text{longueur des voils .} \\ e: \text{l'épaisseur des voils (e min = 15)} \\ he: \text{hauteur d'étage(3.06m)} \end{cases}$$

$$e \geq \frac{3 \cdot 06}{25} = 12.24 \text{ cm} \quad \text{on prendre } e = 20 \text{ cm ;}$$

$$L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad \text{on prendre } L = 80 \text{ cm ;}$$

# *Chapitre IV*

## *Calcul des éléments non-structuraux*

**IV.1-L'acrotère :****IV-1-1-Définition :**

L'acrotère est placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute .Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse, soumis à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante qui crée un moment de renversement.

**IV-1-2-Charges sollicitant l'acrotère :****IV-1-2-1-Charge permanente et charge d'exploitation :**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur

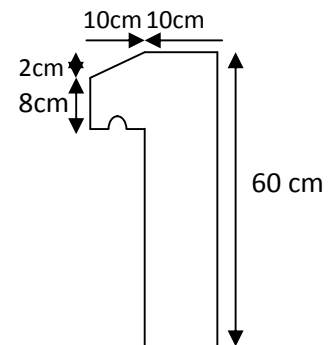
$$S = \left[ \frac{(0,02 \times 0,1)}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) \right] = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,725 \text{ KN/ml}$$

G: poids propre =1,725 kN/ml

Q : surcharge d'exploitation =1 kN/ml



**Fig IV. 1 : Acrotère**

**IV-1-2-2-Charge aux états limites :**

$$\text{ELU} : N_u = 1,35 N_G = 1,35 \times 1,725 = 2,32 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 N_Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

$$\text{ELS} : N_{\text{ser}} = N_G = 1,725 \text{ KN/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$T_U = Q = 1 \text{ kN}$$

Le ferrailage est calculé en flexion composée, en prenant en compte une fissuration préjudiciable.

**IV-1-3- Enrobage :**

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend  $C = C' = 2 \text{ cm}$ .

**IV-1-4- Excentricité :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,32} = 0,38 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

$e_p$  : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.



**IV-1-5-Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée :**

$$M_u = N_u \left( e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,32 \left( 0,38 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,95 \text{ KN.m}$$

$$(d - c') N_u - M_u \leq (0,337 h - 0,81 c') f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c') N_u - M_u = (0,09 - 0,02) 2,32 - 0,95 = -0,787 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 h - 0,81 c') f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02) 14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,7975 \text{ KN.m}$$

$$-0,787 \text{ KN.m} < 24,7975 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire  
(b X h) = (100 x 10) cm<sup>2</sup>.

**IV-1-6- Calcul du ferrailage (E.L.U.) :**

$$M_u = 0,95 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d.f_{bc}} = \frac{0,95 \cdot 10^3}{100 \cdot 9^2 \cdot 14,17} = 0,008$$

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul:

A<sub>fs</sub>: section d'armatures en flexion simple.

A<sub>fc</sub>: section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,95 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100\sigma_s} = 0,30 - \frac{2,32 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**-Condition de non fragilité :**

$$A_{s,min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_s} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times 0,23$$

$$= 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopter 5Φ6 p.m . A<sub>s</sub> = 1,41 cm<sup>2</sup>/ml ; avec un espacement S<sub>z</sub> = 20 cm

**- Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,41}{4} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : A<sub>s</sub> = 1,41 cm<sup>2</sup>/ml; Soit : 5Φ6 p.m.

**IV-1-7-Les vérifications :****IV-1-7-1- Vérification des contraintes (E.L.S.) :**

Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left( e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,725 \times \left( 0,38 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,707 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,75 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,75^3}{3} + (15 \times 1,41 \times (9 - 1,75)^2) = 1290,34 \text{ cm}^4$$

**IV-1-7-2-Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{707}{1290,34} \times 1,75 = 0,95 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,95 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

**IV-1-7-3- Détermination des contraintes dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$  :**

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left( \frac{2}{3}f_s ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{707}{1290,34} \times (9 - 1,75) = 59,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 59,58 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

**IV-1-7-4-Contrainte de cisaillement :**

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

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

**IV-1-7-5-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :**

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

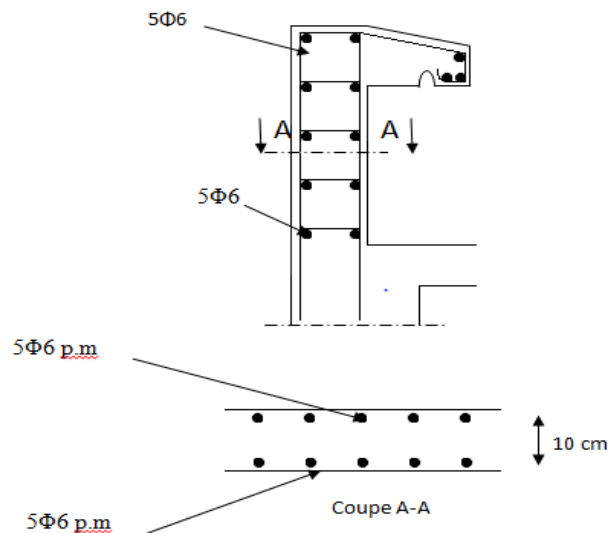
Avec : A : Coefficient d'accélération de zone  $A = 0,25$

$C_p$  : Facteur de force horizontale  $C_p = 0,8$

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère  $W_p = 1,725 \text{ kN}$

$F_p$  : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,25 \times 1,725 = 1,38 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$  ; Condition vérifiée



**Fig IV. 2 : Ferrailage de l'acrotère.**

**IV-2-Les escaliers :****IV-2-1-Définition :**

L'escalier est un comportant qui permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau. Il est composé d'un ensemble de marches ou de gradins conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et maximum de sécurité.

- Les caractéristiques d'un escalier :

- Emmarchement : la largeur de la volée.
- Giron : largeur d'une marche.
- Paillasse : la dalle inclinée qui soutient les gradins.
- Palier : partie de plancher située aux deux extrémités d'une volée.
- Contre marche : partie verticale de la marche.

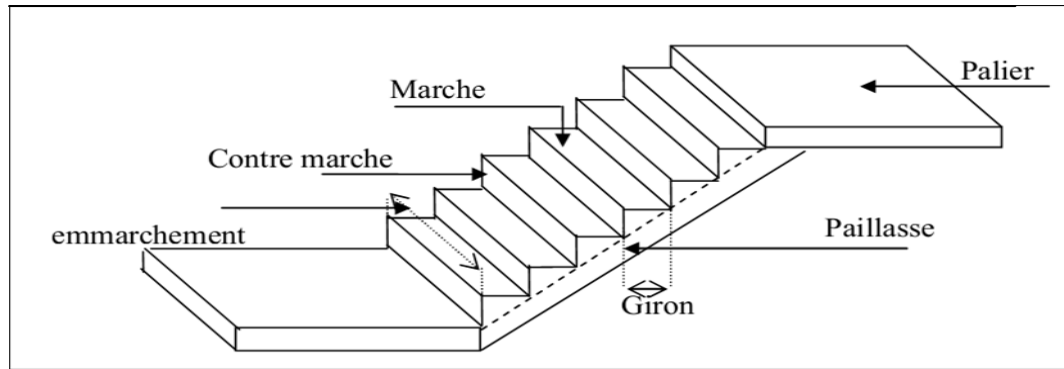


Figure IV-3 : schéma d'un escalier

#### IV-2-2-Dimensions des escaliers:

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

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

Avec :

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

On prend  $2h+g=59\text{cm}$ ..... (Usage d'habitation),

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

n : Nombre de contre marches,

L : Projection horizontale de la longueur total du volée :

•Notre bâtiment compte Un type d'escalier : Escalier à trois volées avec deux paliers.

#### IV-2-2-1-Dimensionnement des marches et contre marches :

On à :  $He = 3.06\text{m}$  et  $H = He/3 = 1.02\text{m}$

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left( \frac{L}{n-1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Avec :  $m = 59\text{cm}$ ,  $H = 102 \text{ cm}$  et  $L = 150\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient :  $59n^2 - 413n + 204 = 0$

La solution de l'équation est :  $n = 6$  (nombre de contre marche)

Donc :  $n - 1 = 5$  (nombre de marche)

$$h = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm} \rightarrow h = 17 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}; \text{Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 10 marches avec  $g = 30 \text{ cm}$  et  $h = 17 \text{ cm}$ .

$$\text{L'angle d'inclinaison est : } \tan \alpha = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.68^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0.86$$

#### IV-2-2-2- Epaisseur de la volée ( $e_v$ ) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{150}{30 \times 0.86} \leq e_v \leq \frac{150}{20 \times 0.86} \rightarrow$$

$$5.81 \leq e_v \leq 9$$

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

#### IV-2-2-3- Epaisseur du palier ( $e_p$ ):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0.86} = 13.95 \text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

#### IV-2-3-Descente de charges :

##### IV-2-3-1-Paillasse :

Tableau IV. 1 : Charges et surcharge de volée de l'escalier

Désignation	e (m)	G (Kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,4
Mortier de ciment horizontal	0,02	0,4
Lit de sable	0,02	0,36
Revêtement en carrelage vertical	$0,02 \times \frac{17}{30}$	0,22
Mortier de ciment vertical	$0,02 \times \frac{17}{30}$	0,22
Poids propre de la paillasse	$\frac{e_v}{\cos \alpha} \times 0,25$	3,48
Poids propre des marches	$\frac{h}{2} \times 0,22$	1,87
Enduit en plâtre	$0,02 / \cos \alpha$	0,232
G		7,18
Q		2,5

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$\begin{cases} q_{ux} = (1,35G + 1,5 Q) \times 1m = 13,44 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = (G + Q) \times 1m = 9,68 \text{ kN/m} \end{cases}$$

**IV-2-3-2- Palier :****Tableau IV. 2 : charges et surcharge du palier de l'escalier**

Désignation	e (m)	G (Kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	0,4
Mortier de ciment	0,02	0,4
Lit de sable	0,02	0,36
Poids propre du palier	<b>ep × 0,25</b>	3,5
Enduit en plâtre	0,02	0,2
G		4.86
Q		2,5

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :  $\begin{cases} q_u = 10,31 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 7,36 \text{ kN/m} \end{cases}$

**IV-2-4- Calcul du moment maximal en travée a L.E.L.U :**

Charge de paillasse :  $q_1 = 13,44 \text{ KN/ml}$

Charge de palier :  $q_2 = 10,31 \text{ KN / ml}$

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{13,44 - 10,31}{10,31} = 0,30 > 10 \%$$

**IV-2-4-1- Les réactions d'appuis :**

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (10,31 \times 1,20) \times 2 + (13,44 \times 1,50) = 44,90 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \Rightarrow -R_A \times 3,9 + 10,31 \times 1,2 \times \left(\frac{1,2}{2} + 1,5 + 1,2\right) + 13,44 \times 1,5 \times \left(\frac{1,5}{2} + 1,2\right) + 10,31 \times 1,2 \times \frac{1,2}{2} = 0$$

$$R_A = \frac{40,82 + 39,31 + 7,42}{3,9}$$

$$R_A = 22,44 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 22,46 \text{ KN}$$

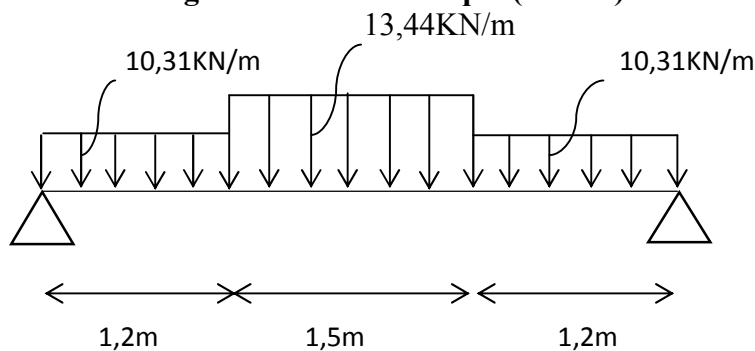
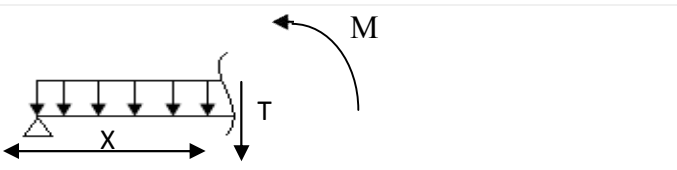
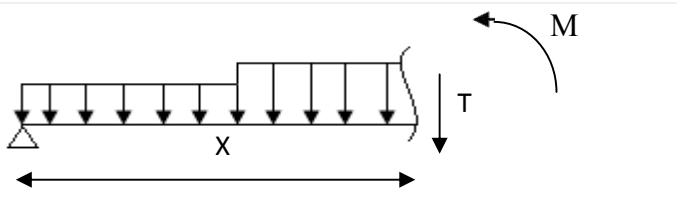
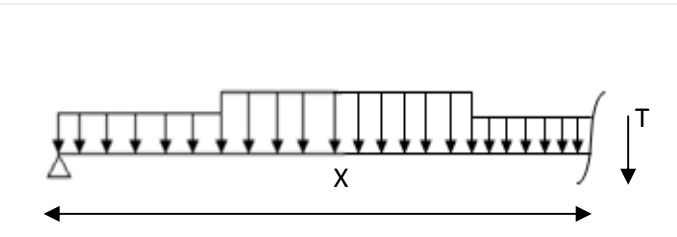
**IV-2-4-2- Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :****FigIV-4- Schéma statique (KN/ml) :**

Tableau IV-3: Méthode des sections -RDM

Distance	Schéma statique	Cas
$0 \leq x \leq 1,2$		1
$1,2 \leq x \leq 2,7$		2
$2,7 \leq x \leq 3,9$		3

Cas 1 :  $0 \leq x \leq 1,2$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T + 10,31x - 22,44 = 0$$

$$T = 22,44 - 10,31x \quad x = 0 \Rightarrow T(0) = 22,44 \text{ kN}$$

$$x = 1,2 \Rightarrow T(1,2) = 10,06$$

Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow M_x + \frac{Qx^2}{2} - R_a x = 0$$

$$M_x = 22,44x - \frac{10,31x^2}{2} \quad x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN}, m$$

$$x = 1,2 \Rightarrow M(1,2) = 19,50 \text{ kN}, m$$

Cas 2 :  $1,2 \leq x \leq 2,7$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T + (10,31 \times 1,2) + (13,44(x - 1,2)) - 22,44 = 0$$

$$T = 26,19 - 13,44x \quad x = 1,2 \Rightarrow T(1,2) = 10,06 \text{ kN}$$

$$x = 2,7 \Rightarrow T(2,7) = -10,09 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow M_x + (10,31 \times 1,2(x - \frac{1,2}{2})) + \frac{13,44(x - 1,2)^2}{2} - 22,44x = 0$$

$$M_x = -12,37(x - 0,6) - 6,72(x - 1,2)^2 + 22,44x$$

$$x = 1,2 \Rightarrow M(1,2) = 19,54 \text{ kN.m}$$

$$x = 2,7 \Rightarrow M(2,7) = 19,61 \text{ kN.m}$$

$$T = 0 \quad 26,19 - 13,44x = 0 \quad x = 1,94 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(1,94) = -12,37(1,94 - 0,6) - 6,72(1,94 - 1,2)^2 + 22,44 \times 1,94 \\ = 23,29 \text{ KN.m}$$

Cas 3 :  $2,7 \leq x \leq 3,9$

Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T + (10,31 \times 1,2) + (13,44 \times 1,5) + (10,31 \times (x - 2,7)) - 22,44 = 0$$

$$T = 17,74 - 10,31x \quad x = 2,7 \Rightarrow T(2,7) = -10,09 \text{ kN}$$

$$x = 3,9 \Rightarrow T(3,9) = -22,64 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow M_x + \left( 10,31 \times 1,2 \left( x - \frac{1,2}{2} \right) \right) + (13,44 \times 1,5(x - 1,95)) \\ + \frac{10,31(x - 2,7)^2}{2} - R_a x = 0$$

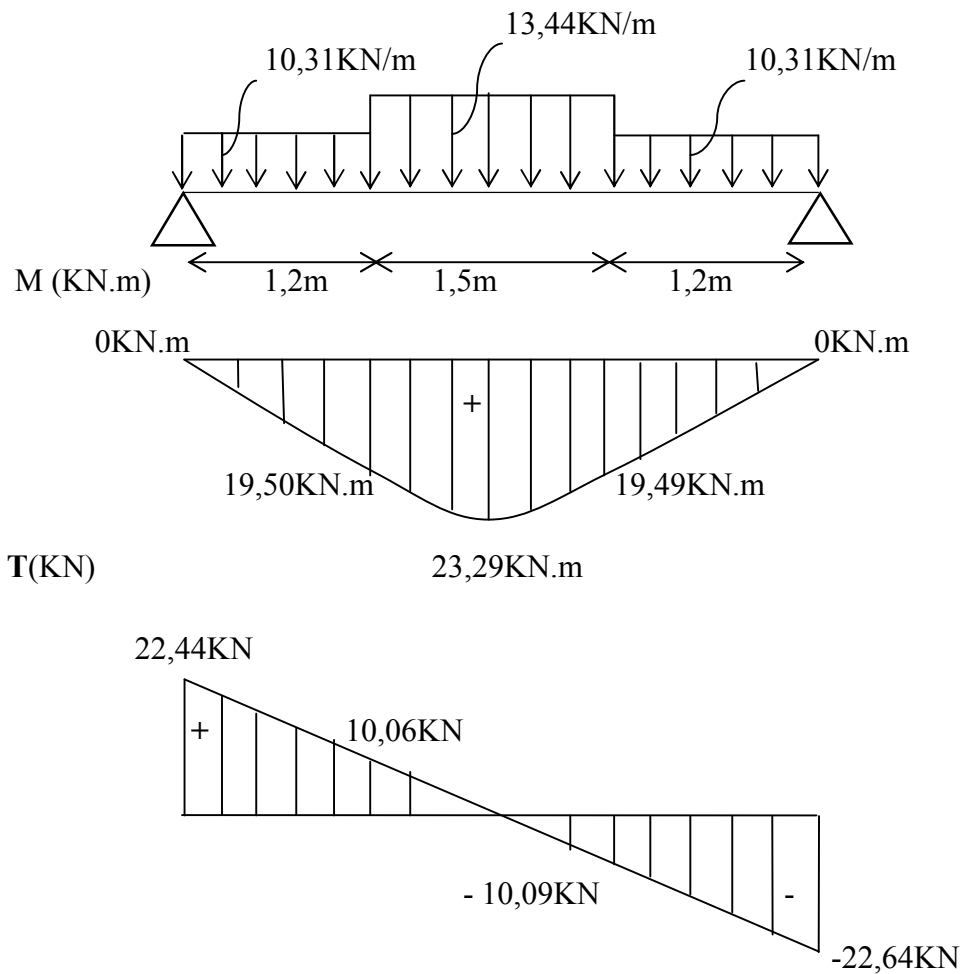
$$M_x = -12,37(x - 0,6) - 20,16(x - 1,95) - 5,15(x - 2,7)^2 + 22,44x$$

$$x = 2,7 \Rightarrow M(2,7) = 19,49 \text{ KN.m}$$

$$x = 3,9 \Rightarrow M(3,9) = 0 \text{ kN.m}$$

$T_{max} = 22,64 \text{ KN}$  et  $M_{max} = 23,29 \text{ KN.m}$



**IV-2-4-3-Diagrammes M et T :****IV-2-4-4- Moment en travée et sur appuis :**

On a :  $M_{max} = 23,29 \text{ kN.m}$

$M_c = 0,85 \times M_{max} = 19,79 \text{ kN.m}$

$M_a = 0,40 \times M_{max} = 9,31 \text{ kN.m}$

**IV-2-5-Calcul du moment maximal en travée a L.E.L.S :**

- Charge de paillasse :  $q_1 = 9,68 \text{ kN/ml}$   
 Charge de palier :  $q_2 = 6,86 \text{ kN / ml}$

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{9,68 - 6,86}{6,86} = 0,41 > 10 \%$$

**IV-2-5-1- Les réactions d'appuis :**

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (6,86 \times 1,2) \times 2 + (9,68 \times 1,5) = 30,98 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \Rightarrow -R_A \times 3,9 + 6,86 \times 1,2 \times \left(\frac{1,2}{2} + 1,5 + 1,2\right) + 9,68 \times 1,5 \times \left(\frac{1,5}{2} + 1,2\right) + 6,86 \times 1,2 \times \frac{1,2}{2} = 0$$

$$R_A = \frac{27,16 + 28,31 + 4,94}{3,9}$$

$$R_A = 15,48 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 15,50 \text{ KN}$$

**IV-2-5-2- Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :**Cas 1 :  $0 \leq x \leq 1,2$ 

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T + 6,86x - 15,48 = 0$$

$$T = 15,48 - 6,86x \quad x = 0 \Rightarrow T(0) = 15,48 \text{ kN}$$

$$x = 1,2 \Rightarrow T(1,2) = 7,25 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow M_x + \frac{Qx^2}{2} - R_a x = 0$$

$$M_x = 15,48x - \frac{6,86x^2}{2} \quad x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m}$$

$$x = 1,2 \Rightarrow M(1,2) = 13,64 \text{ kN.m}$$

Cas 2 :  $1,2 \leq x \leq 2,7$ 

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T + (6,86 \times 1,2) + (9,68(x - 1,2)) - 15,48 = 0$$

$$T = 18,87 - 9,68x \quad x = 1,2 \Rightarrow T(1,2) = 7,25 \text{ kN}$$

$$x = 2,7 \Rightarrow T(2,7) = -7,26 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow M_x + (6,86 \times 1,2(x - \frac{1,2}{2})) + \frac{9,68(x - 1,2)^2}{2} - 15,48x = 0$$

$$M_x = -8,23(x - 0,6) - 4,84(x - 1,2)^2 + 15,48x$$

$$x = 1,2 \Rightarrow M(1,2) = 13,64 \text{ kN.m}$$

$$x = 2,7 \Rightarrow M(2,7) = 13,63 \text{ kN.m}$$

$$T = 0 \quad 18,87 - 9,68x = 0 \quad x = 1,95 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(1,95) = -8,23(1,95 - 0,6) - 4,84(1,95 - 1,2)^2 + 15,48 \times (1,95) \\ = 16,35 \text{ kN.m}$$

Cas 3 :  $2,7 \leq x \leq 3,9$ 

Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T + (6,86 \times 1,2) + (9,68 \times 1,5) + (6,86 \times (x - 2,7)) - 15,48 = 0$$

$$T = 11,25 - 6,86x \quad x = 2,7 \Rightarrow T(2,7) = -7,26 \text{ kN}$$

$$x = 3,9 \Rightarrow T(3,9) = -15,50 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow M_x + \left( 6,86 \times 1,2 \left( x - \frac{1,2}{2} \right) \right) + (9,68 \times 1,5(x - 1,95)) + \frac{6,86(x - 2,7)^2}{2} - R_a x = 0$$

$$M_x = -8,23(x - 0,6) - 14,52(x - 1,95) - 3,43(x - 2,7)^2 + 15,48x$$

$$x = 2,7 \Rightarrow M(2,7) = 13,63 \text{ KN.m}$$

$$x = 3,9 \Rightarrow M(3,9) = 0 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = 15,50 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_{\max} = 16,35 \text{ KN.m}$$

#### IV-2-5-3- Moment en travée et sur appuis :

$$\text{On a : } M_{\max} = 16,35 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 13,90 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 6,54 \text{ kN.m}$$

#### IV -2-6-Calcul du ferrailage :

##### a. En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 19,79 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 10,80 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{19,79 \times 10^5}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,149 < \mu_1$$

$$\mu = 0,149 \Rightarrow \beta = 0,882$$

$$A = \frac{M_t}{d \times \beta \times \sigma_s} = \frac{19,79 \times 10^5}{10,8 \times 0,882 \times 348}$$

$$A = 7,80 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_s} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{480}$$

$$A_{\min} = 0,978 \text{ cm}^2$$

$$A = 7,80 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,978 \text{ cm}^2$$

**On prend : 4T16 = 8,04 cm<sup>2</sup>**

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 8,04 / 4 = 2,01 \text{ cm}^2$$

**On prend : 3T10 = 2,36 cm<sup>2</sup>**

**a. En appuis :**

Armatures principale :

$$\mu = M_a / (b_0 \times d^2 \times f_{bu}) = 9,31 \times 10^3 / (100 \times (10,8)^2 \times 14,17) = 0,098 < \mu_1$$

$$\mu = 0,098 \Rightarrow \beta = 0,948$$

$$A = \frac{M_a}{d \times \beta \times \sigma_s} = \frac{9,31 \times 10^5}{10,8 \times 0,948 \times 348}$$

$$A = 3,41 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_s} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{490}$$

$$A_{min} = 0,978 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,41 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,978 \text{ cm}^2$$

**On prend : 4T14 = 6,16 cm<sup>2</sup>**

Armatures de répartition :

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

**On prend : 3T12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**

Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{22,64 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,279 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,279 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_s} \left( T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left( (21,65) + \frac{9,31 \times 10^2}{10,8} \right) = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{adms} = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,38 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{s \text{ max}} = 16,35 \text{ kN.m} ; \text{ déterminé par méthode des coupures (RDM)}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \text{ max}} = 13,90 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \text{ max}} = 6,54 \text{ kN.m}$$

**En travée :**

$$A = 8,04 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad A' = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$D = \frac{15}{b} (A + A') = \frac{15}{100} \times (8,04 + 2,36) \quad D = 1,56$$

$$E = \frac{30}{b} (Ad + A'c) = \frac{30}{100} \times (8,04 \times 8,1 + 1,51 \times 2) \quad E = 20,95$$

$$y = D + \sqrt{D + E} \quad y = 6,30$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - c)^2 = \frac{100 \times 6,30^3}{3} + (15 \times 8,04) (8,1 - 6,3)^2 + (15 \times 2,36) (6,3 - 2)^2 = 9380,38 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{16,35 \times 10^3}{9380,38} \times 6,3 = 10,98 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 10,98 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots, \text{ Condition vérifiée}$$

**-Sur appuis :**

$$A = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad A' = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$D = \frac{15}{b} (A + A') = \frac{15}{100} \times (6,16 + 3,39) \quad D = 1,43$$

$$E = \frac{30}{b} (Ad + A'c) = \frac{30}{100} \times (6,16 \times 8,1 + 3,39 \times 2) \quad E = 17,00$$

$$Y = D + \sqrt{D + E} \quad y = 5,72$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - c)^2 = \frac{100 \times 5,72^3}{3} + (15 \times 6,16) (8,1 - 5,72)^2 + (15 \times 3,39) (5,72 - 2)^2 = 7465,37 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{16,35 \times 10^3}{7465,37} \times 5,72 = 12,52 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 12,52 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{17}{150} = 0,113 > 0,0333 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b} \cdot d \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,498 > 0,005 \text{ Condition vérifiée,}$$

Il n'est nécessaire de calculer la flèche

#### **IV-2-7-Etude de la poutre palière :**

##### **IV-2-7-1-Dimensionnement :**

Selon le B.A.E.L 91/1999, critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$  donc  $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9,94 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 30 \text{ cm}$

Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h}{b} = 1,16 < 4 ; \text{Condition vérifiée,}$$

##### **IV-2-7-2-Charges supportées par la poutre :**

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,62 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm): } G_m = 3,06 \times 2,00 = 6,12 \text{ kN/m}$$

$$\text{Réaction du palier : } R_p(Elu) = 21,21 \text{ kN/ml}$$

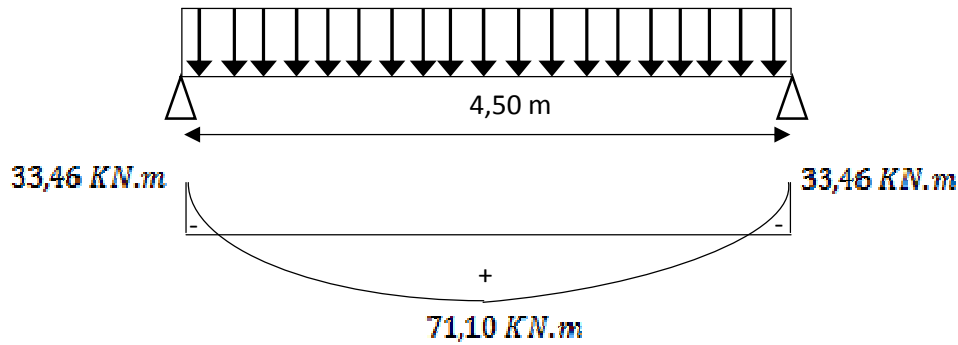
$$Q_u = (1,35 \times (2,65 + 6,12)) + 21,21 = 33,05 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 2,62 + 6,12 + 21,21 = 29,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

##### **IV-2-7-3-Calcul des sollicitations à l'E.L.U :**

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{33,05 \times 4,50^2}{8} = 83,65 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 71,10 \text{ kN.m} , M_a = 0,40M_0 = 33,46 \text{ kN.m}$$



FigIV-6- Schéma statique de la poutre palière de l'escalier

**IV-2-7-4-Calcul du ferrailage à l'E.L.U :**

On a :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 35 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

**En travée :**

Le moment ultime :

$$M_t = 71,10 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{71,10 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,168 < \mu_1$$

On a :  $\beta = 0,907$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{71,10 \times 10^3}{0,907 \times 31,5 \times 348} = 7,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 4T16 avec :  $A_{adm} = 8,04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Sur appuis :**

Le moment ultime :

$$M_a = 33,46 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{33,46 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,079 < \mu_1$$

On a :  $\beta = 0,9585$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{33,46 \times 10^3}{0,9585 \times 31,5 \times 348} = 3,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-On prend comme choix 4T14 avec :  $A_{adm} = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**IV-2-7-5-Vérifications :****a-Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_s} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 7,15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

**b- Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{74,36 \times 10}{30 \times 31,5} = 0,786 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,786 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

**c- Vérification au niveau des appuis :**

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_s} \left( T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left( (74,36) + \frac{33,46 \times 10^2}{31,5} \right) = 0,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 3,18 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,47 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifié}$$

**d- Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :**

$$M_{s \text{ max}} = 75,81 \text{ kN, m} ; \text{ déterminé par méthode des coupures (RDM)}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \text{ max}} = 64,43 \text{ kN, m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \text{ max}} = 30,32 \text{ kN, m}$$

**En travée :**

$$A = 8,04 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad A' = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{75,81 \times 10^3}{119190,22} \times 21,20 = 13,48 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 13,48 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots, \text{Condition vérifiée}$$

**-Sur appuis :**

$$A = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad A' = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{75,81 \times 10^3}{98755,17} \times 19,10 = 14,66 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 14,66 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$



**e- Calcul de la flèche :**

$$\frac{h_c}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{320} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,109 > 0,06 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_c}{L} \geq \frac{M_{t_{ser}}}{10 \times M_{0_{ser}}} \Rightarrow \frac{35}{320} > \frac{15,7}{10 \times 38,68} \Rightarrow 0,109 > 0,04 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2/f_s \Rightarrow \frac{4,36}{30 \times 31,5} \leq 4,2/400 \Rightarrow 0,0046 < 0,0105 ; \text{Condition vérifiée,}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

**IV-2-7-6-Ferrailage des armatures transversales :****a- Détermination du diamètre des armatures transversal :**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 10 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

**b- L'espacement :**

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$= \min \{ 28,35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R,P,A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_l \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

**c- La longueur de scellement droit  $L_s$  :**

$$L_s = \frac{\Phi_l f_s}{4\tau_s}$$

$$= \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à :  $r = 5,5\Phi_l = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left( c + \frac{\Phi}{2} + r \right)$$

$$= 31,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 20,1 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$= \frac{49,38 - 16,86 - 20,1}{1,87} = 6,62 \text{ cm}$$

**IV-3-Etude du plancher :****IV-3-1-Définition :**

Les planchers sont des aires planchers limitant les étages et supportant les revêtements entes du sol ; ils assurent deux fonctions principales :

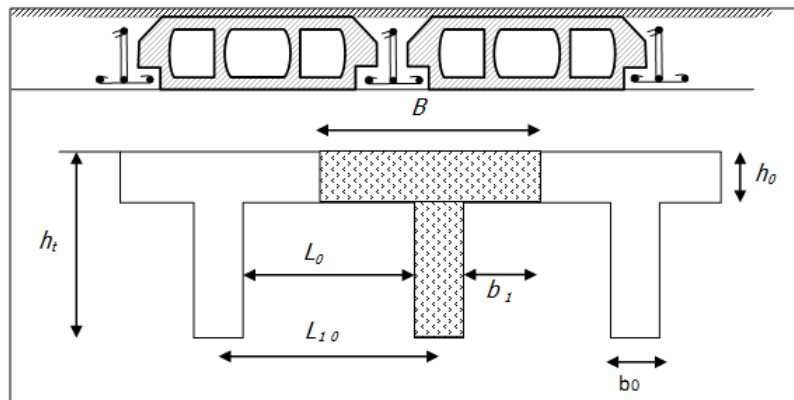
**-Fonction des résistances :** les planchers supportant leur poids propre e les surcharges d'exploitations appliquées sur eux.

**-Fonction d'isolation :** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Comme notre projet à usage d'habitation, on adopte un plancher à corps creux de 16 + 4 :

16 cm : corps creux

04 cm : dalle de compression

**IV-3-2-Pré dimensions des poutrelles :**

**Figure IV-7- : Dimensions d'un plancher à corps creux selon BAEI 91**

$h_t$  : hauteur de la nervure  $h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$

$h_0$  : hauteur de la dalle de compression  $h_0 = 4 \text{ cm}$

$b_0$  : largeur de la nervure  $b_0 = 12 \text{ cm}$

$L_0$ :  $L_0 = 2 b_1$

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{415}{10} = 41,5 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 48 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc :  $b_1=26,5\text{cm}$

L : longueur max de la nervure

$$L_{max} = 4,15 \text{ m}$$

B: largeur de la nervure

$$B = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

$H_t$ : hauteur du plancher

$$20 \text{ cm}$$

### **IV-3-3-évaluation des charges et des surcharges :**

#### **IV-3-3-1-Plancher terrasse :**

<b>Charge permanent</b>	$G_t=6,58 \times 0,65$	$4,28 \text{KN/m}^2$
<b>La surcharge</b>	$Q_t=1 \times 0,65$	$0,65 \text{KN/m}^2$
<b>Pu (ELUR)</b>	$1,35G_t+1,5Q_t$	$6,75 \text{KN/m}^2$
<b>Ps (ELS)</b>	$G_t + Q_t$	$4,93 \text{KN/m}^2$

#### **IV-3-3-2-Plancher courant :**

<b>Charge permanent</b>	$G_{ec}=5,58 \times 0,65$	$3,73 \text{KN/m}^2$
<b>La surcharge</b>	$Q_{ec}=1,5 \times 0,65$	$0,975 \text{KN/m}^2$
<b>Pu(ELUR)</b>	$1,35G_{ec}+1,5Q_{ec}$	$5,87 \text{KN/m}^2$
<b>Ps (ELS)</b>	$G_{ec} + Q_{ec}$	$4,71 \text{KN/m}^2$

### **IV-3-4-Méthode de calcul des poutrelles :**

Il existe plusieurs méthode pour le calcul des poutrelles, parmi lesquelles on a (méthode des trois moments, méthode forfaitaire, et la méthode forfaitaire modifiée).

#### **IV-3-4-1-Planchers étages courant :**

##### **a-Méthode forfaitaire**

Le règlement BAEL 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants si les conditions ci-après sont satisfaites

##### **b- Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

1. La charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G ; 5 \text{KN/m}^2)$
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

**c-Principe de calcul des moments :**

Il exprime les moments maximaux en travées et sur appuis sont fonction des moments fléchissant isostatiques «  $M_0$  » de la travée indépendante.

Avec :

$M_0$  : Le Moment maximal dans la travée indépendante

$M_t$  : Le Moment maximum dans la travée étudiée.

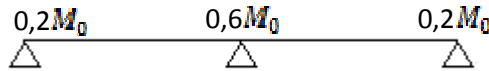
$M_w$  : Le Moment sur l'appui gauche de la travée

$M_e$  : Le Moment sur l'appui droit de la travée.

A : Le rapport suivant :  $\alpha = Q / (G+Q)$ .

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :

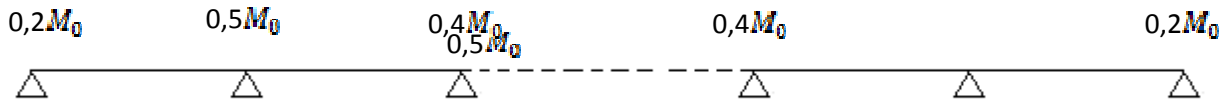


Figure IV-8- : Schémas explicatifs de la méthode forfaitaire

**d-Principe de calcul de l'effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

A horizontal beam segment of length  $l$  with a uniformly distributed load  $q$  acting downwards. At the left end, there is a shear force  $T_w$  pointing upwards. At the right end, there is a shear force  $T_e$  pointing downwards.

**IV-3-4-2-Planchers terrasse :**

**a-Méthode des trois moments :**

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

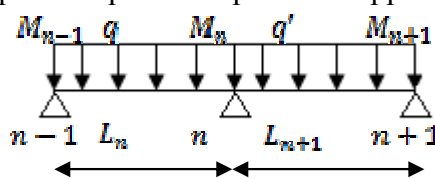


Fig IV-9-Schéma explicatif1

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

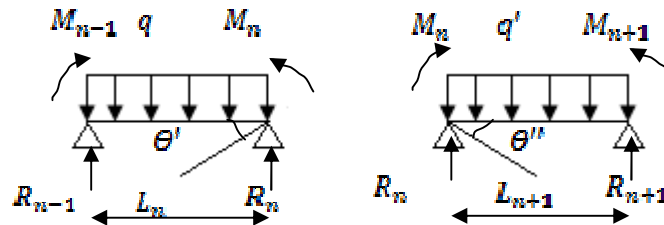


Figure IV.10 : Schéma explicatif 2.

Avec :

$M_{n-1}, M_n$  et  $M_{n+1}$  : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a :  $\theta' = \theta''$ .

Les moments de flexion pour chacune des travées  $L_n$  et  $L_{n+1}$  sous les charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique,  $M_{n-1}, M_n$  et  $M_{n+1}$  sont provisoirement omis.

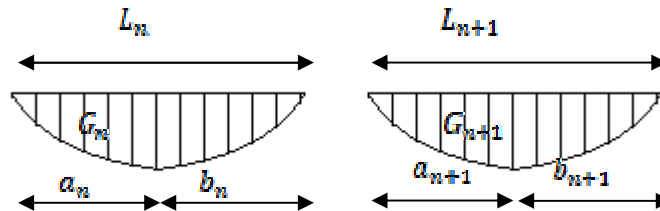


Figure IV-11- : Schéma explicatif 3.

$G_n$  et  $G_{n+1}$  : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}$  et  $b_{n+1}$  : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

$S_n$  et  $S_{n+1}$  : Les aires des diagrammes des moments pour les travées  $L_n$  et  $L_{n+1}$ .

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'(q)$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\begin{aligned} \theta' = \theta'' &\Rightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) \\ &= -6 \left[ \frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \end{aligned}$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

### IV-3-5- Calcul des poutrelles des planchers des étages courants

#### IV-3-5-1 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

1. La surcharge d'exploitation :

Plancher étage courant :  $G = 5,58 \text{ kN/m}^2$  ;  $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2 < 2G = 11,16 \text{ kN/m}^2$  ; Condition vérifiée.

2. Poutres à inerties transversales constantes ; Condition vérifiée.

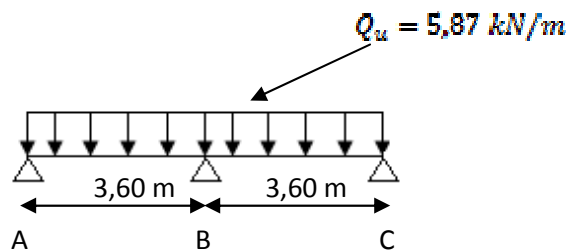
3.  $\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$  ;  $\frac{3,1}{1,65} = 1,87$  ; Condition non vérifiée.

4. Fissuration peu préjudiciable :

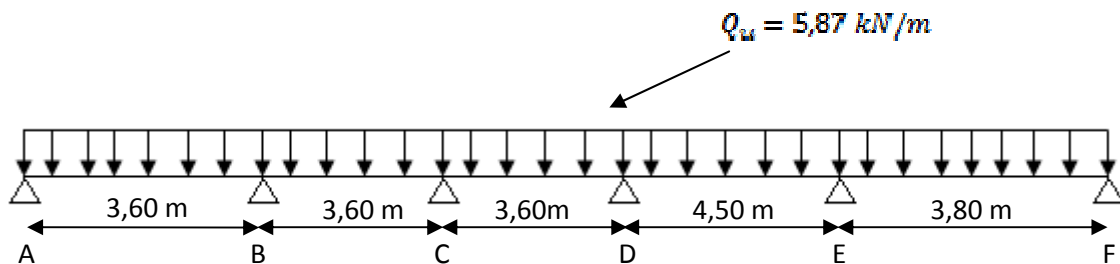
#### IV-3-5-2-Type des poutrelles :

Notre bâtiment compte deux type de poutrelle :

a-type 01 :



b-type 02 :



#### IV-3-5-3-Calcul des moments isostatiques :

##### IV-3-5-3-1-Type 02 :

$$L1=3,60\text{m} \rightarrow M_{01} = \frac{p_u \times L^2}{8} = \frac{5,87 \times (3,60)^2}{8} = 9,50 \text{ kN.m}$$

$$L2=4,50\text{m} \rightarrow M_{02} = \frac{p_u \times L^2}{8} = \frac{5,87 \times (4,50)^2}{8} = 14,85 \text{ kN.m}$$

$$L3= 3,80\text{m} \rightarrow M_{03} = \frac{p_u \times L^2}{8} = \frac{5,87 \times (3,80)^2}{8} = 10,59 \text{ kN.m}$$

**a-moment en appuis :**

Appuis	A	B	C	D	E	F
<b>k.M<sub>oi</sub></b>	0,2M <sub>01</sub>	0,5M <sub>01</sub>	0,4M <sub>01</sub>	0,4M <sub>02</sub>	0,5M <sub>03</sub>	0,2M <sub>03</sub>
<b>Ma</b>	1,90	4,75	3,80	5,94	5,29	2,11

IV-4-Tableau les moments sur appuis

**b-moment en travée :**

Calcul de coefficient  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+C} = \frac{1,5}{1,5+5,58} = 0,21$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} \max[(1 + 0,3\alpha)M_o; 1,05M_o] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_o \dots \dots \text{travée de rive} \\ \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_o \dots \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 1,06M_o - \frac{M_w + M_e}{2} \\ 0,63M_o \dots \dots \text{travée de rive} \\ 0,54M_o \dots \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Travée AB ;EF(travée de rive)

Travée AB :

$$M_t \geq 1,06 M_o^{AB} - \frac{1,9+4,75}{2} = 6,75 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq 0,63 M_o^{AB} = 0,63 \times 9,50 = 5,98 \text{KN.m}$$

On prend :  $M_t = 6,75 \text{KN.m}$

Travée EF :

$$M_t \geq 1,06 M_o^{EF} - \frac{M_e + M_f}{2} = 1,06 \times 10,59 - \frac{5,29+2,11}{2} = 7,52 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq 0,63 M_o^{EF} = 0,63 \times 10,59 = 6,67 \text{KN.m}$$

On prend :  $M_t = 7,52 \text{KN.m}$

Travée BC ;CD ; DE (travée intermédiaire) :

Travée BC :

$$M_t \geq 1,06 M_o^{BC} - \frac{M_b + M_c}{2} = 1,06 \times 9,50 - \frac{4,75+3,80}{2} = 5,80 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq 0,54 M_o^{BC} = 0,54 \times 9,50 = 5,13 \text{KN.m}$$

On prend :  $M_t = 5,80 \text{KN.m}$

Travée CD:

$$M_t \geq 1,06 M_o^{CD} - \frac{M_c + M_d}{2} = 1,06 \times 9,50 - \frac{3,80+5,94}{2} = 5,20 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq 0,54 M_o^{CD} = 0,54 \times 9,50 = 5,13 \text{KN.m}$$

On prend :  $M_t = 5,20 \text{KN.m}$

Travée DE :

$$M_t \geq 1,06 M_o^{DE} - \frac{M_d + M_e}{2} = 1,06 \times 14,85 - \frac{5,94 + 5,29}{2} = 10,13 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,54 M_o^{CD} = 0,54 \times 14,85 = 8,01 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t = 10,13 \text{ KN.m}$

**c-Effort tranchantes :**

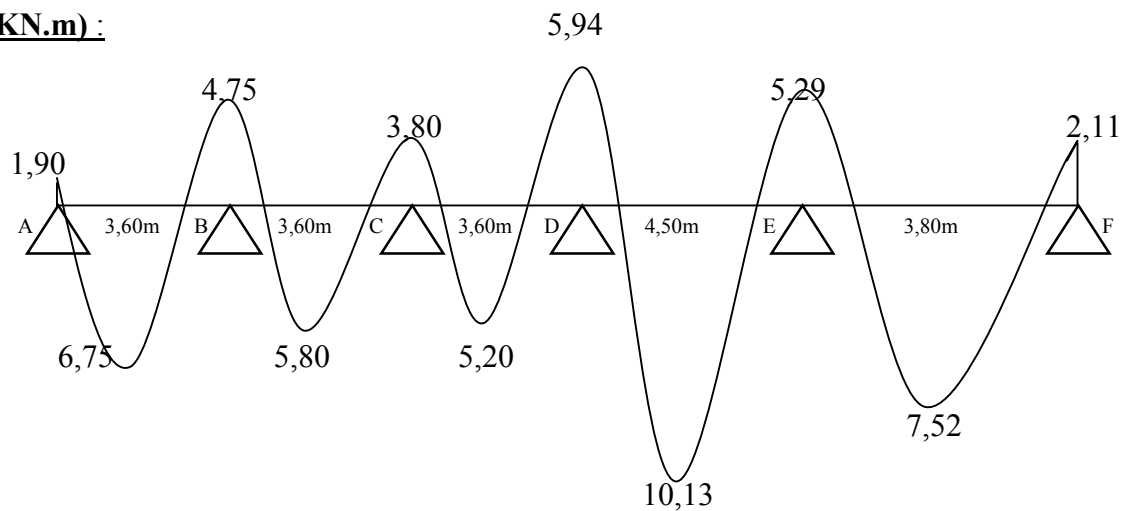
$$T_w = \frac{P_u \times L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

$$T_e = -\frac{P_u \times L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

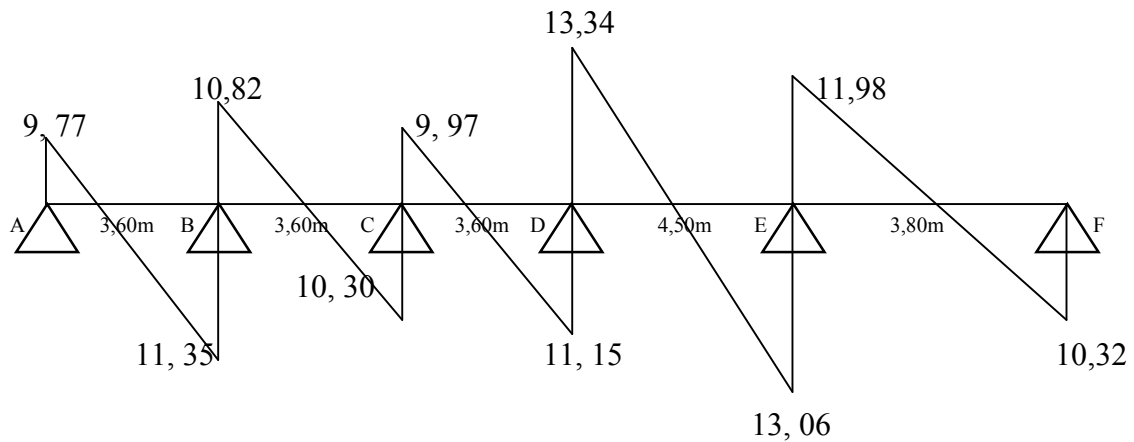
N°Travée	1 (A, B)	2 (B, C)	3 (C, D)	4 (D, E)	5 (E, F)
Moment sur travée(KN.m)	6,75	5,80	5,20	10,13	7,52
$T_w$ (KN)	9,77	10,82	9,97	13,34	11,98
$T_e$ (KN)	-11,35	-10,30	-11,15	-13,06	-10,32

IV-5-tableau les moments et les efforts tranchant travée

**M (KN.m) :**





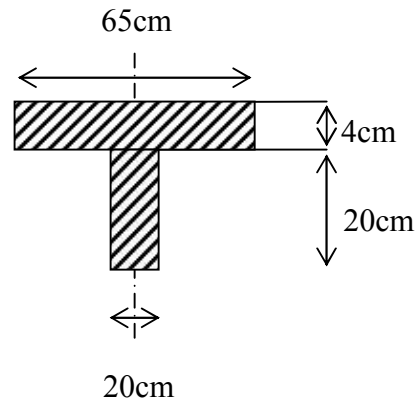
**T(KN) :****Fig IV-12- Les courbes des moments et des efforts tranchants.****d-Tableau récapitulatif :**

Type de poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U					E.L.S		
			Mt	Mw	Me	Tw	Te	Mt	Mw	Me
01	A-B	3,60	6,75	1,90	4,75	9,76	11,35	5,04	1,52	4,57
	B-C	3,60	6,75	4,75	1,90	11,35	9,77	5,04	4,57	1,52
02	A-B	3,60	6,75	1,90	4,75	9,77	11,35	5,42	1,52	3,81
	B-C	3,60	5,80	4,75	3,80	10,82	10,30	4,65	3,81	3,05
	C-D	3,60	5,20	3,80	5,94	9,97	11,15	4,18	3,05	4,76
	D-E	4,50	10,13	5,94	5,29	13,34	13,06	8,13	4,76	4,25
	E-F	3,80	7,52	5,29	2,11	11,98	10,32	6,03	4,25	1,70

**Tableau IV-6- : Résultats obtenus (plancher des étages courants)****IV-3-5-4-Calcul Du ferrailage:****IV-3-5-4-1-Calcul du ferrailage des poutrelles :(à l'ELU) :**

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

**Données :**

- Largeur de la talle  $b=65\text{cm}$ .
- Largeur de la poutrelle  $b_0=12\text{cm}$ .
- La hauteur de la section  $h_t=20\text{cm}$ .
- la hauteur de la section  $h_0=4\text{cm}$ .
- hauteur utile des aciers tendus  $d=0,9h=18\text{cm}$
- contrainte des aciers utilisés  $f_e=400\text{ Mpa}$
- contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25\text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$ .
- Fissuration peu préjudiciable

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$E L U \begin{cases} M_{tmax} = 10,13\text{KN.m} \\ M_{Amax} = 5,94\text{KN.m} \\ T_{max} = 13,34\text{KN.m} \end{cases}$$

**a- Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):****-En travée (armatures inférieurs) :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibre par la table «  $M_t$  »

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{KN.m}$$

$$M_{tmax} = 10,13 \text{KN.m} < M_t = 58,95 \text{KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  soumise à  $M_{tmax} = 10,13 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,13 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} = 0,033 < \mu_l \quad A' = 0$$

$$\beta = 0,9835$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,13 \times 10^3}{0,9835 \times 18 \times 348} = 1,64 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,64 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{cv}$$

$$\text{Soit : 3T10 filant } A = 2,35 \text{ cm}^2$$

- En appuis :

$$M_{max} = 5,94 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait pour une Section rectangulaire  $b_0 \times h = 12 \times 20 \text{ cm}^2$ .

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,94 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,107 < \mu_l \quad A' = 0$$

$$\beta = 0,9435$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,94 \times 10^3}{0,9435 \times 18 \times 348} = 1,05 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{cv}$$

$$\text{On prend : 2T10 } A = 1,57 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement :

$$V_u = 13,34 \text{ kN.m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \frac{13,34 \times 10}{12 \times 18} = 0,61 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = \min(3,25; 4) \Rightarrow \bar{\tau} = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_U < \bar{\tau} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

**b- Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :**

$$M_{t \max} = 8,13 \text{KN.m}$$

$$M_{a \max} = 4,76 \text{KN.m}$$

**En travée :**

$$A = 2,35 \text{cm}^2 ; A' = 1,51 \text{cm}^2$$

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 57,9y - 679,8 = 0$$

$$\rightarrow y = 4,15 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 4,15^3}{3} + (15 \times 2,35 \times (18 - 4,15)^2)$$

$$= 8310,32 \text{ cm}^4$$

-Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,13 \times 10^3}{8310,32} \times 4,15 = 4,40 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,40 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} 15 \text{ MPa}; \text{Condition vérifiée.}$$

**En appui :**

$$A = 1,57 \text{cm}^2 ; A' = 1,01 \text{cm}^2$$

-Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 38,7y - 454,2 = 0$$

$$\rightarrow y = 3,19 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,19^3}{3} + (15 \times 1,57 \times (18 - 3,19)^2)$$

$$= 5868,69 \text{ cm}^4$$

-Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4,76 \times 10^3}{5868,69} \times 3,19 = 2,58 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} 15 \text{ MPa}; \text{Condition vérifiée}$$

**c-Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \mathbf{01})$$

$$\phi_t \leq \min (5,71 ; 12 ; \mathbf{10})$$

$$\phi_t = 6\text{mm}$$

**d-Espacement  $S_t$  :****zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 30 \text{ cm} ; 12\phi)$$

$$S_t \leq \min (5 ; 30\text{cm} ; 7,2)$$

$$S_t = 5\text{cm}$$

**zone courant :**

$$S_t \leq \min (h/2)$$

$$S_t = 10\text{cm}$$

**e-condition non fragilité :**

$$\frac{A_t f_e}{s_t b_0} \geq \max \left( \frac{t_u}{2} ; 0,4\text{MPa} \right)$$

$$\frac{A_t f_e}{s_t b_0} \geq \max \left( \frac{0,71}{2} ; 0,4\text{MPa} \right) = 0,4\text{MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times s_t \times b_0 / f_e$$

$$A_t \geq (0,4 \times 15 \times 12) / 400$$

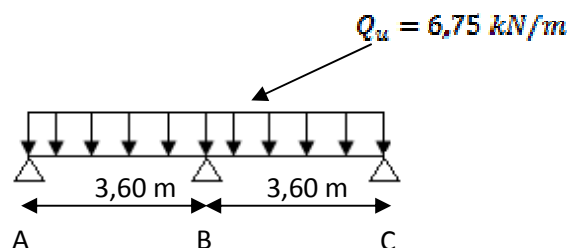
$$A_t = 0,18\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,35\text{cm}^2 > 0,18 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

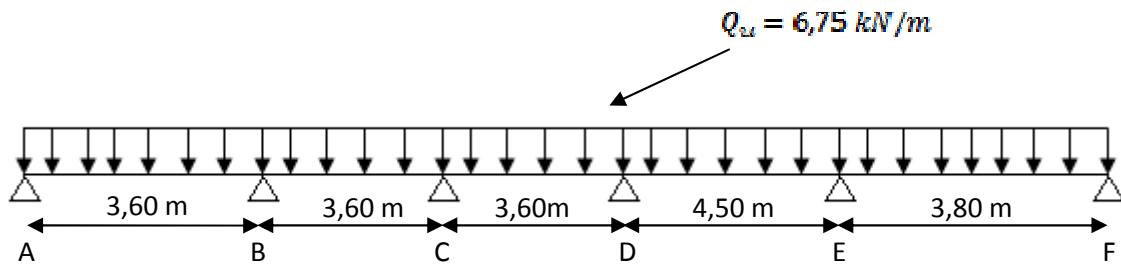
**IV-3-6- Calcul des poutrelles de plancher terrasse ( méthode des trois moments ) :****IV-3-6-1-Type des poutrelles :**

Notre bâtiment compte deux type de poutrelle :

a-type 01 :



b-type 02 :



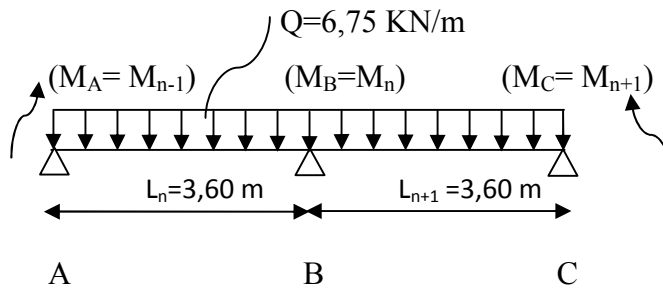
**IV-3-6-2-Exemple de calcul :**

-Poutrelle type (02)

Le calcul se fait selon la formule :

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[ \frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \dots\dots\dots(1)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C :



Partie AB :

$$M_{0AB} = \frac{Ql^2}{8} = 10,93 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,80 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} \cdot L_n \cdot M_{0AB} = \frac{2}{3}(3,6 \times 10,93) = 26,23 \text{ m}^2$$

Partie BC :

$$M_{0BC} = \frac{Ql^2}{8} = 10,93 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,80 \text{ m}$$

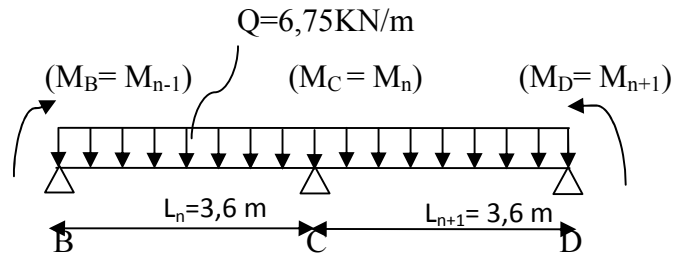
$$S_{n+1} = \frac{2}{3} \cdot L_{n+1} \cdot M_{0BC} = \frac{2}{3}(3,6 \times 10,93) = 26,23 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,6MA + 2(7,2) \cdot MB + 3,6MC = -157,38$$

$$\text{Avec : } M_A = -0,2 \cdot M_{0AB} = -2,18 \text{ KN.m}$$

$$14,4MB + 3,6MC + 149,53 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D :



Partie BC:

$$M_{0BC} = \frac{Ql^2}{8} = 10,93 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,80 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} \cdot L_n \cdot M_{0BC} = \frac{2}{3}(3,6 \times 10,93) = 26,23 \text{ m}^2$$

Partie CD :

$$M_{0CD} = \frac{Ql^2}{8} = 10,93 \text{ KN.m}$$

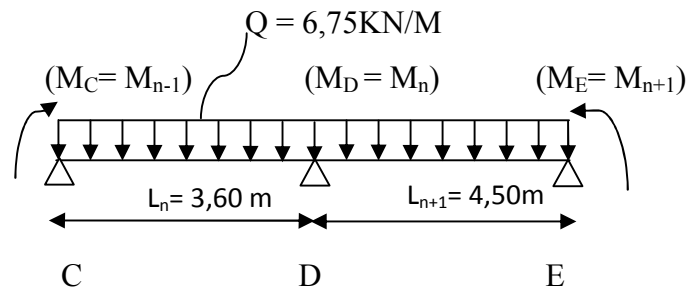
$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,80 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} \cdot L_{n+1} \cdot M_{0CD} = \frac{2}{3}(3,6 \times 10,93) = 26,23 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,6M_B + 2(3,6 + 3,6) \cdot M_C + 3,6M_D = -157,38$$

$$3,6M_B + 14,4M_C + 3,6M_D + 157,38 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend C-D et D-E :



Partie CD:

$$M_{0CD} = \frac{Ql^2}{8} = 10,93 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,80 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} \cdot L_n \cdot M_{0CD} = \frac{2}{3}(3,6 \times 10,93) = 26,23 \text{ m}^2$$

Partie DE:

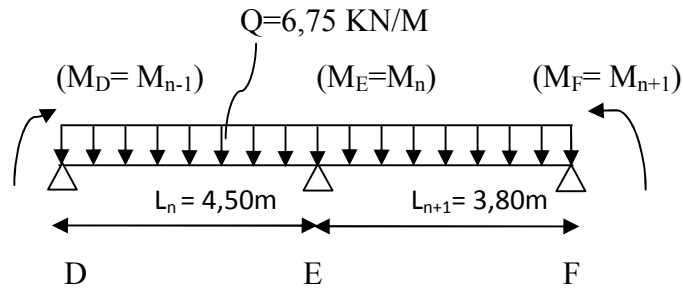
$$M_{0DE} = \frac{Ql^2}{8} = 17,08 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,25 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} \cdot L_{n+1} \cdot M_{0DE} = \frac{2}{3}(4,5 \times 17,08) = 51,24 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (3)} \Rightarrow 3,6 M_C + 16,2 M_D + 4,5 M_E + 232,38 = 0 \dots\dots\dots (3)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend D-E et E-F :



Partie DE:

$$M_{0DE} = \frac{Ql^2}{8} = 17,08 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 2,25 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} \cdot L_n \cdot M_{0DE} = \frac{2}{3} (4,50 \times 17,08) = 51,24 \text{ m}^2$$

Partie EF:

$$M_{0EF} = \frac{Ql^2}{8} = 12,18 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,90 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} \cdot L_{n+1} \cdot M_{0EF} = \frac{2}{3} (3,8 \times 12,18) = 30,85 \text{ m}^2$$

$$\text{*Donc (4) } \Rightarrow 4,5 MD + 16,6 ME + 3,8 MF = - 246,27$$

$$4,5 MD + 16,6 ME + 3,8 MF + 246,27 = 0 \dots \dots \dots (4)$$

**a-Les moments sur appuis sont :**

$$M_A = -2,18 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -8,80 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -6,30 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -9,71 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -11,64 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -2,43 \text{ KN.m}$$

**b-Les moments en travées :**

$$M_t^{AB} = [(M_A + M_B)/2] + M_0^{AB} = 5,44 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = [(M_B + M_C)/2] + M_0^{BC} = 3,38 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} = [(M_C + M_D)/2] + M_0^{CD} = 2,92 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} = [(M_D + M_E)/2] + M_0^{DE} = 6,40 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} = [(M_E + M_F)/2] + M_0^{EF} = 5,14 \text{ KN.m}$$



**c-L'effort tranchant :**

- Travée (AB) :

$$T_w = (-2,18 + 8,80)/3,60 + 6,75 \times 3,60/2 = 13,98 \text{ KN}$$

$$T_e = (-2,18 + 8,80)/3,60 - 6,75 \times 3,60/2 = -10,32 \text{ KN}$$

- Travée (BC) :

$$T_w = (-8,80 + 6,30)/3,60 + 6,75 \times 3,60/2 = 11,46 \text{ KN}$$

$$T_e = (-8,80 + 6,30)/3,60 - 6,75 \times 3,60/2 = -12,84 \text{ KN}$$

- Travée (CD) :

$$T_w = (-6,30 + 9,71)/3,60 + 6,75 \times 3,60/2 = 13,09 \text{ KN}$$

$$T_e = (-6,30 + 9,71)/3,60 - 6,75 \times 3,60/2 = -11,20 \text{ KN}$$

- Travée (DE) :

$$T_w = (-9,71 + 11,64)/4,50 + 6,75 \times 4,50/2 = 15,60 \text{ KN}$$

$$T_e = (-9,71 + 11,64)/4,50 - 6,75 \times 4,50/2 = -14,76 \text{ KN}$$

- Travée (EF) :

$$T_w = (-11,64 + 2,43)/3,80 + 6,75 \times 3,80/2 = 10,40 \text{ KN}$$

$$T_e = (-11,64 + 2,43)/3,80 - 6,75 \times 3,80/2 = -15,24 \text{ KN}$$

**Tableau IV-7- : Résultats obtenus (plancher terrasse)**

Type de poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U					E.L.S		
			Mt	Mw	Me	Tw	Te	Mt	Mw	Me
01	A-B	3,60	3,75	2,18	9,83	14,27	10,03	3,59	1,59	7,18
	B-C	3,60	0,86	9,83	2,18	10,03	14,27	3,59	7,18	1,59
02	A-B	3,60	5,44	2,18	8,80	13,98	10,32	3,97	1,59	6,43
	B-C	3,60	3,38	8,80	6,30	11,46	12,84	2,46	6,43	4,6
	C-D	3,60	2,92	6,30	9,71	13,09	11,20	2,13	4,6	7,10
	D-E	4,50	6,40	9,71	11,64	15,60	14,76	4,97	7,10	7,90
	E-F	3,80	5,14	11,64	2,43	10,40	15,24	4,05	7,90	1,77

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}}_{\max} = \mathbf{6,40 \text{ KN.m}} \\ M_{\text{appui}}_{\max} = \mathbf{11,64 \text{ KN.m}} \\ T_{\max} = 15,60 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}}_{\max} = 4,97 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}}_{\max} = 7,90 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

#### IV-3-6-2-Calcul du ferrailage :

##### a-Calcul des armatures longitudinales :

###### -En travée:

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,40 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} = 0,021 < \mu_l \quad A' = 0$$

$$\beta = 0,9895$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,40 \times 10^3}{0,9895 \times 18 \times 348} = 1,03 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,03 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition non vérifier}$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adopte}} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{3T10 \text{ filant}} \quad A = 2,35 \text{ cm}^2$$

###### - En appuis :

$$M_{\max} = 11,64 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait pour une Section rectangulaire  $b_0 \times h = 12 \times 20 \text{ cm}^2$ .

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,64 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,211 < \mu_l \quad A' = 0$$

$$\beta = 0,88$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,64 \times 10^3}{0,88 \times 18 \times 348} = 2,11 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,11 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{cv}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{2T12} \quad A = 2,26 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement :

$$V_u = 15,60 \text{ kN.m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \frac{15,60 \times 10}{12 \times 18} = 0,72 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min(0,13f_{c28}; 4\text{MPa}) = \min(3,25; 4) \Rightarrow \bar{\tau} = 3,25\text{MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

### **b- Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :**

**-En travée :**

$$A = 2,35\text{cm}^2; A' = 1,51\text{cm}^2$$

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 57,9y - 679,8 = 0$$

$$\rightarrow y = 4,15 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 4,15^3}{3} + (15 \times 2,35 \times (18 - 4,15)^2)$$

$$= 8310,32 \text{ cm}^4$$

-Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4,97 \times 10^3}{8310,32} \times 4,15 = 2,48 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,48\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}; \text{Condition vérifiée.}$$

**-En travée :**

$$A = 2,26\text{cm}^2; A' = 1,57\text{cm}^2$$

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 57,45y - 657,3 = 0$$

$$\rightarrow y = 3,69 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,69^3}{3} + (15 \times 2,26 \times (18 - 3,69)^2)$$

$$= 8030,50 \text{ cm}^4$$

-Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7,9 \times 10^3}{8030,50} \times 3,69 = 3,63 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}; \text{Condition vérifiée.}$$

**c-Armature transversale :**

$$\emptyset_t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \emptyset l)$$

$$\emptyset_t \leq \min (5,71 ; 12 ; 10)$$

$$\emptyset_t = 6 \text{ mm}$$

**c-espacement  $S_t$  :**

-zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 30 \text{ cm} ; 12\emptyset)$$

$$S_t \leq \min (5 ; 30 \text{ cm} ; 7,2)$$

$$S_t = 5 \text{ cm}$$

-zone courant :

$$S_t \leq \min (h/2)$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

**d-condition non fragilité :**

$$\frac{A_t f_e}{S_t b_0} \geq \max \left( \frac{f_{t1}}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

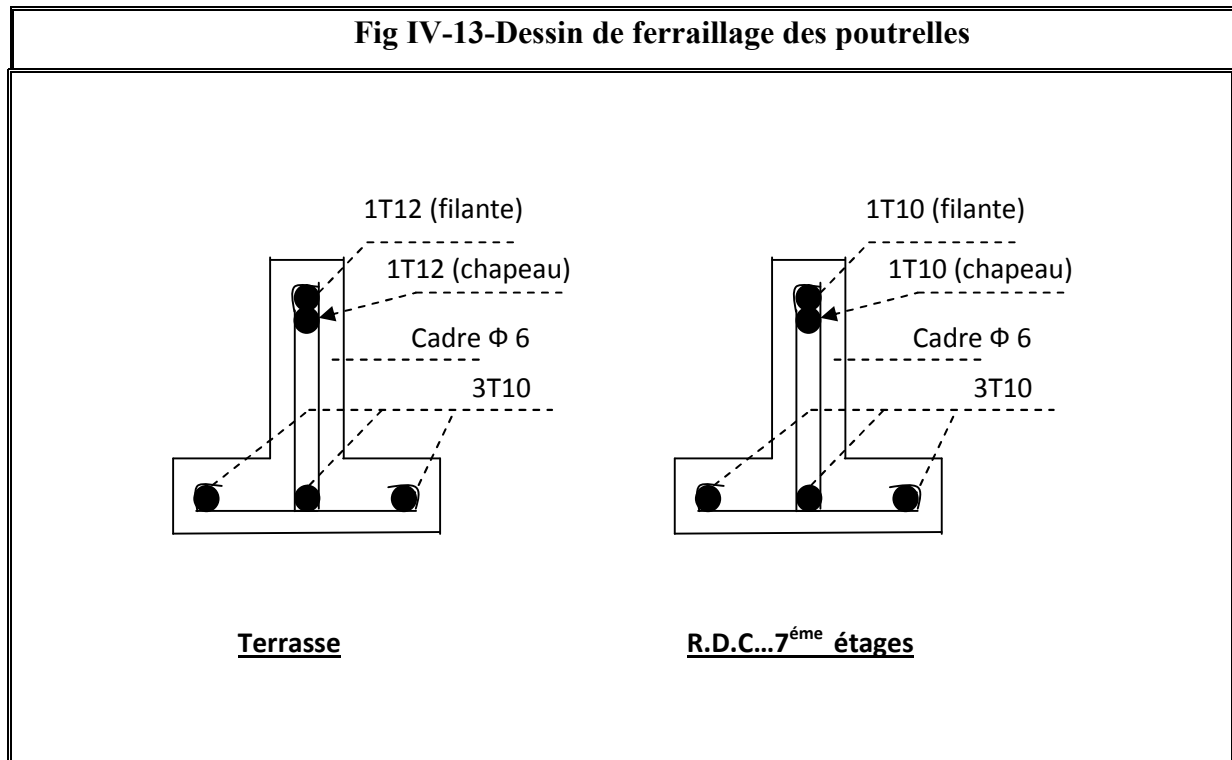
$$\frac{A_t f_e}{S_t b_0} \geq \max \left( \frac{0,71}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times S_t \times b_0 / f_e$$

$$A_t \geq (0,4 \times 15 \times 12) / 400$$

$$A_t = 0,18 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,18 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$



#### **IV-3-7-- Ferrailage de la dalle de compression :**

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

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

#### **IV-3-7-1-Condition du BAEL91**

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \times \frac{L_1}{f_e}$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \text{ Avec } (L_1 \text{ en cm})$$

Avec :

$L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1=65$  cm).

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

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

$$A_2 = A_1/2 ; F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_1 = 4 \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

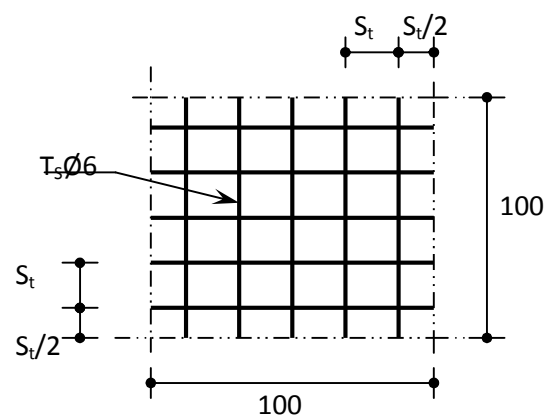
$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

#### **IV-3-7-2-Armature de répartition :**

$$A_R = A_1/4 = 0,35 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad S_t = 20 \text{ cm.}$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte pour un treillis soudés de diamètre  $\varnothing 6$  dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.



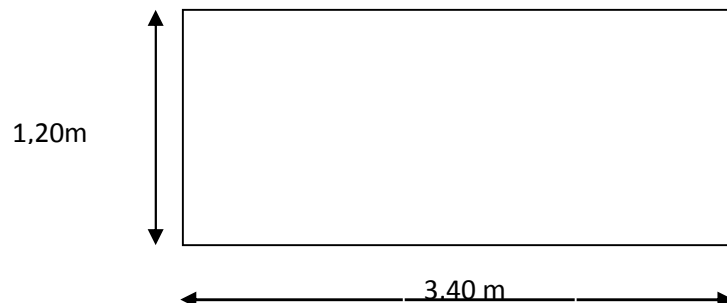
**Fig-IV-14-Dessin de ferrailage de la dalle de compression**

#### **IV-4-Les balcons :**

##### **IV-4-1-Définition :**

Le balcon est un élément décoratif dans les bâtiments à usage d'habitation. Il est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres. Le balcon est calculé à la flexion simple, sous l'effet de la sollicitation de **1<sup>er</sup>** genre ( G , Q )

Dans ce projet il y a un seul type de balcon : encastrée sur deux coté opposés.



On a :

$L_y$ : La longueur suivant l'encastrement à la poutre ;  $L_y = 3,40 \text{ m}$

$L_x$ : La longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ;  $L_x = 1,20 \text{ m}$

#### **IV-4-2-Calcul de balcon :**

##### **IV-2-4-1-Epaisseur de la dalle :**

$L_x/L_y = 120/340 = 0,35 < 0,4$  La dalle travail dans un seul sens (suivant  $L_x$ )

	Dalle (dans 1 sens )		Dalle (dans 2 sens)	
	Simple	Continue	Simple	continue
M	25-35	30-40	30-40	35-45

Dalle simple travaille dans 1sens m=25-35

$340/35 = 9,71\text{cm} \leq e \leq 340/25 = 13,6\text{cm}$

Pour les raisons sécuritaires, on prend ..... e =15cm.

##### **IV-4-2-2-Descente de charge :**

##### **-Charge permanente sur la dalle en mètre linière :**

Eléments	Epaisseur (m)	Densité KN/m <sup>3</sup>	Poids KN/m <sup>2</sup>
Carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,03	20	0,6
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	18	0,36

$$G_1 = 5,11 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q_1 = 3,5\text{KN/m}$$

##### **-La charge concentrée du garde-corps en mètre linière :**

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids superficies (KN/m <sup>2</sup> )
Poids de mur	0,15	/	1,3
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Enduit en plâtre	<b>0,02</b>	<b>10</b>	<b>0,2</b>

$$G_2 = 1,86\text{KN/m}$$

$$Q_m = 1\text{N/m}$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,11) + (1,5 \times 3,50) = 12,15 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Charge par ml} \quad Q_u = 12,15 \times 1 \text{ m} = 12,15 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,11 + 3,50 = 8,61 \text{ kN/m}^2$$

$$P_U = 1,35G_2 = 2,51 \text{ KN}$$

$$P_S = 1,86 \text{ KN}$$

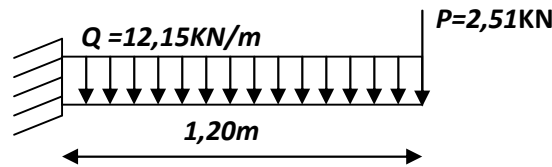


Fig- IV-15-Shéma statique de balcon.

#### IV-4-2-4-Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max:

$$M_{\max} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,15 \times 1,20^2}{2}\right) - (2,51 \times 1,20) = -11,75 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = Q_U l + P_u = (12,15 \times 1,20) + 2,51 = 17,09 \text{ kN}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

#### IV-4-3-Ferraillage:

M(KN.m)	$\mu$	$\beta$	A'	$A_{cal}$	$A_{adapt}(cm^2)$	$A_r = \frac{A_s}{4}$	$A_{adapt}(cm^2)$
20,78	0,045	0,977	0	2,55	5T12 $A_s=5,65cm^2$	Ar=1,41	3T8 $A_s=1,51cm^2$

#### IV-4-4-Vérfications :

##### IV-4-4-1-Condition non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{cal} = 2,55 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

##### IV-4-4-2-Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{17,09 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,126 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$1) \tau_u = 0,126 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$



La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### IV-4-4-3-Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{17,09 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 4 \times 3,14 \times 10^2} = 1,12 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendues ;

$$\mu = 2 \times \pi \times 1/2 = 3,14 \text{ cm} ;$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{ct28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$\psi_s = 1 \rightarrow$  Pour les aciers lisses

$\psi_s = 1,5 \rightarrow$  Pour les aciers HA

$$\tau_{se} = 1,12 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

#### IV-4-4-4-La vérification des contraintes à l'E.L.S:

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser} l^2}{2} - P_{ser} l = -\frac{8,61 \times 1,20^2}{2} - (1,86 \times 1,20) = -8,42 \text{ kN.m}$$

a-Détermination de la position de l'axe neutre :

$$A=5,65 \text{ cm}^2 ; A'=1,51 \text{ cm}^2.$$

$$D = \frac{15}{b} (A + A') = \frac{15}{100} (5,65 + 1,51) \rightarrow D = 1,07$$

$$E = \frac{30}{b} (Ad + A'c) = \frac{30}{100} (5,65 \times 13,5 + 1,51 \times 2) \rightarrow E = 23,78$$

$$Y = D + \sqrt{D + E} = 1,07 + \sqrt{1,071 + 23,78} \rightarrow y = 6,05 \text{ cm}$$

b-Détermination du moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3} y^3 + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - c')^2 \\ &= \frac{100 \times}{3} 6,05^3 + ((15 \times 5,65) (13,50 - 6,05)^2 + (15 \times 1,51) (6,05 - 2)) \\ &= 12549,17 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

c-Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{8,42 \times 10^3}{12549,17} \times 6,05 = 4,05 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 4,05 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

d-Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :

$$\sigma_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6$  mm ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{8,42 \times 10^3}{12549,17} \times (13,50 - 6,05) = 74,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 74,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

#### IV-4-4-5-Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à :  $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

a- Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left( (b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$= \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 5,65 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 5,65)} = 7,82 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,82 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,18 \text{ cm}$$

b- Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2 + \eta A (Y_2 - c')^2 = \frac{100 \times 7,82^3}{3} + \frac{100 \times 7,18^3}{3} + ((15 \times 5,65) \times (13,50 - 7,82)^2 + (15 \times 5,65) \times (7,18 - 2)^2) = 33286,86 \text{ cm}^4$$

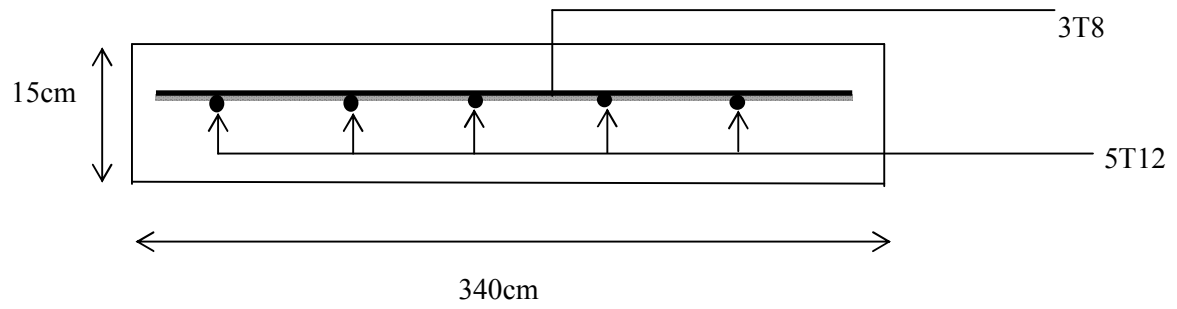
c- Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[ \frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,20^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 33286,86} \times \left[ \frac{8,61 \times 1,20}{8} \times \frac{1,86}{3} \right]$$

$$F = 0,012 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,012 \text{ cm} < F_{adm} = 0,48 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$



**Fig IV.16 : Dessin de ferrailage de balcon**

# *Chapitre V*

## *Etude sismique*

**V-1- Introduction :**

L'étude dynamique est une étape essentielle pour l'évaluation de la réponse d'une structure sous chargement dynamique aléatoire. Pour cela un modèle analytique sera choisi représentant le comportement réel du système.

**V-2- Méthode de calcul :**

Selon le RPA 99, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode statique équivalente.

Pour ce projet, on a utilisé la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode statique équivalente pour la vérification. Le programme utilisé pour la modélisation est le SAP 2000 V14 « Structural Analysis Program »

**V-3- Les conditions à vérifier :**

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que :

$$1) \quad T_{dyn} < 1,3 T_{sta}$$

$T_{dyn}$  : la période dynamique.

$T_{sta}$  : la période statique.

$$2) \quad V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

$V_d$  : La résultante des forces sismiques à la base.

$V_{st}$  : La résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

3) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \text{ avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- R : Coefficient de comportement
- $\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$  : Déplacement admissible (égale à 1%  $h_e$ )

4) Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » :

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « K » :

- Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur :  $1/(1 - \theta_k)$  ;
- Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

5) le facteur de participation massique dépasse 90 % :  $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$  :

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\left( \sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

#### V-4-Méthode d'analyse spectrale modale :

La méthode modale spectrale. Cherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure, à l'aide de logiciel "Structural Analysis Program" SAP2000.

#### V-5-présentation du logiciel (SAP 2000 V 14):

Le programme SAP 2000 est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par la méthode des éléments finis, il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution.

#### V-6- Evaluation des efforts sismiques :

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec} \\ 2,5\eta (1,25 A) \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0 \text{sec} \end{cases}$$

Avec :  $\frac{\delta_a}{g}$  : Spectre de Réponse de calcul.

et :

A : Coefficient d'accélération de zone.

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

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

$\xi$  : pourcentage d'amortissement critique

Q: Facteur de qualité.

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

-Sol meuble  $\Rightarrow$  site 3 donc  $T_1 = 0,15$  sec et  $T_2 = 0,50$ sec.

D'après le R.P.A 99 (version 2003) , on a :

-Zone sismique III }  $\Rightarrow (A = 0,25)$   
-Groupe d'usage 2 }

$\xi = 6\%$  - { - portique (béton armé).  
- Remplissage léger.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 6)} = 0,9354 \geq 0,7$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

-Mixte portiques/voiles : R = 5.

Q :le facteur de qualité de la structure est fonction de :

1-Les conditions minimales sur les files de contreventement.

2-redondance en plan.

3-régularité en élévation.

4-régularité en plan

5-contrôle de qualité de matériaux.

6-contrôle de qualité de l'exécution.

$$Q = 1 + \sum Pq = 1 + (0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,10) = 1,20.$$

### V-7- Calcul des masses de la structure :

La valeur  $w$  à prendre en compte est égale à la somme des poids  $w_i$  calculés à chaque niveau  $i$  de la structure

$$w = \sum w_i \text{ avec } w_i = G_i + \beta P_i$$

$G_i$  : poids des charges permanentes et à celle des équipements fixés éventuellement solidaires de la structure.

$P_i$  : charge d'exploitation.

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

Pour notre projet  $\beta = 0,2$

### V-8- Détermination des poids (Wt) de la structure :

#### Le niveau 1 (RDC) :

La surface du plancher :  $S = 424,65 \text{ cm}^2$ .

Poids de :

- Plancher .....  $G \times S = 0,558 \times 424,65 = 236,95 \text{ t}$
- Poteaux .....  $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht/2 = 42 \times 0,50^2 \times 2,5 \times 3,06 = 80,32 \text{ t}$
- poutre principale .....  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,45 \times 2,5 \times 144,8 = 57,01 \text{ t}$ .
- poutre secondaire .....  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,35 \times 2,5 \times 133,2 = 40,79 \text{ t}$ .
- les murs extérieurs .....  $0,8 \times G_m \times h_t \times \sum L = 0,8 \times 0,262 \times 3,06 \times 115 = 73,75 \text{ t}$
- les escaliers .....  $p = G \times S = 10,04 \text{ t}$

$$G = 498,86 \text{ t}$$

La surcharge :  $p = Q \times St$  ( $St$  : la surface totale du plancher)

$$p = 0,15 \times 424,65 = 63,69 \text{ t}$$

Le poids :  $Wt = G + \beta P = 498,86 + 0,2 \times 63,69 = 511,59 \text{ t}$

<b>Wt = 511,59t</b>
---------------------



**Le niveau 2 :**

La surface du plancher :  $S=424,65\text{m}^2$ .

Poids de :

- Plancher .....  $G \times S = 0,558 \times 424,65 = 236,95\text{t}$
  - Poteaux .....  $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht/2 = 42 \times (0,50^2 + 0,45^2) \times 3,06/2 \times 2,5 = 72,69\text{t}$
  - poutre principale .....  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,45 \times 2,5 \times 144,8 = 57,01\text{t}$ .
  - poutre secondaire .....  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,35 \times 2,5 \times 133,2 = 40,79\text{t}$ .
  - les murs extérieurs .....  $0,8 \times G_m \times h_t \times \sum L = 0,8 \times 0,262 \times 3,06 \times 115 = 73,75\text{t}$
  - les escaliers .....  $p = G \times S = 10,04\text{t}$
- $G=491,23\text{t}$

La surcharge :  $p=Q \times St$  (St : la surface totale du plancher)

$$p=0,15 \times 424,65 = 63,69\text{t}$$

$$\text{Le poids : } W_t = G + \beta P = 491,23 + 0,2 \times 63,69 = 503,96\text{t}$$

**Wt = 503,96t**

**Les niveaux 3,4 :**

La surface du plancher :  $S=424,65\text{m}^2$ .

Poids de :

- Plancher .....  $G \times S = 0,558 \times 424,65 = 236,95\text{t}$
  - Poteaux .....  $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht/2 = 42 \times 0,45^2 \times 2,5 \times 3,06 = 65,06\text{t}$
  - poutre principale .....  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,45 \times 2,5 \times 144,8 = 57,01\text{t}$ .
  - poutre secondaire .....  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,35 \times 2,5 \times 133,2 = 40,79\text{t}$ .
  - les murs extérieurs .....  $0,8 \times G_m \times h_t \times \sum L = 0,8 \times 0,262 \times 3,06 \times 115 = 73,75\text{t}$
  - les escaliers .....  $p = G \times S = 10,04\text{t}$
- $G=483,60\text{t}$

La surcharge :  $p=Q \times St$  (St : la surface totale du plancher)

$$p=0,15 \times 424,65 = 63,69\text{t}$$

$$\text{Le poids : } W_t = G + \beta P = 483,60 + 0,2 \times 63,69 = 496,33\text{t}$$

**Wt = 496,33**

**Les niveaux 5 :**

La surface du plancher :  $S=424,65\text{m}^2$ .

Poids de :

- Plancher .....  $G \times S = 0,558 \times 424,65 = 236,95 \text{ t}$
- Poteaux .....  $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht/2 = 42 \times (0,45^2 + 0,40^2) \times 3,06/2 \times 2,5 = 58,23 \text{ t}$
- poutre principale .....  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,45 \times 2,5 \times 144,8 = 57,01 \text{ t}$ .
- poutre secondaire .....  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,35 \times 2,5 \times 133,2 = 40,79 \text{ t}$ .
- les murs extérieurs .....  $0,8 \times G_m \times h_t \times \sum L = 0,8 \times 0,262 \times 3,06 \times 115 = 73,75 \text{ t}$
- les escaliers .....  $p = G \times S = 10,04 \text{ t}$

$$G = 476,77 \text{ t}$$

La surcharge :  $p = Q \times St$  (St : la surface totale du plancher)

$$p = 0,15 \times 424,65 = 63,69 \text{ t}$$

Le poids :  $Wt = G + \beta P = 476,77 + 0,2 \times 63,69 = 489,50 \text{ t}$

<b>Wt = 489,50t</b>
---------------------

**Les niveaux 6,7 :**

La surface du plancher :  $S=424,65\text{m}^2$ .

Poids de :

- Plancher .....  $G \times S = 0,558 \times 424,65 = 236,95 \text{ t}$
- Poteaux .....  $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht/2 = 42 \times 0,40^2 \times 2,5 \times 3,06 = 51,40 \text{ t}$
- poutre principale .....  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,45 \times 2,5 \times 144,8 = 57,01 \text{ t}$ .
- poutre secondaire .....  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,35 \times 2,5 \times 133,2 = 40,79 \text{ t}$ .
- les murs extérieurs .....  $0,8 \times G_m \times h_t \times \sum L = 0,8 \times 0,262 \times 3,06 \times 115 = 73,75 \text{ t}$
- les escaliers .....  $p = G \times S = 10,04 \text{ t}$

$$G = 469,94 \text{ t}$$

La surcharge :  $p = Q \times St$  (St : la surface totale du plancher)

$$p = 0,15 \times 424,65 = 63,69 \text{ t}$$

Le poids :  $Wt = G + \beta P = 469,94 + 0,2 \times 63,69 = 482,67 \text{ t}$

<b>Wt = 482,67t</b>
---------------------

**Les niveaux 8 (terrasse) :**

La surface du plancher :  $S=424,65m^2$ .

Poids de :

- Acrotère : ..... $0,1725 \times 113,87= 19,64 \text{ t}$
- Plancher .....  $G \times S = 0,658 \times 424,65= 279,41 \text{ t}$
- Poteaux .....  $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht/2 = 42 \times 0,40^2 \times 2,5 \times 1,53 = 25,70 \text{ t}$
- poutre principale .....  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,45 \times 2,5 \times 144,8 = 57,01 \text{ t}$ .
- poutre secondaire.....  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,35 \times 2,5 \times 133,2=40,79t$ .
- les murs extérieurs..... $0,8 \times G_m \times h_t \times \sum L=0,8 \times 0,262 \times 1,53 \times 115=36,87 \text{ t}$

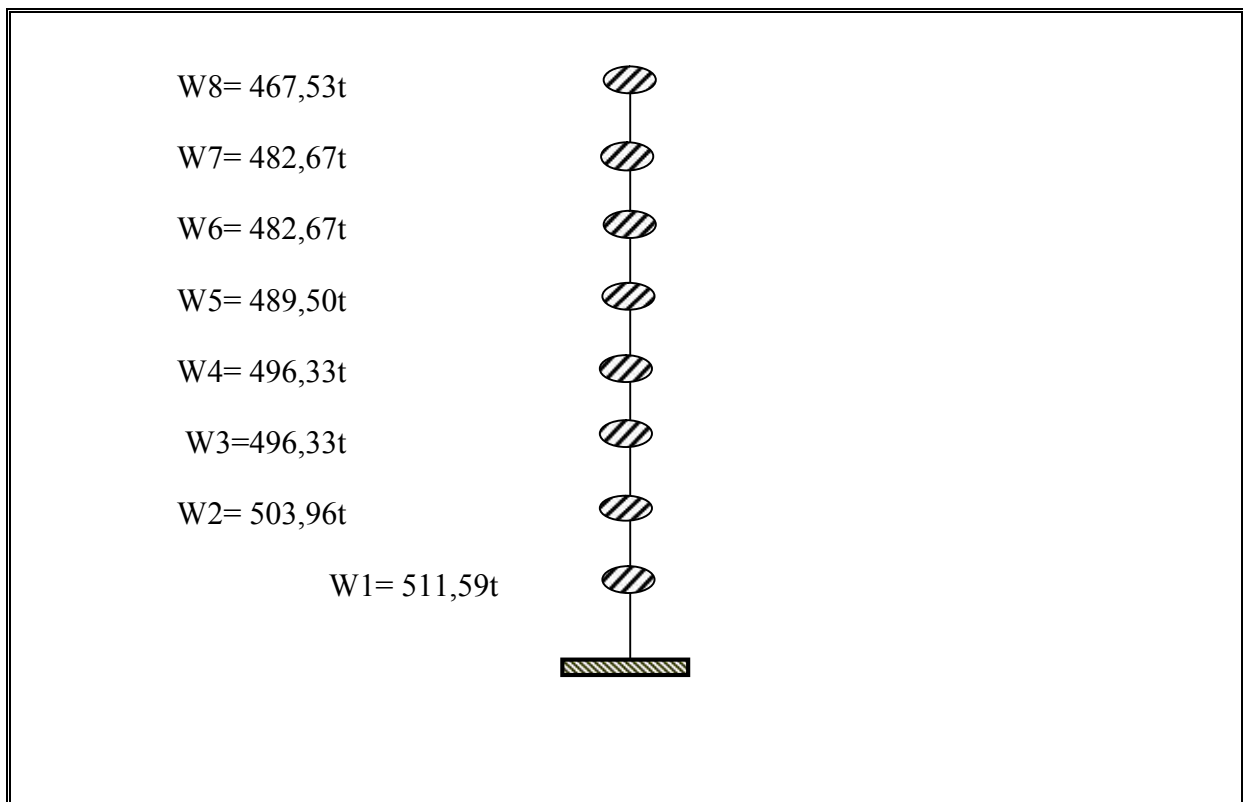
$G=459,04t$

La surcharge :  $p=Q \times St$  ( $St$  : la surface totale du plancher)

$p=0,1 \times 424,65= 42,46 \text{ t}$

Le poids :  $Wt=G+ \beta P =459,04+0,2 \times 42,46=467,53t$

**Wt = 467,53t**



**Fig-V-1- Poids de chaque étage**

**V-9-Définition des masses:**

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau (Voir tableau V-1 ci-après).

$$D'où: I_M = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

$I_M$  : inertie massique (t.m<sup>2</sup>)

M:masse sismique qui égale au rapport  $W/g$

W, le poids de chaque niveau i.

g : l'accélération de pesanteur 9,81.

S : surface du plancher.

$I_{xg}$  : inertie du plancher suivant l'axe X.

$I_{yg}$  : inertie du plancher suivant l'axe Y.

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{\max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{\max} \end{cases}$$

$X_G$  et  $Y_G$  : coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max.

$x_g$  et  $y_g$  : coordonnées du centre de gravité.

**Tableau -V-1- Masse et moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau :**

N	Poids W (KN)	Superfi cie (m <sup>2</sup> )	xg (m)	yg (m)	Xg (m)	Yg (m)	I <sub>xg</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>yg</sub> (m <sup>4</sup> )	Masse Sismiq ue M(KN)	Im (KN/m)
T	4675,3	424,65	14,50	10,53	14,75	10,78	13632,41	27887,22	476,58	46595,22
n7	4826,7	424,65	14,50	10,53	14,75	10,78	13632,41	27887,22	492,01	48103,81
n6	4826,7	424,65	14,50	10,53	14,75	10,78	13632,41	27887,22	492,01	48103,81
n5	4895,0	424,65	14,50	10,53	14,75	10,78	13632,41	27887,22	498,98	48785,27
n4	4963,3	424,65	14,50	10,53	14,75	10,78	13632,41	27887,22	505,94	49465,75
n3	4963,3	424,65	14,50	10,53	14,75	10,78	13632,41	27887,22	505,94	49465,75
n2	5039,6	424,65	14,50	10,53	14,75	10,78	13632,41	27887,22	513,72	50226,40
n1	5115,9	424,65	14,50	10,53	14,75	10,78	13632,41	27887,22	521,49	50986,07

**V-10- Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent :**

La force sismique totale  $V_t$  appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \cdot \left( \frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

W : le poids total de la structure :

R : coefficient de comportement global de la structure, il exprime la capacité de la structure à entrer dans le domaine plastique .Il dépend du type de la structure et de cas contreventement.

$$\text{Ou : } \begin{cases} A = 0,25. \\ Q = 1,20. \\ R = 5,0. \\ W = 444941,1 \text{ KN} \end{cases} .$$

$T_1, T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site.

-Sol meuble  $\Rightarrow$  site 3 donc  $T_1 = 0,15 \text{ sec}$  et  $T_2 = 0,50 \text{ sec}$ .

**V-10-1- Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empirique en calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_t . h_n^{3/4} .$$

$h_n$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau.

$C_t$  : coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$T = C_T . h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } \begin{cases} h_n = 24,48 \text{ m} \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } T = 0,050 . (24,48)^{3/4} = 0,55 \text{ sec} .$$

$$T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec.}$$

$$\Rightarrow D = 2,5 \eta_1 \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,93 \times \left( \frac{0,50}{0,55} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,18.$$

$$\text{Donc : } V = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0,25 \times 2,18 \times 1,20}{5} \times 39305,8 = 5141,19 \text{KN}$$

On doit vérifier que 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 résultant de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

**Tableau V-2- : Valeurs de la force sismique totale**

	$V_{dx} \text{ (t)}$	$V_{dy} \text{ (t)}$
<b>Forces sismiques</b>	419,66	419,66

- Sens longitudinal et transversal :

$$V_{dx} = V_{dy} = 419,66 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% . 514,11 = 411,28 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

#### **V-10-2-Vérification de la période fondamentale :**

**Tableau V-3- : Les valeurs de la période pour chaque mode**

Les modes	Les périodes
1	0,564
2	0,529
3	0,444
4	0,136
5	0,132
6	0,103
7	0,063
8	0,058
9	0,045

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique :  $T_{dyn} = 0.564s$

$$T_{dyn} = 0,56 < 1,3 T_{sta} = 1,3 \times 0,55 = 0,715 \text{sec} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Tableau V.4 : facteur de participation massique**

Mode	Période	Facteur de participation massique					
		U <sub>X</sub>	U <sub>Y</sub>	U <sub>Z</sub>	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	0,564007	0,000092	0,686445	0	0,000092	0,686445	0
2	0,529849	0,701994	0,000152	0	0,702086	0,686597	0
3	0,444067	0,004268	0,001279	0	0,706354	0,687876	0
4	0,136704	0,175683	0,000019	0	0,882037	0,687895	0
5	0,13248	0,000025	0,187308	0	0,882062	0,875203	0
6	0,103948	0,000231	0,00034	0	0,882293	0,875543	0
7	0,063188	0,063935	0,000001147	0	0,946228	0,875544	0
8	0,05837	0,000002037	0,067507	0	0,946230	0,943051	0
9	0,045878	0,000115	0,000122	0	0,946345	0,943173	0

**Sens transversal :**

$\Sigma\alpha_y = 94\% > 90\%$  ..... condition vérifiée.

**Sens longitudinal :**

$\Sigma\alpha_x = 94\% > 90\%$  .....condition vérifiée.

**V-10-3-Les déplacements latéraux inter- étage :****Tableau V.5 : les déplacements latéraux inter-étage**

Niveau	Déplacement maximum (m)	
	Sens x	Sens y
7	0,0064	0,0106
6	0,0038	0,0090
5	0,0069	0,0074
4	0,0054	0,0057
3	0,0039	0,0040
2	0,0025	0,0025
1	0,0013	0,0013
RDC	0,0004	0,0004

Selon le RRA 99/2003 ,concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta k}$$

Avec :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R= 5.

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion).

Le tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

**Tableau-V-6-Déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens :**

Niveau	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			0,01h <sub>e</sub> (m)
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	
7 <sup>me</sup> étage	0,0064	0,032	0,013	0,0106	0,053	0,008	< 0,0306
6 <sup>eme</sup> étage	0,0038	0,019	0,0155	0,009	0,045	0,008	< 0,0306
5 <sup>eme</sup> étage	0,0069	0,0345	0,0075	0,0074	0,037	0,0085	< 0,0306
4 <sup>eme</sup> étage	0,0054	0,027	0,0075	0,0057	0,0285	0,0085	< 0,0306
3 <sup>eme</sup> étage	0,0039	0,0195	0,007	0,0040	0,020	0,0075	< 0,0306
2 <sup>eme</sup> étage	0,0025	0,0125	0,006	0,0025	0,0125	0,006	< 0,0306
1 <sup>eme</sup> étage	0,0013	0,0065	0,0045	0,0013	0,0065	0,0045	< 0,0306
RDC	0,0004	0,002	0,002	0,0004	0,002	0,002	< 0,0306

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage 1,0% h<sub>e</sub>=0,0306; donc la condition est vérifiée.



# *Chapitre VI*

## *Ferraillages des éléments structuraux*

**VI-Etude des portiques :****VI.1-Ferrailage des poutres :****VI-1-1-Méthode de calcul :**

Dans le cas général les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>ème</sup> genre.

$$1^{\text{er}} \text{ genre : } S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow M_{sp1}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ genre : } \begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow M_{sp2}$$

$$\text{Si : } \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 \Rightarrow \text{on détermine les armatures sous } S_{p2}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 \Rightarrow \text{On détermine les armatures sous } S_{p1}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurité ( $\gamma_s ; \gamma_b$ )

$$\text{Pour la situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour la situation normale ou durable : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,20 \text{ MPa} \end{cases}$$

**VI-1-2-Recommandations pour les armatures longitudinales :**

D'après le RPA 99/2003 on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$  ;
- Section d'armature maximale :  $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$  ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$  Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

**VI-1-3-Exemple de calcul :**

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

**a-Poutre Principale de rive : (Terrasse)**

Les moments  $M_{sp1}$  et  $M_{sp2}$  sont tirés à partir du logiciel SAP.

**-Ferrailage d'une poutre :**

Données :

- Largeur de la poutre :  $b = 35 \text{ cm}$  ;
- Hauteur de la section :  $h = 45 \text{ cm}$  ;
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$  ;
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte limite du béton :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;
- Fissuration préjudiciable.

**a-sur appuis :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 50,7 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 105,5 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,48 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{105,5 \times 10^3}{35 \times 40,5^2 \times 18,48} = 0,099$$

$$\text{On a : } \beta = 0,9475$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{105,5 \times 10^3}{0,9475 \times 40,5 \times 400} = 6,87 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : 3T14(filante)+3T16 (chapeau) ce qui nous donne  $A = 10,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ **b- En travée :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 3,3 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 57,4 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,05 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{57,4 \times 10^3}{35 \times 40,5^2 \times 18,48} = 0,054$$

$$\text{On a : } \beta = 0,972$$

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{57,4 \times 10^3}{0,972 \times 40,5 \times 400} = 3,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : 3T14 ce qui nous donne  $A = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ **-Vérification du ferrailage de la poutre :**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 35 \times 40,5 \times 2,10}{400} = 1,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

 $A_{adpt} > A_{min}$  ; Condition vérifiée

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 7,87 \text{ cm}^2/ml \Rightarrow$  Condition vérifiée sur toute la section

Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{71,8 \times 10}{35 \times 40,5} = 0,50 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 0,50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre

### **-Détermination du diamètre des armatures transversal**

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\} = \min\{12,85 \text{ mm} ; 35 \text{ mm} ; 14 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

### **-L'espacement :**

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{36,45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l\right\} = \min\{11,25 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

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

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,25 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 35}{235} = 0,059 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,50 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 35 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235}$$

$$= 0,05 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{adoptée}} \geq 0,051 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} A_t \geq 0,766 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Soit : } 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

**-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T = 71,8 ; M_{ap} = 105,5 \text{KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{105,5}{0,9 \times 40,5 \times 10^{-2}} = 289,43 \text{KN.m} > 71,8 \text{KN.m}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction

**-Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ O\`u } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 71,8 \times 1,5}{0,8 \times 35 \times 25 \times 10}$$

$$= 0,030 \text{m} = 3 \text{cm}$$

$$a' = b - 4 = 31 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9d) = \min(31 \text{ cm} ; 36,45 \text{cm}) = 31 \text{ cm} .$$

$a > 3 \text{cm}$  ; Condition vérifiée

**-Entraînement des armatures :**

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ;  $T = 71,8 \text{kN}$  ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 6 ;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{mm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{71,8 \times 10^3}{0,9 \times 40,5 \times 4,40 \times 6 \times 10} = 0,45 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$\tau_{ser} = 0,45 \text{MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{MPa}$  ; Condition vérifiée.

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ( $b = 30 \text{ cm}$ ), on est obligés de courber les armatures d'une valeur «  $r$  » :  $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

- Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de  $90^\circ$  :  $L_2 = d - (c + \Phi/2 + r)$  ;

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19 r - L_2}{1,87}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 19,7 \text{ cm} \\ L_1 = 6,90 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 19,6 \text{ cm} \\ L_1 = 6,94 \text{ cm} \end{cases}$$

-La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone I :

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

**-Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_{ser} = 40,8 \text{ KN.m} ; A = 9,11 \text{ cm}^2 ; A' = 3,39 \text{ cm}^2 ,$$

Position de l'axe neutre :

$$D = \frac{15}{30}(A+A') = \frac{15}{100}(9,11+3,39) \quad D=1,87$$

$$E = \frac{30}{100}(Ad+A'c) = \frac{30}{100}(9,11 \times 13,5 + 3,39 \times 2) \quad E=38,92$$

$$Y = -D + \sqrt{D + E} \quad y = -1,87 + \sqrt{1,87 + 38,92}$$

$$\rightarrow y = 4,51 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3} y^3 + 15A'(y - c)^2 + 15A(d - y)^2 \\ &= \frac{30 \times 4,51^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (4,51 - 2)^2 + 15 \times 9,11(40,5 - 4,51)^2 \\ &= 178237,72 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{40.8 \times 10^3}{178237.72} \times 4.51 = 1.03 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1.03 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 MPa ; \text{Condition vérifiée}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :

$$\sigma_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6$  mm ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 MPa ; 201,63 MPa) = 201,63 MPa$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{40.8 \times 10^3}{178237.72} \times (40.5 - 4.51) = 123.57 MPa$$

$$\sigma_{st} = 123.57 MPa < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 MPa ; \text{Condition vérifiée}$$

#### **-Vérification de la flèche :**

$$M_{t ser} = 23.9 KN.m;$$

$$M_{0 ser} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(13,66 + 1,6) \times 4,1^2}{8} = 32,07 KN.m$$

$$A_s = 6,47 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots 0,085 > 0,063 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 M_0} \dots\dots\dots 0,085 > 0,039 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b d} < \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 0,007 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**VI-1-4-Ferrailage des poutres secondaires (35x35) cm<sup>2</sup> :****Tableau VI-1- :Ferrailage des poutres secondaires de rive**

NIVEAU	SECTION	Moments(t.m)			moment de calcul(t.m)	Acal(cm <sup>2</sup> )	Aadopte(cm <sup>2</sup> )
		Ms <sub>1</sub>	Ms <sub>2</sub>	Ms <sub>1</sub> /Ms <sub>2</sub>			
Terrasse	appuis	2,04	4,64	0,43	4,64	3,83	3T14+2T12=6,88
	travée	0,48	3,29	0,14	3,29	2,68	3T12 = 3,39
RDC...7 <sup>eme</sup>	appuis	2,08	5,28	0,39	5,90	4,38	3T14+2T12=6,88
Etage	travée	0,61	4,17	0,14	4,17	3,40	3T14=4,62

**Tableau VI-2- :Ferrailage des poutres secondaires d'intermédiaire**

NIVEAU	SECTION	Moments (t.m)			moment de calcul(t.m)	Acal(cm <sup>2</sup> )	Aadopte(cm <sup>2</sup> )
		Ms <sub>1</sub>	Ms <sub>2</sub>	Ms <sub>1</sub> /Ms <sub>2</sub>			
Terrasse	appuis	4,25	6,27	0,67	6,27	5,25	3T14+2T12=6,88
	travée	1,77	5,47	0,32	5,47	4,54	3T14 =4,62
RDC....7 <sup>eme</sup>	appuis	3,08	7,49	0,41	7,49	6,34	3T14+2T12=6,88
Etage	travée	1,43	6,83	0,20	6,83	5,74	3T14+12T12=6,88



**VI-1-5-Ferrillages des poutres principales (35x45) :****Armature longitudinale :**

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{min} = 0,5\%bht = 0,5 \times 35 \times 45 / 100 = 7,78 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max_1} = 4\%bht = 4 \times 35 \times 45 / 100 = 63 \text{ cm}^2$$

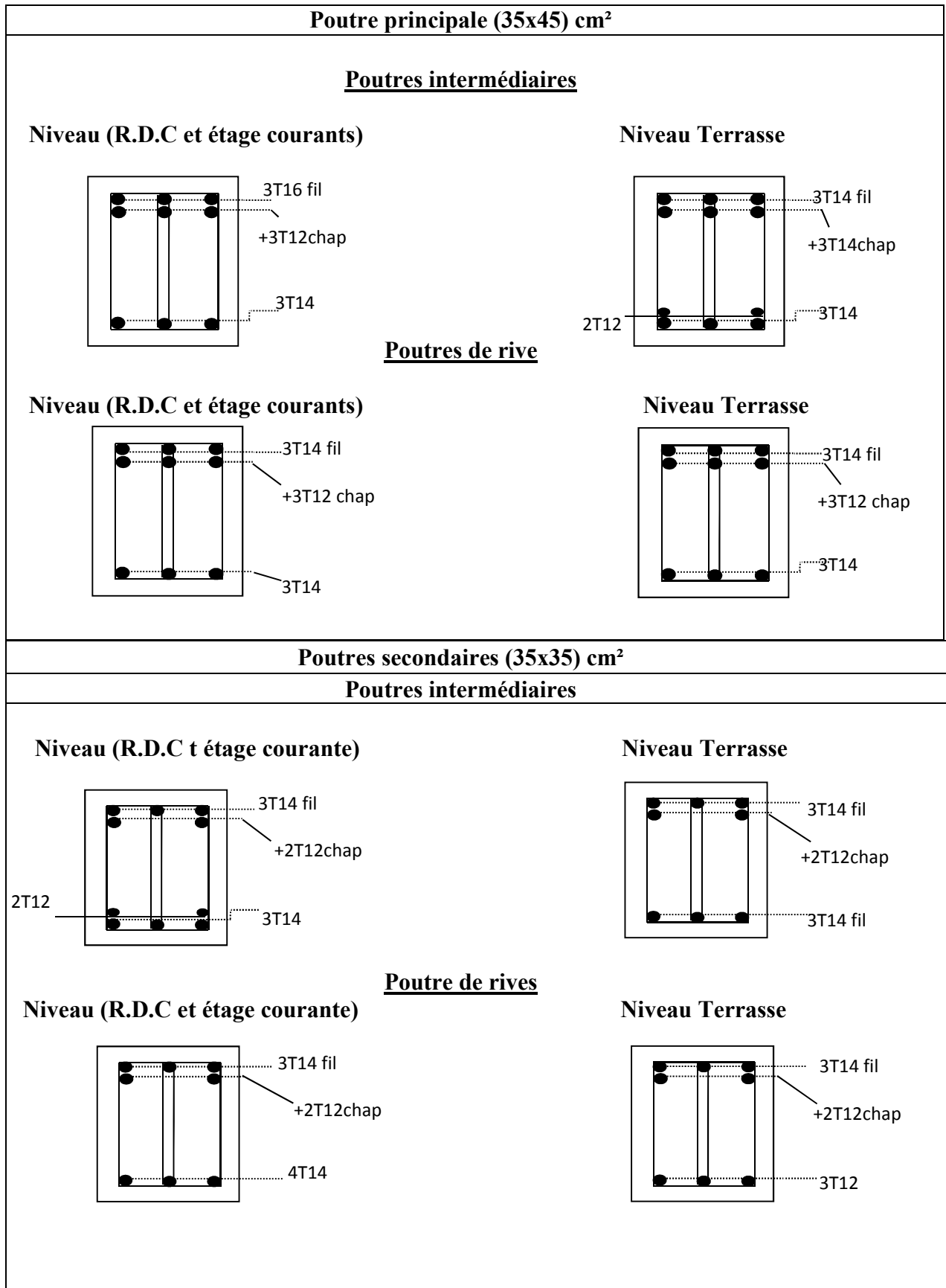
$$A_{max_2} = 6\% bht = 6 \times 35 \times 45 / 100 = 94,50 \text{ cm}^2$$

**Tableau VI-3- :Ferrillage des poutres principales de rive**

NIVEAU	SECTION	Moments(t.m)			moment de calcul(t.m)	Acal(cm <sup>2</sup> )	A adopte (cm <sup>2</sup> )
		Ms <sub>1</sub>	Ms <sub>2</sub>	Ms <sub>1</sub> /Ms <sub>2</sub>			
Terrasse	appuis	5,07	10,55	0,48	10,55	6,87	3T14+3T12=8,01
	travée	0,33	5,74	0,05	5,74	3,64	3T14=4,62
RDC...7 <sup>eme</sup>	appuis	5,90	11,41	0,51	11,41	7,47	3T14+3T12=8,01
Etage	travée	1,13	6,90	0,16	6,90	4,41	3T14=4,62

**Tableau VI-3- :Ferrillage des poutres principales d'intermédiaire :**

NIVEAU	SECTION	Moments (t.m)			moment de calcul(t,m)	Acal(cm <sup>2</sup> )	A adopte(cm <sup>2</sup> )
		Ms <sub>1</sub>	Ms <sub>2</sub>	Ms <sub>1</sub> /Ms <sub>2</sub>			
Terrasse	appuis	12,76	11,36	1,12	11,36	7,43	3T14+3T14=9,24
	travée	0,09	4,00	0,02	4,00	5,52	3T14+2T12=6,88
RDC....7 <sup>eme</sup>	appuis	12,55	12,69	0,98	12,69	8,38	3T16+3T12=9,42
Etage	travée	1,04	6,03	0,17	6,03	3,83	3T14=4,62



**Fig.VI.1-Dessin de ferrillage des sections des poutres principales et secondaires.**

**VI-2-Ferrailage des poteaux :****VI-2-1-Méthode de calcul :**

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivante :

$$\begin{aligned}
 - 1^{\text{er}} \text{Genre} : 1,35G+1,5Q &\Rightarrow [N_{\max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1 \\
 &[N_{\min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2 \\
 &[M_{\max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3 \\
 - 2^{\text{eme}} \text{Genre} : 0,8G \pm E &\Rightarrow [N_{\max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_4 \\
 &G+Q \pm 1,2E \quad [N_{\min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_5 \\
 &[M_{\max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_6
 \end{aligned}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

$$\text{Pour situation accidentelle : } \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour les autres cas : } \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$$

**VI-2-3-Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,9% (zone III)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale de recouvrement est de  $50\phi$  (zone III)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en (zone III).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

**Tableau VI-5- : les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)**

Famille de poteaux	$A_{min}=0,9 \%b.ht$	$A_{max1}=4\%b.ht$	$A_{max2}=6\%b.ht$
(50x50) cm <sup>2</sup>	22,5 cm <sup>2</sup>	100 cm <sup>2</sup>	150 cm <sup>2</sup>
(45x45) cm <sup>2</sup>	18,22 cm <sup>2</sup>	81cm <sup>2</sup>	121,5 cm <sup>2</sup>
(40x40) cm <sup>2</sup>	14,4 cm <sup>2</sup>	64cm <sup>2</sup>	96 cm <sup>2</sup>

**VI-2-3-Exemple de calcul :****a-Les sollicitations défavorables :**

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de  $t.m$  :

**Tableau VI-6- : les sollicitations défavorables du 1<sup>er</sup> genre**

Etage		(50x50)	(45x45)	(40x40)
Combinison				
(a)	$N_{max}$	169,59	122,43	60,3
	$M_{corr}$	0,733	1,49	1,41
(b)	$N_{min}$	39,18	99,28	2,59
	$M_{corr}$	1,70	0,022	0,08
(c)	$M_{max}$	4,68	4,8	6,68
	$N_{corr}$	95,19	52,51	12,41

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de  $t.m$  :

**Tableau VI-7-: les sollicitations défavorables du 2<sup>eme</sup> genre**

Etage		(50x50)	(45x45)	(40x40)
Combinison				
(a)	$N_{max}$	206,6	108,43	46,34
	$M_{corr}$	3,87	2,37	1,97
(b)	$N_{min}$	99,77	99,83	9,9
	$M_{corr}$	1,3	1,66	1,97
(c)	$M_{max}$	6,54	8,03	7,58
	$N_{corr}$	108,4	55,62	10,82

**b-Calcul d'un poteau :**

Un seul poteau de type (50X50) cm<sup>2</sup> sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

**-Poteau (1<sup>ème</sup> et RDC) :** (50X50) cm<sup>2</sup>

*Données :*

- Largeur du poteau  $b = 50$  cm.
- hauteur de la section  $ht = 50$  cm.
- Enrobage  $c = 2,5$  cm.
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = ht - c = 47.5$  cm
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e = 400$  Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  Mpa
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1$  Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

**-Combinaison du 1<sup>ère</sup> genre :**

$$\text{—} > N_{max} = 169,59 \text{ t} \quad M_{corresp} = 0,733 \text{ t.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0,733/169,59 = 0,0043 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 169,59 \times \left( 0,475 - 0,50/2 + 0,0043 \right) = 38,88 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left( 1 - 0,514 \frac{Nu}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 169,59 \text{ t} < 286,9 \text{ t} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 38,88 \text{ t.m} < 78,46 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_1 = A'_1 = 0$ ).

$$\text{—} > N_{min} = 39,18 \text{ t} \quad M_{corresp} = 1,70 \text{ t.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 1,70/39,18 = 0,043 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 39,18 \left( 0,475 - 0,50/2 + 0,043 \right) = 10,50 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot fbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 39,18 t < 286,9 t \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 10,50 t \cdot m < 18,49 t \cdot m \dots \text{Condition} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_2 = A'_2 = 0$ ).

$$\longrightarrow N_{respcor} = 95,19 t \quad M_{max} = 4,68 t \cdot m$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 4,68/95,19 = 0,049 m$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 95,19 (0,475 - 0,50/2 + 0,049) = 26,08 t \cdot m$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot fbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 95,19 t < 286,9 t \dots \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 26,08 t \cdot m < 44,55 t \cdot m \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_3 = A'_3 = 0$ ).

**-Combinaisons du 2eme genre :**

$$\longrightarrow N_{min} = 99,77 t \quad M_{corresp} = 1,3 t \cdot m$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 1,3/99,77 = 0,013 m$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 99,77 (0,475 - 0,50/2 + 0,013) = 23,74 t \cdot m$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot fbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 99,77 t < 374,22 t \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 23,74 t \cdot m < 46,83 t \cdot m \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_4 = A'_4 = 0$ ).

$$\longrightarrow N_{max} = 206,6 t \quad M_{corresp} = 3,87 t \cdot m$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 3,87/206,6 = 0,018 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 206,6 \left( 0,475 - 0,50/2 + 0,018 \right) = 50,20 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left( 1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot fbc \right) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 206,6 \text{ t} < 374,22 \text{ t} \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 50,20 \text{ t.m} < 95,76 \text{ t.m} \dots \dots \text{Condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_5 = A'_5 = 0$ ).

$$\longrightarrow N_{corresp} = 108,4 \text{ t} \quad , \quad M_{max} = 6,54 \text{ t.m}$$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 6,54/108,4 = 0,060 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 108,4 \left( 0,475 - 0,50/2 + 0,060 \right) = 30,89 \text{ t.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left( 1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot fbc \right) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 108,4 \text{ t} < 374,22 \text{ t} \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 30,89 \text{ t.m} < 50,83 \text{ t.m} \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_6 = A'_6 = 0$ ).

**Section adoptée :**

$$A_{adoptée} = \max (A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_4 ; A_5 ; A_6 ; A_{\min \text{ RPA}})$$

$$A_{adoptée} = \max (0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 22,5)$$

$$\text{Choix : } \quad 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

Tableau VI-8- : Ferrillage des poteaux

Poteaux	Combs.	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>eme</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sub>U</sub> (t)	M <sub>u</sub> (t.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>U</sub> (t)	M <sub>u</sub> (t.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		
(50x50)	(a)	169,59	0,733	0	206,6	3,87	0	22,5	<b>8T20</b> As=25,13
	(b)	39,18	1,70	0	99,77	1,3	0		
	(c)	95,19	4,68	0	108,4	6,54	0		
(45x45)	(a)	122,43	1,49	0	108,43	2,37	0	18,22	<b>4T20+</b> <b>4T16</b> As= 20,61
	(b)	99,28	0,022	0	99,83	1,66	0		
	(c)	52,91	4,85	0	55,62	8,03	0		
(40x40)	(a)	60,3	1,41	0	46,34	1,97	0	14,40	<b>8T16</b> As= 16,08
	(b)	2,59	0,08	0	9,9	1,91	0		
	(c)	12,41	6,68	4,01	10,82	7,58	0,53		

**- Les Vérifications :**

a) Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type (50x50 cm<sup>2</sup>).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{5,06 \times 10^2}{50 \times 40,5} = 0,249 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,249 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

b) Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par RPA 99/2003.

**-Le diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} < 12 \text{ mm}$$

On adopte un  $\Phi$  8.



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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul ;

$h_l$  : Hauteur totale de la section brute ;

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

$\rho_a$  : Coefficient correcteur égale à :  $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

**-L'espacement :**

D'après le RPA 99/2003 on a :

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq \min \left\{ \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\Phi_l \right\} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

**-Calcul de l'élançement géométrique :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,5} = 4,28 < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 170}{45 \times 235} = 0,90 \text{ cm}^2$$

**-Quantité d'armatures transversales minimales:**

$A_t / (T \times b)$  en % est donné comme suit :  $\lambda_g < 5 \rightarrow 0,8\%$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,8\% \times 10 \times 50 = 4 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,8\% \times 15 \times 50 = 6 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_t = 10\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,85 \text{ cm}^2$$

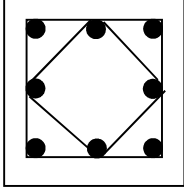
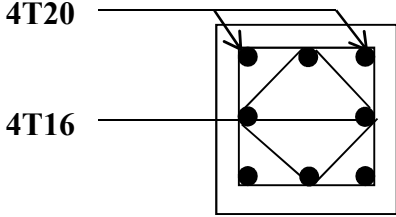
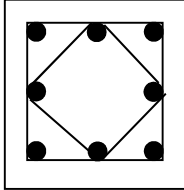
$< 6 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

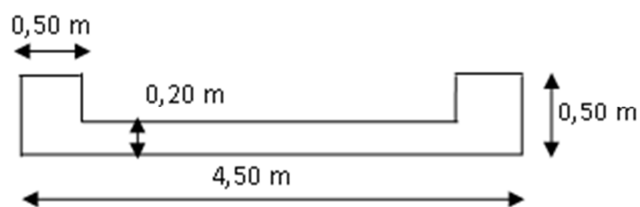
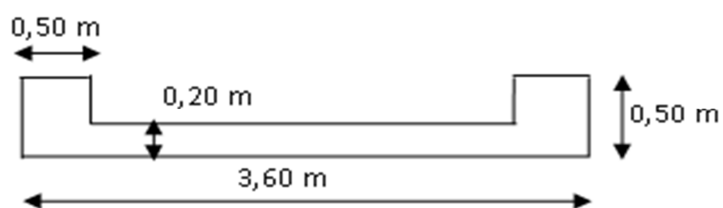
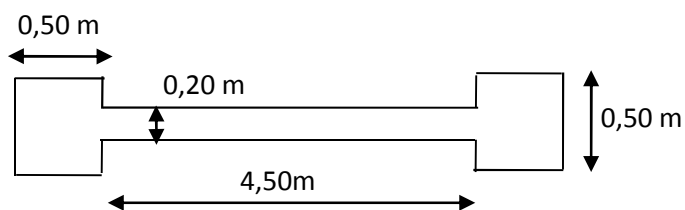
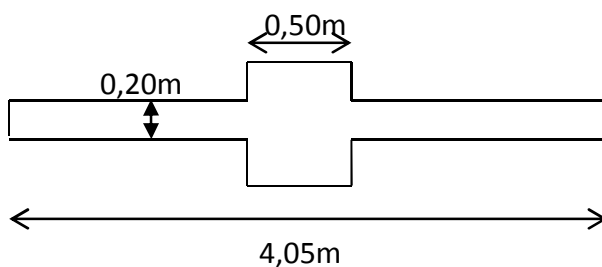
**-Détermination de la zone nodale :**

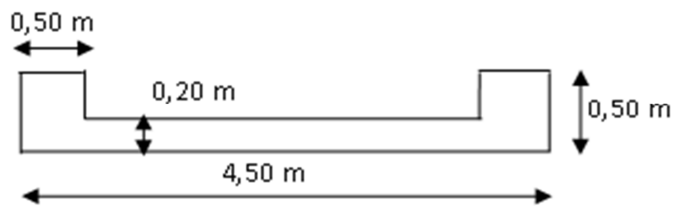
La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\begin{cases} h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \\ L' = 2h = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

Fig VI-2- : Ferrailages des poteaux

Poteaux	Ferrailages des poteaux
<p data-bbox="236 472 373 510">( 50 x 50 )</p> <p data-bbox="268 546 341 584">8T20</p>	
<p data-bbox="260 925 365 963">(45x45)</p> <p data-bbox="220 999 389 1037">4T20+4T16</p>	
<p data-bbox="252 1301 357 1339">(40x40)</p> <p data-bbox="260 1375 341 1413">8T16</p>	

**VI-3- ferrailage des voiles :****VI-3-1- Les types des voiles :****1<sup>ère</sup> type :****2<sup>ème</sup> type :****3<sup>ème</sup> type :****4<sup>ème</sup> type :****Fig VI-3- : Dessin des voiles.**

**VI-3-2-Exemple de calcul (Voile de rive type 1)**

$$A = 1,20 \text{ m}^2$$

$$I = aL^3 / 12 = 0,71 \text{ m}^4$$

$$V = 1,75 \text{ m}$$

$$N = 148,78 \text{ t}$$

$$M = 2,22 \text{ t.m}$$

$$T = 0,016 \text{ t}$$

**a--Détermination des contraintes :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{148,78 \cdot 10^{-2}}{1,20} + \frac{2,22 \times 1,75 \cdot 10^{-2}}{0,71} = 1,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{148,78 \cdot 10^{-2}}{1,20} - \frac{2,22 \times 1,75 \cdot 10^{-2}}{0,71} = 1,17 \text{ MPa}$$

On a  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

**b-Calcul des armatures verticales :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ( $L = 1 \text{ m}$ )

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**-Le diamètre :**  $D \leq 1.a/10$  (mm)

$$D \leq (1 \times 200) / 10$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte :  $D = 12 \text{ mm}$

**-L'espacement:**

-Selon le BAEL 91,on à :

$$St \leq \min \{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml.**

**c-Calcul des armatures horizontales :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12 = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20 cm.

**d-calcul des armatures transversales :**

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4m<sup>2</sup> au moins; on prend donc **4φ 6 par m<sup>2</sup>.**

**e-Vérification de la contrainte de cisaillement  $\tau_b$  :**

$$\text{On calcule la contrainte de cisaillement } \tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$$

Avec :  $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$  l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

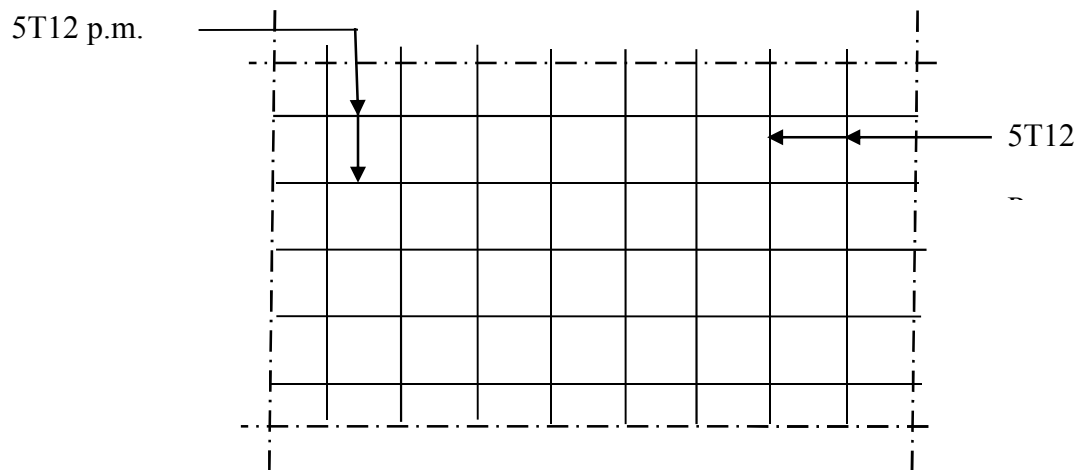
a : Épaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par:  $\bar{\tau} = 0,05.f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{0,0016.1,4}{0,20.3,50} = 0,0032 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0,0032 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$



**Figure VI-4- : Ferrailage du voile**

# ***Chapitre VII***

*Etude de l'infrastructure*

**VII-1- Introduction :**

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage ; elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2 bar à un ancrage de 1.5 m.

-Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.

-Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.

-Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l'E.L.S  $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l'E.L.U  $N_u = 1,35 G+ 1,5 Q .$

$V_u$  la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, et la faible portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol.
- Transmettre au sol la totalité des efforts.
- Eviter les tassements différentiels.

**-Définition de radier :**

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

**VII-2- Choix du type de fondations :**

Le choix de type de fondation dépend de

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.



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

- Semelle filante.
- Radier général.

La sur des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left( S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s = \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec :  $N = G_T + Q_T = 4609,74\text{t}$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2\text{bars} = 20\text{t} / \text{m}^2.$$

- Surface totale du bâtiment : 424,65m<sup>2</sup>.
- Surface totale de la semelle : 230,48 m<sup>2</sup>.

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{230,48}{424,65} = 0,54 = 54\%$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

Ce qui effet, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le **Radier général**.

### **VII-3-Calcul du radier:**

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité  
(Réaction de sol  $\cong$  poids total de la structure).

### **VII-3-1-Pré dimensionnement du radier :**

#### **a-Combinaison d'actions :**

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 6309,66 \text{ t.}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 4609,74 \text{ t.}$$

#### **b-Surface du radier:**

La surface du radier est donnée par la formule suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 4609,74 \text{ t.}$$

$$S \geq N / \sigma_{\text{sol}} = 4609,74 / 20 = 230,48 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de 60 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise  $S_{\text{radier}} = 464,82 \text{ m}^2$ .

### **c-Calcul de l'épaisseur du radier :**

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1<sup>ère</sup> condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

$V_u$  : Effort tranchant ultime :  $V_u = Q.L/2$

$L$  : Longueur maximal d'une bande 1m ;  $L = 5,00 \text{ m}$

$$Q_u = N_u / S = 6309,66 / 464,82 = 13,57 \text{ t/m}^2.$$

Par ml:  $Q_u = 13,57 \text{ t/ml}$ .

$$V_u = 13,57 \times 5,00 / 2 = 33,92 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{33,92 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,23 \text{ m}$$

2<sup>ème</sup> condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad L = 530 \text{ cm}$$

$$20 \leq d \leq 25 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm} ; \text{ on prend : } h = 30 \text{ cm} ; d = 25 \text{ cm}$$

### **d-Détermination de la hauteur de la poutre de libage:**

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 55,55 \text{ cm} \leq h \leq 83,33 \text{ cm}$$

On prend :  $d=72 \text{ cm} ; h = 80 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm}$ .

### **e-Vérification des contraintes :**

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 [0,30 \times 464,82 + 0,80 \times 0,50 \times 118,82] = 467,43 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = 467,43 + 4609,74 = 5077,17 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{5077,17}{464,82} = 10,92 \text{ t/m}^2 < 25 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**f-Inerties du radier :**

$$I_{XG} = 13632,4 \text{ m}^4$$

$$I_{YG} = 27887,22 \text{ m}^4$$

**g-La longueur élastique :**

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre :  $I = bh^3/12 = 0,50 \times (0,80)^3 / 12 = 0,0213 \text{ m}^4$ .

E : Module d'élasticité du béton,  $E = 3216420 \text{ t/m}^2$ .

b : Largeur de la poutre  $b=0,50 \text{ m}$ .

K : Coefficient du raideur de sol  $k = 500 \text{ t/m}^3$ .

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0213}{500 \times 0,50}} = 5,75 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5,00 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 9,02 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$L_{\max}$  : La longueur maximale entre nœuds des poteaux.

**h-Evaluation des charges pour le calcul du radier :****-Poids unitaire du radier :**

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,30 = 0,75 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 10,92 - 0,75 = 10,17 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en «  $\text{m}^2$  » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 10,17 \text{ t/m}^2.$$

**VII-3-2- Ferrailage du radier :****a- Ferrailage des dalles :**

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis  $L_x$  et  $L_y$  avec  $L_x \leq L_y$ .

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

**1<sup>ère</sup> cas :**

Si :  $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$  La dalle portante suivant les deux directions.

**Les moments sont données par :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

**Moment en travée :**

$$M_t = 0,85 M_0 \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$M_t = 0,75M_0$ .....panneau intermédiaire.

**Moment sur appuis :**

$M_a = 0,35M_0$ ..... appuis de rive.

$M_a = 0,5M_0$ ..... appuis intermédiaire.

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si:  $\alpha = L_x/L_y < 0,4$  la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

**b-Exemple de calcul :**

$$\alpha = L_x/L_y = 4,00/4,50 = 0,88 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

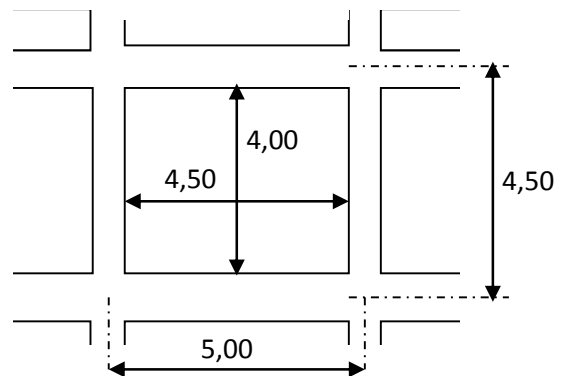
$$\alpha = 0,88 \Rightarrow \mu_x = 0,0476; \mu_y = 0,7438.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0476 \times 10,17 \times (4,00)^2 = 7,74 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_{0y} = 0,7438 \times 7,74 = 5,75 \text{ t.m}$$



**-En travée :**

**Sens x :**

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 7,74 = 6,60 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,60 \cdot 10^4}{100(27)^2 \cdot 14,17} = 0,063 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,063 \rightarrow \beta = 0,9675$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,6 \cdot 10^4}{0,9675 \cdot 27 \cdot 348} = 7,26 \text{ cm}^2.$$

On adopte **8T12 / ml** , **A = 9,05 cm<sup>2</sup>/ml** , **S<sub>t</sub> = 12 cm**

**Sens y :**

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 0,85 \times 5,75 = 4,88 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,88 \cdot 10^4}{100(27)^2 \cdot 14,17} = 0,047 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,047 \rightarrow \beta = 0,977$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,88 \cdot 10^4}{0,977 \cdot 27 \cdot 348} = 5,31 \text{ cm}^2.$$

On adopte **5T12 / ml** ,  $A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $S_t = 20 \text{ cm}$

**-En appuis :**

**Sens x:**

$$M_{ax} = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 7,74 = 3,87 \text{ t.m}$$

$$\mu_1 = 0,037 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,037 \rightarrow \beta = 0,9815$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,87 \cdot 10^4}{0,9815 \cdot 27 \cdot 348} = 4,19 \text{ cm}^2.$$

On adopte **6T12 / ml**,  $A = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ,  $S_t = 16 \text{ cm}$

**Sens y:**

$$M_{ay} = 0,5M_{oy} = 0,5 \times 5,75 = 2,87 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,87 \cdot 10^4}{100(27)^2 \cdot 14,17} = 0,027 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,027 \rightarrow \beta = 0,9865$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,87 \cdot 10^4}{0,9865 \cdot 27 \cdot 348} = 3,09 \text{ cm}^2.$$

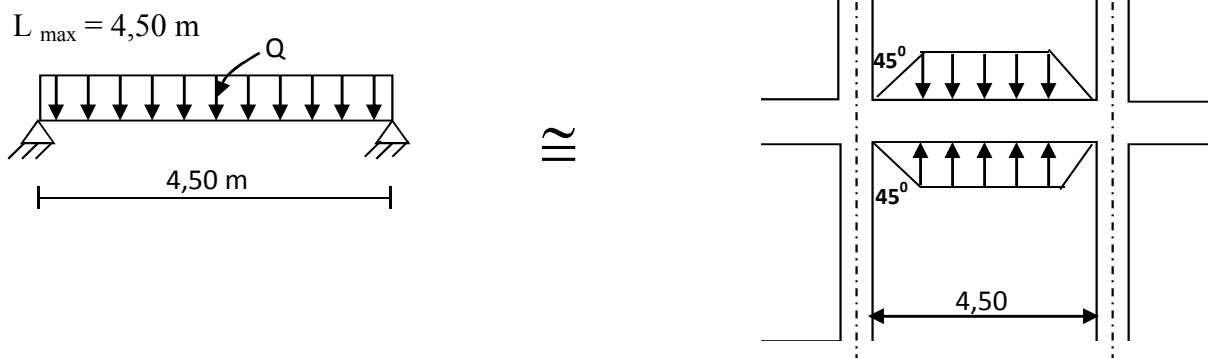
On adopte **5T12 / ml**,  $A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

**VII-3-3- Ferrailage des poutres de libages :**

Le rapport  $\alpha = L_x/L_y > 0,4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

**a- Sens longitudinal (y) :**



**Fig VII-1-Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture( sens Y)**

**-Calcul de Q':**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left( 1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec :  $Lx_1 = 4,00m$

$Ly_1 = 4,50m$

$Lx_2 = 3,3m$

$Q = 10,17 t/m^2$

Donc :

$$Q' = \frac{10,17}{2} \left[ \left( 1 - \frac{4,00^2}{3 \times 4,50^2} \right) . 4,00 + \left( 1 - \frac{3,30^2}{3 \times 4,50^2} \right) . 3,3 \right] = 28,67 t/m$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{28,67 \times 4,50^2}{8} = 72,57 t.m$$

**- Calcul du ferrailage :****En travée :**

$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 72,57 = 61,68 t.m$ ,  $b = 50 cm$ ,  $h = 80cm$ ,  $d = 0,9.h = 72 cm$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2 . \sigma_{bc}} = \frac{61,68.10^4}{50.(72)^2.14,17} = 0,160 \rightarrow A' = 0$$

$\beta = 0,912$

$A_1 = M_t / \sigma_s . \beta . d$

$A_1 = 61,68.10^4 / 348.X0,912.X72 = 26,99 cm^2$

on adopte :

$$\begin{cases} 1^{ere} \text{ lit } 4T20 \\ 2^{eme} \text{ lit } 4T20 ; & A = 31,36cm^2 \\ 3^{eme} \text{ lit } 4T14 \end{cases}$$

**En appuis :****Appuis intermédiaires:**

$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 72,57 = 36,28 t.m$

$\mu = 0,098 \Rightarrow (A' = 0)$

$\mu = 0,098 \rightarrow \beta = 0,948$

$A_s = 15,27cm^2$

On adopte : **(4T20) Fil + (4T14) chap. ; A = 18,76 cm<sup>2</sup>.**

**Appuis de rive:**

$M_a = 0,35.M_0 = 0,35 \times 72,57 = 25,39 t.m$

$$\mu = 0,069 \Rightarrow (A'=0)$$

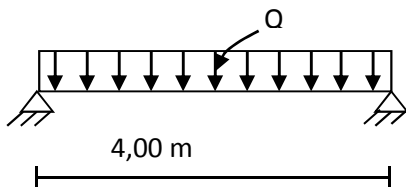
$$\mu=0,069 \rightarrow \beta=0,9645$$

$$A_S = 10,50 \text{ cm}^2$$

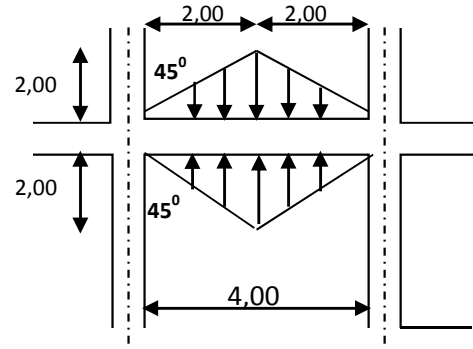
On adopte : (4T20) Fil : A = 12,60 cm<sup>2</sup>

### b- Sens transversal(x) :

$$L_{\max} = 4,00 \text{ m.}$$



≈



**Fig VII-2- : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture (sens X)**

### Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

$$\text{Tel que : } Q = 10,17 \text{ t/m}^2$$

$$Lx_1 = 4,00 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 10,17 \times 4,00 = 27,12 \text{ t/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{27,12 \times 4,00^2}{8} = 54,24 \text{ t.m}$$

### - Calcul du ferrailage :

#### En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 54,24 = 46,10 \text{ t.m, } b = 50 \text{ cm, } h = 80 \text{ cm, } d = 0,9 \cdot h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{46,10 \cdot 10^4}{50 \cdot (72)^2 \cdot 14,17} = 0,125 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,125 \rightarrow \beta = 0,933$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{46,10 \cdot 10^4}{0,933 \cdot 72 \cdot 348} = 19,72 \text{ cm}^2.$$

On adopte  $\left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{ère}} \text{ lit } 4\text{T}20 \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit } 4\text{T}16 \end{array} \right. ; A = 20,64 \text{ cm}^2.$

#### En appuis :

**Appuis intermédiaires:**

$$M_a=0,5.M_0=0,5.54,24=27,12 \text{ t.m} \quad b=50\text{cm} \quad h=80\text{cm} \quad d=0,9h=72\text{cm}$$

$$\mu = 0,073 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\mu=0,073 \rightarrow \beta=0,9625$$

$$A_S = 11,24\text{cm}^2$$

On adopte : **(4T20) Fil ; A =12,57cm<sup>2</sup>.**

**Appuis de rive:**

$$M_a=0,35.M_0=0,35 \times 54,24= 18,98 \text{ t.m} \quad b= 50\text{cm} \quad h=80\text{cm} \quad d=0,9h=72\text{cm}$$

$$\mu = 0,051 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\mu=0,051 \rightarrow \beta=0,9735$$

$$A_S = 7,78\text{cm}^2$$

On adopte **(4T14) Fil+ (4T12) chap ; A =10,68 cm<sup>2</sup>.**

**VII-4- Armature de peau :**

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  $h_a \geq 2 (80 - 0,1 f_e) = 80 \text{ cm}$  .

Dans notre cas  $h_a=80 \text{ cm}$  (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

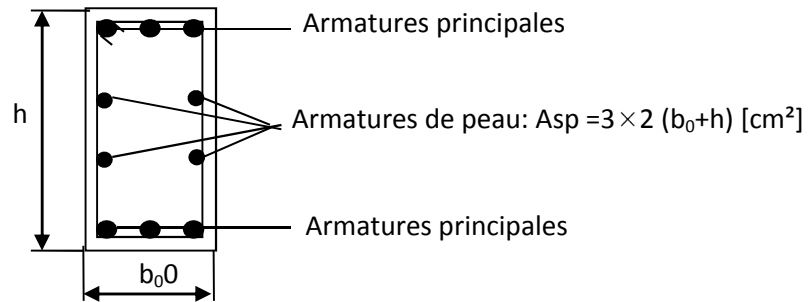
Donc pour une poutre de section  $(h \times b_0) = (0,80 \times 0,50) \text{ m}^2$ , on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0+h) [\text{cm}^2]$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,50 + 0,80) = 7,8 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T16 Fil; A = 8,04cm<sup>2</sup>.**





**Fig-VII-3- Représente les armatures de peau.**

**- Contrainte de cisaillement :**

$$T_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{10,17 \times 4}{2} = 20,34 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{20,34 \times 100}{50 \times 72} = 0,565 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,565 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**-Armatures transversales :**

-Diamètre:

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_l; b/10) = \min(22,85 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 50 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$$

on prend  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

-Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_l\right) = \min(20 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}) = 14,4 \text{ cm}$$

on prend  $S_t = 14 \text{ cm}$ .

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 6T10,  $A=4,71 \text{ cm}^2$ .

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,28 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{4,74 \times 400}{50 \times 14} = 2,70 \text{ MPa} > 0,40 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**VII-5-Voil périphérique :**

Le voile périphérique est un mur en béton armé qui entoure tout le bâtiment (boite de rigidités) et assure un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ensemble. On utilise le voile périphérique pour éviter le cisaillement dans les poteaux courts. Il se comporte comme

un mur de soutènement encastré à sa base ou radier pour résister à la poussée des terres et reprend les efforts du séisme au niveau de la base et la construction.

### **VII-5-1- Dimensionnement du voile :**

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur  $\geq 15\text{cm}$ .
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical)

On prend  $e = 20\text{cm}$  (même épaisseur que le voile de contreventement)

### **VII-5-2- Ferrailage du voile :**

Le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de 1m.

#### **-Armatures verticales :**

$$A_v = 0,1\% \cdot b \cdot e = (0,1/100) \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2$$

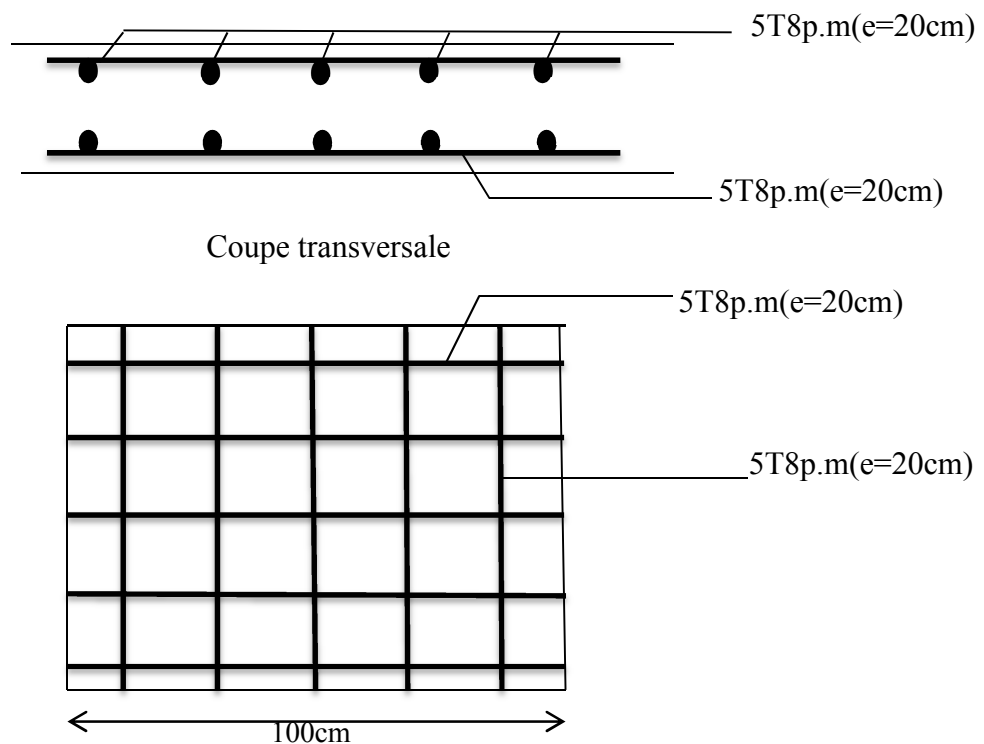
Soit  $A_v = 5\text{T}8 = 2,51\text{cm}^2$  ; avec un espacement  $e_v = 20\text{cm}$ .

#### **-Armatures horizontales :**

$$A_h = 0,1\% \cdot b \cdot e = (0,1/100) \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2$$

Soit  $A_h = 5\text{T}8 = 2,51\text{cm}^2$  ; avec un espacement  $e_h = 20\text{cm}$ .

### **VII-5-3-Schéma de ferrailage :**



**Fig VII-4- Ferrailage du voile périphérique.**

# CONCLUSION

Notre projet de fin d'étude s'intéresse à la conception et au calcul d'une structure en béton armé à usage d'habitation, composée d'un rez-de-chaussée et sept étages implantée à la ville de CHLEF, classée en zone III.

La conclusion déduite de ce présent travail, peuvent être résumées dans les points suivants :

- 1)-Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et le calcul des structures situées dans les régions classées en zone trois.
- 2)- Les résultats déduits de l'étape de pré-dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure. C'est l'analyse sismique qui constitue l'étape déterminante dans le choix et la conception du système de contreventement à adopter.
- 4)- Les dimensions et la disposition des voiles ont été choisies après avoir vérifiées la période fondamentale ;
- 5)- L'économie étant un facteur déterminant et ceci a été concrétisé dans notre projet par le choix optimum des aciers pour tous les différents éléments résistants.

Enfin, l'utilisation de l'outil informatique et les divers logiciels de Génie Civil disponibles, plus particulièrement le SAP2014, nous ont permis d'optimiser les éléments résistants par la modélisation de notre structure vis-à-vis de l'action sismique.

On espère que ce projet sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle.

# Bibliographie

## Règlements :

- BAEL 91 (version 99) : Béton Armé aux Etats Limites
- RPA 99 (version 2003) : Règlements Parasismiques Algériens

## Mémoires :

- Mémoire Achir Yousef et Amari Mohammed, Etude d'un bâtiment en (R+09) à contreventement mixte et à usage d'habitation et commercial (2015-2016), Université de Tiaret.
- Mémoire Benhami Zine El Abidine et Boukhatem Zakaria Abderrahmane, Etude d'un bâtiment en (R+07) dans une zone sismique (2015-2016), Université de Tiaret.
- Mémoire Daoud Hasna et Benouali Marouane Tarek, Etude d'un bâtiment en béton armé (R+6) d'usage multiple (2014-2015), Université de Tiaret.
- Mémoire Zergueras Mohammed Nabil et Zergueras Abd-illah, Etude d'un bâtiment en (R+10) usage d'habitation en béton armé (2014-2015), Université de Tiaret.

## Logiciels et programmes :

- SAP 2000V14 (Analyse des structures).
- Office 2010 (Traitement de texte, Excel10, word10)
- AUTOCAD 2014