



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 : *Matériaux de Construction*

Présenté par :

MANCER SAFIA  
BELAACEL ARBIA

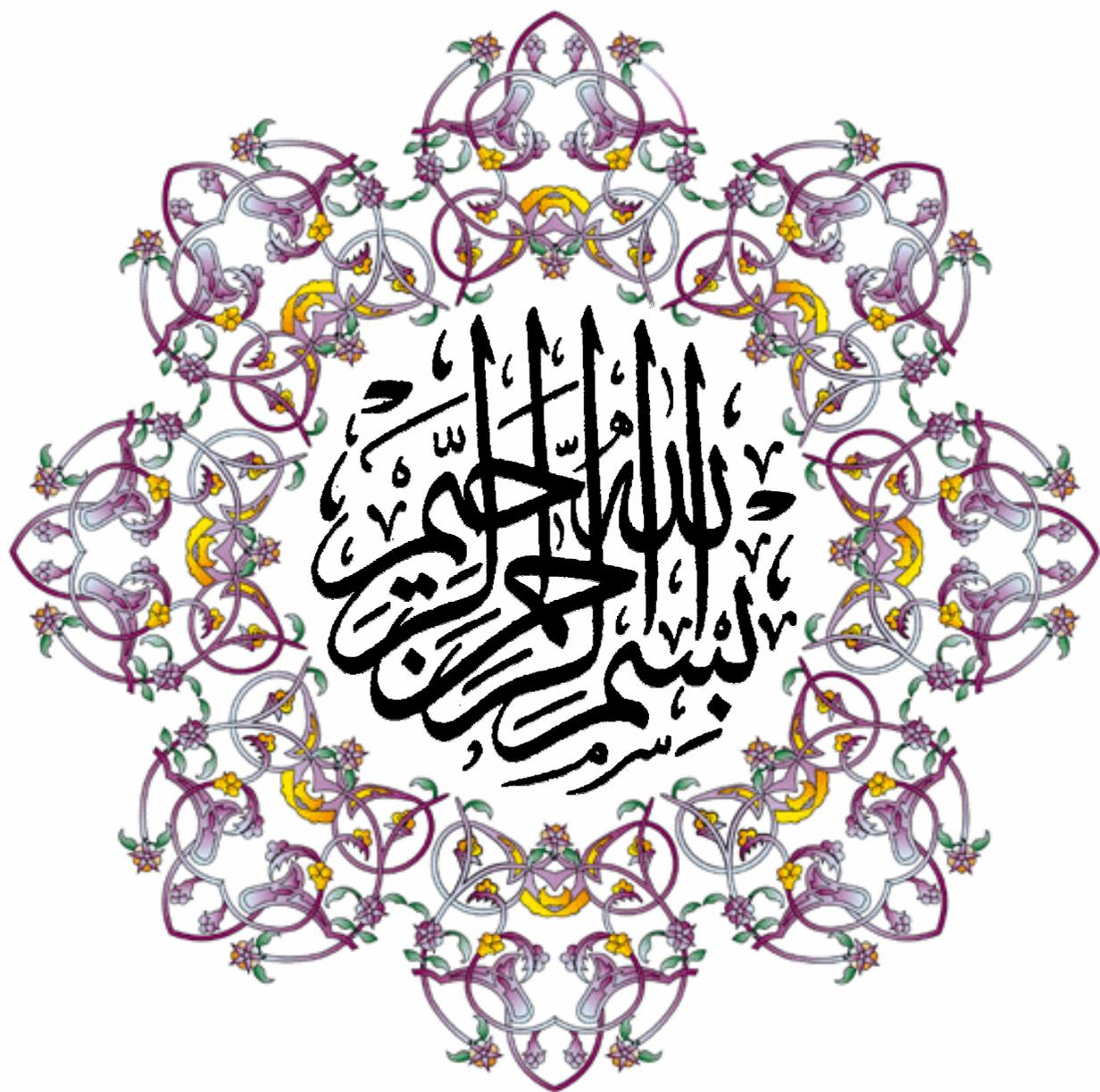
*Sujet du mémoire*

ETUDE CLASSIQUE D'UN BATIMENT  
A USAGE D'HABITATION EN **R+10**

*Soutenu publiquement le 11/06/2015 devant le jury composé de :*

Mr, KRIM.ABDALLAH	Président
Mme, DRAOUI.A	Rapporteur
Mr, SERBAH.B	Examineur
Mr, BEKKI.H	Examineur

PROMOTION : 2014/2015



# Remerciement

*Allah le bénéfique soit loué et qu'il nous guide sur  
la bonne voie*

*Ainsi nous remercions notre encadreur Mme DRAOUI Aicha  
pour tous ses conseils et ses orientations pour la réalisation de  
ce travail.*

*Nous tenons à adresser nos remerciements Monsieur  
SAHOUANE. Aek pour son accueil chaleureux et son  
hospitalité ,avec nos hommages respectueux à son égard.*

*Nos remerciements et nos reconnaissances à Monsieur  
LAAGUEB .M. (bureau d'études.)*

*A tous les enseignants du département génie civil de  
l'université d'Ibn Khaldoun.*

*Nous remercions ceux qui m'ont aidé et témoigner leur  
sympathie*

## ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي +10 طوابق بولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (IIa) حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلزال. هذا المشروع منجز بواسطة العارضات و الأعمدة و الجدران ذات الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية و مقاومتها لكل الحمولات العمودية و الأفقية , قياس و تسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس هندسة الزلزال الجزائري 99 المعدل في 2003 (RPA99 version 2003) و مقياس الإسمنت المسلح (BAEL) و ذلك وفقا للمقياس المذكور سابقا ونتائج التحليل الإنشائي باستعمال البرنامج . (ETABS)

## Résumé

Le présent mémoire, étudie un bâtiment en R+10 à usage d'habitation, implanté à la Wilaya d'Oran. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

Cet ouvrage est une structure autostable contreventé par des voiles en béton armé, le redimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au BAEL et RPA99 version 2003. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul de structure par élément finit ETABS.

## Abstract

This project is a technical study to build a residential building consisting of a ground floor with R+10 .

for residential use, located in the wilaya of Oran. This area is classified as seismic zone IIa according to the 2003 version RPA99 version 2003.

This construction is a mixed building (frame-walls) and a freestanding structure braced by reinforced concrete sails. The resizing of the diferent elements were elaborated according to the BAEL and RPA99 version 2003. The three-dimensional (3D) seismic analysis were conducted by computer program called ETABS.

**Liste des :**

- **Figures**
- **Tableaux**

## Liste des figures

☞ <b>Figure I.1.</b> Diagramme contraintes-déformations à l'ELU .....	05
☞ <b>Figure I.2.</b> : Diagramme contraintes déformations à l'ELS .....	05
☞ <b>Figure I.3.</b> Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E. L. U.....	07
☞ <b>Figure II.1.</b> Le poteau le plus sollicité .....	12
☞ <b>Figure II.2.</b> Coupe de voile en élévation.....	17
☞ <b>Figure III.1.</b> Plancher à corps creux .....	18
☞ <b>Figure III.2.</b> Type des poutrelles .....	24
☞ <b>Figure III.3.</b> Ferrailage de la dalle de compression.....	45
☞ <b>Figure III.4.</b> Dalle pleine type (01) .....	46
☞ <b>Figure III.5.</b> Ferrailage dalle pleine type (01).....	50
☞ <b>Figure III.6.</b> Dalle pleine type (02) .....	50
☞ <b>Figure III.7.</b> Ferrailage dalle pleine type (02).....	55
☞ <b>Figure : IV.1.</b> Acrotère .....	56
☞ <b>Figure IV.2.</b> Ferrailage de l'acrotère .....	59
☞ <b>Figure : IV3.</b> Diagramme des efforts tranchant et du moment fléchissant. ....	62
☞ <b>Figure : IV.4.</b> Ascenseur dans un bâtiment.....	66
☞ <b>Figure : IV.5.</b> Coupe d'ascenseur .....	77
☞ <b>Figure : IV.6.</b> Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	79
☞ <b>Figure V.1.</b> Transmission des charges aux poutres .....	81
☞ <b>Figure V.2.</b> Contreventement de la structure.....	89
☞ <b>Figure :VII.1.</b> Le comportement d'un voile.....	116
☞ <b>Figure : VII.2.</b> Disposition des armatures du voile .....	122
☞ <b>Figure : VII.3.</b> Ferrailage des linteaux .....	125
☞ <b>Figure : VIII.1.</b> Radier général.....	127
☞ <b>Figure : VIII.2.</b> Ligne de rupture d'un panneau.....	125
☞ <b>Figure : VIII.3.</b> Ferrailage du libage .....	138

## Liste des figures

☞ <b>Figure I.1.</b> Diagramme contraintes-déformations à l'ELU .....	05
☞ <b>Figure I.2.</b> : Diagramme contraintes déformations à l'ELS .....	05
☞ <b>Figure I.3.</b> Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E. L. U.....	07
☞ <b>Figure II.1.</b> Le poteau le plus sollicité .....	12
☞ <b>Figure II.2.</b> Coupe de voile en élévation.....	17
☞ <b>Figure III.1.</b> Plancher à corps creux .....	18
☞ <b>Figure III.2.</b> Type des poutrelles .....	24
☞ <b>Figure III.3.</b> Ferrailage de la dalle de compression.....	45
☞ <b>Figure III.4.</b> Dalle pleine type (01) .....	46
☞ <b>Figure III.5.</b> Ferrailage dalle pleine type (01).....	50
☞ <b>Figure III.6.</b> Dalle pleine type (02) .....	50
☞ <b>Figure III.7.</b> Ferrailage dalle pleine type (02).....	55
☞ <b>Figure : IV.1.</b> Acrotère .....	56
☞ <b>Figure IV.2.</b> Ferrailage de l'acrotère .....	59
☞ <b>Figure : IV3.</b> Diagramme des efforts tranchant et du moment fléchissant. ....	62
☞ <b>Figure : IV.4.</b> Ascenseur dans un bâtiment.....	66
☞ <b>Figure : IV.5.</b> Coupe d'ascenseur .....	77
☞ <b>Figure : IV.6.</b> Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	79
☞ <b>Figure V.1.</b> Transmission des charges aux poutres .....	81
☞ <b>Figure V.2.</b> Contreventement de la structure.....	89
☞ <b>Figure :VII.1.</b> Le comportement d'un voile.....	116
☞ <b>Figure : VII.2.</b> Disposition des armatures du voile .....	122
☞ <b>Figure : VII.3.</b> Ferrailage des linteaux .....	125
☞ <b>Figure : VIII.1.</b> Radier général.....	127
☞ <b>Figure : VIII.2.</b> Ligne de rupture d'un panneau.....	125
☞ <b>Figure : VIII.3.</b> Ferrailage du libage .....	138

## Liste des figures

☞ <b>Figure I.1.</b> Diagramme contraintes-déformations à l'ELU .....	05
☞ <b>Figure I.2.</b> : Diagramme contraintes déformations à l'ELS .....	05
☞ <b>Figure I.3.</b> Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E. L. U.....	07
☞ <b>Figure II.1.</b> Le poteau le plus sollicité .....	12
☞ <b>Figure II.2.</b> Coupe de voile en élévation.....	17
☞ <b>Figure III.1.</b> Plancher à corps creux .....	18
☞ <b>Figure III.2.</b> Type des poutrelles .....	24
☞ <b>Figure III.3.</b> Ferrailage de la dalle de compression.....	45
☞ <b>Figure III.4.</b> Dalle pleine type (01) .....	46
☞ <b>Figure III.5.</b> Ferrailage dalle pleine type (01).....	50
☞ <b>Figure III.6.</b> Dalle pleine type (02) .....	50
☞ <b>Figure III.7.</b> Ferrailage dalle pleine type (02).....	55
☞ <b>Figure : IV.1.</b> Acrotère .....	56
☞ <b>Figure IV.2.</b> Ferrailage de l'acrotère .....	59
☞ <b>Figure : IV3.</b> Diagramme des efforts tranchant et du moment fléchissant. ....	62
☞ <b>Figure : IV.4.</b> Ascenseur dans un bâtiment.....	66
☞ <b>Figure : IV.5.</b> Coupe d'ascenseur .....	77
☞ <b>Figure : IV.6.</b> Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	79
☞ <b>Figure V.1.</b> Transmission des charges aux poutres .....	81
☞ <b>Figure V.2.</b> Contreventement de la structure.....	89
☞ <b>Figure :VII.1.</b> Le comportement d'un voile.....	116
☞ <b>Figure : VII.2.</b> Disposition des armatures du voile .....	122
☞ <b>Figure : VII.3.</b> Ferrailage des linteaux .....	125
☞ <b>Figure : VIII.1.</b> Radier général.....	127
☞ <b>Figure : VIII.2.</b> Ligne de rupture d'un panneau.....	125
☞ <b>Figure : VIII.3.</b> Ferrailage du libage .....	138

## Liste des tableaux

☞ Tableau II.1. Récapitulatif des charges permanentes G et des charges d'exploitation. Q.....	11
☞ Tableau II.2 : Dégression des charges d'exploitations .....	13
☞ Tableau II.3. Récapitulatif des sections des poteaux par familles : .....	16
☞ Tableau III.1. Récapitulatif des résultats obtenus aux planchers étages: .....	28
☞ Tableau III.2. Récapitulatif des résultats obtenus au plancher terrasse: .....	31
☞ Tableau III.3. Récapitulatif de ferrailage des poutrelles .....	45
☞ Tableau : IV.1. Récapitulatif des sollicitations : .....	63
☞ Tableau:IV.2. Calcul des moments isostatiques à l'ELU .....	71
☞ Tableau:IV.3. Calcul des moments isostatiques à l'ELS .....	76
☞ Tableau : V.1. Participation des masses initiales .....	89
☞ Tableau : V.2. Participation des masses après disposition des masses.....	90
☞ Tableau : V.3. Les déplacements relatifs inter étages .....	92
☞ Tableau : V.4. Vérification de L'effet P- $\Delta$ .....	94
☞ Tableau : VI.1. Moments max des Poutres principales de rive : .....	96
☞ Tableau : VI.2. Moments max des Poutres principales intermédiaires : .....	96
☞ Tableau : VI.3. Moments max des Chaînages de rive : .....	97
☞ Tableau : VI.4. Moments max des Chaînages intermédiaires : .....	97
☞ Tableau : VI.5. Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive : .....	100
☞ Tableau : VI.6. Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires ...	100
☞ Tableau : VI.7. Récapitulation du ferrailage des chaînages de rive : .....	101
☞ Tableau : VI.8. Récapitulation du ferrailage des chaînages intermédiaires : .....	101
☞ Tableau : VI.9. Ferrailage des poutres principales de rive : .....	104
☞ Tableau : VI.10. Ferrailage des poutres principales intermédiaires : .....	105
☞ Tableau : VI.11. Ferrailage des chaînages de rive : .....	106
☞ Tableau : VI.12. Ferrailage des chaînages intermédiaires : .....	107
☞ Tableau : VI.13. Sollicitations des Poteaux non liés aux voiles de contreventement ....	113
☞ Tableau : VI.14. Sollicitations des Poteaux liés aux voiles de contreventement : .....	114
☞ Tableau : VI.15. Ferrailages des poteaux : .....	115
☞ Tableau : VII.1. Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles : .....	123
☞ Tableau : VIII.1. Moments isostatiques des panneaux à l'ELU .....	132
☞ Tableau : VIII.2. Moments isostatiques des panneaux à l'ELS .....	132

## Liste des tableaux

☞ <b>Tableau II.1.</b> Récapitulatif des charges permanentes G et des charges d'exploitation. Q.....	11
☞ <b>Tableau II.2 :</b> Dégression des charges d'exploitations .....	13
☞ <b>Tableau II.3.</b> Récapitulatif des sections des poteaux par familles : .....	16
☞ <b>Tableau III.1.</b> Récapitulatif des résultats obtenus aux planchers étages: .....	28
☞ <b>Tableau III.2.</b> Récapitulatif des résultats obtenus au plancher terrasse: .....	31
☞ <b>Tableau III.3.</b> Récapitulatif de ferrailage des poutrelles .....	45
☞ <b>Tableau : IV.1.</b> Récapitulatif des sollicitations : .....	63
☞ <b>Tableau:IV.2.</b> Calcul des moments isostatiques à l'ELU .....	71
☞ <b>Tableau:IV.3.</b> Calcul des moments isostatiques à l'ELS .....	76
☞ <b>Tableau : V.1.</b> Participation des masses initiales .....	89
☞ <b>Tableau : V.2.</b> Participation des masses après disposition des masses.....	90
☞ <b>Tableau : V.3.</b> Les déplacements relatifs inter étages .....	92
☞ <b>Tableau : V.4.</b> Vérification de L'effet P- $\Delta$ .....	94
☞ <b>Tableau : VI.1.</b> Moments max des Poutres principales de rive : .....	96
☞ <b>Tableau : VI.2.</b> Moments max des Poutres principales intermédiaires : .....	96
☞ <b>Tableau : VI.3.</b> Moments max des Chaînages de rive : .....	97
☞ <b>Tableau : VI.4.</b> Moments max des Chaînages intermédiaires : .....	97
☞ <b>Tableau : VI.5.</b> Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive : .....	100
☞ <b>Tableau : VI.6.</b> Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires ...	100
☞ <b>Tableau : VI.7.</b> Récapitulation du ferrailage des chaînages de rive : .....	101
☞ <b>Tableau : VI.8.</b> Récapitulation du ferrailage des chaînages intermédiaires : .....	101
☞ <b>Tableau : VI.9.</b> Ferrailage des poutres principales de rive : .....	104
☞ <b>Tableau : VI.10.</b> Ferrailage des poutres principales intermédiaires : .....	105
☞ <b>Tableau : VI.11.</b> Ferrailage des chaînages de rive : .....	106
☞ <b>Tableau : VI.12.</b> Ferrailage des chaînages intermédiaires : .....	107
☞ <b>Tableau : VI.13.</b> Sollicitations des Poteaux non liés aux voiles de contreventement ....	113
☞ <b>Tableau : VI.14.</b> Sollicitations des Poteaux liés aux voiles de contreventement : .....	114
☞ <b>Tableau : VI.15.</b> Ferrailages des poteaux : .....	115
☞ <b>Tableau : VII.1.</b> Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles : .....	123
☞ <b>Tableau : VIII.1.</b> Moments isostatiques des panneaux à l'ELU .....	132
☞ <b>Tableau : VIII.2.</b> Moments isostatiques des panneaux à l'ELS .....	132

## Liste des tableaux

☞ <b>Tableau II.1.</b> Récapitulatif des charges permanentes G et des charges d'exploitation. Q.....	11
☞ <b>Tableau II.2 :</b> Dégression des charges d'exploitations .....	13
☞ <b>Tableau II.3.</b> Récapitulatif des sections des poteaux par familles : .....	16
☞ <b>Tableau III.1.</b> Récapitulatif des résultats obtenus aux planchers étages: .....	28
☞ <b>Tableau III.2.</b> Récapitulatif des résultats obtenus au plancher terrasse: .....	31
☞ <b>Tableau III.3.</b> Récapitulatif de ferrailage des poutrelles .....	45
☞ <b>Tableau : IV.1.</b> Récapitulatif des sollicitations : .....	63
☞ <b>Tableau:IV.2.</b> Calcul des moments isostatiques à l'ELU .....	71
☞ <b>Tableau:IV.3.</b> Calcul des moments isostatiques à l'ELS .....	76
☞ <b>Tableau : V.1.</b> Participation des masses initiales .....	89
☞ <b>Tableau : V.2.</b> Participation des masses après disposition des masses.....	90
☞ <b>Tableau : V.3.</b> Les déplacements relatifs inter étages .....	92
☞ <b>Tableau : V.4.</b> Vérification de L'effet P- $\Delta$ .....	94
☞ <b>Tableau : VI.1.</b> Moments max des Poutres principales de rive : .....	96
☞ <b>Tableau : VI.2.</b> Moments max des Poutres principales intermédiaires : .....	96
☞ <b>Tableau : VI.3.</b> Moments max des Chaînages de rive : .....	97
☞ <b>Tableau : VI.4.</b> Moments max des Chaînages intermédiaires : .....	97
☞ <b>Tableau : VI.5.</b> Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive : .....	100
☞ <b>Tableau : VI.6.</b> Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires ...	100
☞ <b>Tableau : VI.7.</b> Récapitulation du ferrailage des chaînages de rive : .....	101
☞ <b>Tableau : VI.8.</b> Récapitulation du ferrailage des chaînages intermédiaires : .....	101
☞ <b>Tableau : VI.9.</b> Ferrailage des poutres principales de rive : .....	104
☞ <b>Tableau : VI.10.</b> Ferrailage des poutres principales intermédiaires : .....	105
☞ <b>Tableau : VI.11.</b> Ferrailage des chaînages de rive : .....	106
☞ <b>Tableau : VI.12.</b> Ferrailage des chaînages intermédiaires : .....	107
☞ <b>Tableau : VI.13.</b> Sollicitations des Poteaux non liés aux voiles de contreventement ....	113
☞ <b>Tableau : VI.14.</b> Sollicitations des Poteaux liés aux voiles de contreventement : .....	114
☞ <b>Tableau : VI.15.</b> Ferrailages des poteaux : .....	115
☞ <b>Tableau : VII.1.</b> Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles : .....	123
☞ <b>Tableau : VIII.1.</b> Moments isostatiques des panneaux à l'ELU .....	132
☞ <b>Tableau : VIII.2.</b> Moments isostatiques des panneaux à l'ELS .....	132

## Notations et symboles

<i>Symboles</i>	<i>Signification</i>
E.L.S	Etat Limite De Service
E.L.U	Etat Limite Ultime
Cte	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
$M_{\hat{a}x}$	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 $l_y$
$N_{Ser}$	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

*Notations et symboles*

---

$b_1$	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
$f_{ij}$	Résistance conventionnelle à la traction du béton à
$f_{t28}$	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
$\epsilon_{bc}$	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
$\epsilon_s$	Allongement relatif des aciers tendus
$\epsilon_{sc}$	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
$\epsilon_{sl}$	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul ( $f_e / y_s$ )
$\pi$	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
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte limite des aciers tendus à L'EUS

---

## *Notations et symboles*

---

$\tau_{su}$	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

# Sommaire

## Chapitre - I – Caractéristiques des matériaux

1. Introduction général : .....	01
2 .Concepts structuraux du bâtiment : .....	01
2.1. Objectif .....	01
2.2. Modèle Structural .....	01
2.3. Dimensions Géométriques .....	01
2.4. Structure Porteuse .....	01
2.4.1. Ossature : .....	01
2.4.2. Les Planchers : .....	02
2.4.3. Escaliers : .....	02
2.4.4. Terrasse : .....	02
2.4.5. Maçonnerie : .....	02
2.5. Classification selon le RPA99 v.2003 : .....	02
2.6. Les propriétés des matériaux : .....	02
2.6.1 Béton : .....	02
2.6.2. Acier .....	06

## Chapitre - II – Pré dimensionnement des éléments

1. Introduction : .....	08
2. Pré dimensionnement des poutres : .....	08
2.1. Poutres principales: .....	08
2.2. Poutres secondaires : .....	08
3. Pré dimensionnement des planchers : .....	09
3.1. Planchers à dalle pleine : .....	09
3.2. Planchers à corps creux .....	09
4. Evaluation des charges et des surcharges : .....	09
4.1. Charge permanente : .....	10
4.2. Charges d'exploitations : .....	11
5. Pré dimensionnement des poteaux : .....	11

5.1. Principe :	11
5.2. Poteau le plus sollicité :	11
5.3. Surface reprise par poteau a chaque étage :	12
5.4.1. Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :	12
5.4.2. Les efforts de compression due aux charges d'exploitations Q :	12
6. Détermination de la section du poteau :	14
6.1. Exemple de calcul :	15
6.1.1. Détermination de (a) :	15
6.1.2. Détermination de (b):	15
6.1.2. Dimensions minimaux requis par le « RPA99 version 2003 » [2]:	16
7. Pré dimensionnement des voiles	16

### **Chapitre - III – Calcul des planchers**

1. Calcul des planchers a corps creux :	18
1.1. Introduction :	19
1.2. Dimensionnement des poutrelles :	18
1.3. Méthode de calcul des poutrelles :	19
1.3.1. Planchers étages courant :	19
1.3.2. Plancher terrasse :	22
1.4. Etude des poutrelles Planchers étages courants :	22
1.5. Etude des poutrelles Plancher terrasse :	29
1.6. Calcul du ferrailage des poutrelles :(à l'ELU) :	31
1.6.1. Poutrelles planchers étages:	31
1.6.2. Poutrelles plancher terrasse:	38
1.7. Ferrailage de la dalle de compression :	44
2. Dalle pleine:	46
2.1 Type 01 :	46
2.2. Type 02 :	50

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

1. Acrotère :.....	56
1.1. Introduction.....	56
1.2. Dimensions :.....	56
1.3. Calcul des sollicitations : .....	56
1.3.1. Poids propre : .....	56
1.3.2. Surcharge : .....	56
1.3.3. Enrobage : .....	56
1.3.4. Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée: .....	57
1.3.5. Calcul du ferrailage à l' E. L. U :.....	57
1.3.5.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées A':.....	57
1.3.5.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:.....	57
2. Escaliers: .....	60
2.1. Présentation du type d'escaliers : .....	60
2.2. Dimensions de l'escalier:.....	60
2.2.1. Epaisseur de la paillasse (ep): .....	61
2.2.2. Epaisseur de palier (ev):.....	61
2.3. Evaluation des charges et des surcharges : .....	61
2.3.1. Ferrailage:.....	63
2.3.2. Vérification des contraintes à l'E.L.S:.....	64
3. L'ascenseur : .....	66
3.1. Introduction : .....	66
3.2. Etude de l'ascenseur : .....	66
4.3. Les vérifications à L'E.L.S : .....	75
4.4. Disposition d'armatures: .....	78

## **Chapitre - V – Etude Sismique**

1. Introduction : .....	80
2. Chargement des portiques :.....	80
3. Calculs sismiques : .....	81
3.1. Méthode statique équivalente : .....	81
3.2. Méthode dynamique (Analyse modale spectrale) : .....	81
4. Méthode de calcul : .....	82

5. Présentation du logiciel :.....	82
6. Evaluation des efforts sismiques : .....	83
7. Calcul des masses de la structure : .....	84
7.1-Principe de détermination des poids (Wt) de la structure :.....	85
7.2. Définition des masses: .....	88
Principe et positionnements des contreventements :.....	88
9. Vérifications :.....	90
9.1. Vérifications de participation de la masse : .....	90
9.2. Vérification de la période fondamentale de la structure :.....	90
9.3. Force sismique totale a la base : .....	91
9.4. Justification Vis A Vis Des déformations :.....	92
9.5. Justification Vis A Vis De L'effet P-Δ .....	92

## **Chapitre - VI - Ferrailage des portiques**

1. Ferrailage des poutres :.....	95
1.1. Exemple de calcul (Poutre RDC) : .....	97
1.1.1. Poutres principales intermédiaires (30x40) cm <sup>2</sup> :.....	97
1.1.2. Chaînages intermédiaires (30x35) cm <sup>2</sup> : .....	99
1.2. Vérifications: .....	101
1.2.1. Poutres principales (30x40) cm <sup>2</sup> : .....	101
1.2.2. Calcul les armatures transversales :.....	102
1.2.3. Ancrage des armatures tendues : .....	103
2. Ferrailage des poteaux : .....	107
2.1. Exemple de calcul : .....	108

## **Chapitre - VII - Ferrailage des Voiles de contreventement**

1. Introduction :.....	116
2. Calcul des voiles par la méthode des contraintes :.....	117
3. Armatures verticales :.....	118
4. Armatures horizontales :.....	118
5. Armatures transversales :.....	118
6. Exemple de calcul :.....	118
6. 6.1. Détermination des contraintes :.....	118

6.2. Calcul des armatures verticales ( $0,8G \pm E$ ) :	119
6.2.1. Calcul de la longueur tendue :	119
6.3. Ferrailage :	120
6.3.1. Effort de traction :	121
6.3.2. Pourcentage minimal d'armature :	121
6.2.4. Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_b$ :	122
6.2.5. Calcul des armatures horizontales :	123
6.2.6. Calcul des armatures transversales :	123
7. Ferrailage des linteaux :	123
7.1. Introduction :	123
7.2. Sollicitation des linteaux :	123
7.3. Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_b$ :	124
7.4. Ferrailages des linteaux :	124

## **Chapitre - VIII - Etude de l'infrastructure**

1. Fondations (radier général) :	126
1.1. Introduction :	126
1.2. Choix du type des fondations :	126
1.3. Pré dimensionnement du radier :	127
1.4. Dimensionnement des poutres de libage :	128
1.5. Ferrailage du radier :	130
1.5.1. Ferrailage de la dalle :	130
1.5.2. Vérification des contraintes à l'E.L.S.:	133
1.5.3. Ferrailage de poutre libage :	135
1.5.4. Armatures de peau :	137
1.5.5. Armatures transversales :	137

# *Chapitre -I-*

## Caractéristiques des matériaux

## 1. Introduction général :

A l'époque le domaine de génie civil a été exercé d'une manière simplifiée et superficielle par contre l'état actuel elle nécessite la maîtrise approfondie de l'art par des spécialistes sinon on peut jamais atteindre le confort et la confiance aux nos édifices telle que les gratte ciel ou les tours jusqu'aux petites constructions individuelles, au delà le calcul de génie civil devient un pont de transfère de l'état imaginaire vers un état final réalisable optimal avec toute sécurité à ce titre notre travail intitulé : Etude d'un tour en R+10 .

## 2 .Concepts structuraux du bâtiment :

### 2.1. Objectif

L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment analysé en ce qui concerne le type de structure, des éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

### 2.2. Modèle Structural

On propose dans ce mémoire de projet de fin d'étude, l'étude complète des éléments résistants et secondaires d'un bâtiment à usage mixte (habitation, commerce).

Le bâtiment est composé de :

- Un rez de chaussée à usage commercial.
- Le reste des 10 étages à usage d'habitation.

### 2.3. Dimensions Géométriques

Notre bâtiment a une forme irrégulière. C'est un bloc d'angle à 90° avec symétrie diagonale.

#### a Dimensions en élévation :

- Hauteur totale de : 34.60 m à partir de RDC
- Hauteur du rez de chaussée est de : 4.00 m
- Hauteur de l'étage courant est de : 3.06 m

#### b Dimensions en plan :

- Dimension totale (sens longitudinal) : L = 27.65 m
- Dimension totale (sens transversal) : L = 19.35 m

### 2.4. Structure Porteuse

#### 2.4.1. Ossature :

La structure comporte des portiques auto-stables (poteaux-poutres) en béton armé suivant les deux directions, et des voiles de contreventement. Les charges verticales et horizontales seront reprises simultanément par les portiques et les voiles, et cela proportionnellement à leurs rigidités relatives.

### 2.4.2. Les Planchers :

Notre structure comporte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux pour les panneaux de forme régulière.
- Plancher en dalle pleine pour les panneaux de forme irrégulière et des portes à faux.

### 2.4.3. Escaliers :

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages.

Notre structure comporte un seul type d'escaliers, c'est un escalier droit à deux volées.

### 2.4.4. Terrasse :

Il existe un seul type de terrasses :

- Terrasse inaccessible.

### 2.4.5. Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

■ **Murs extérieurs** : ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.

Brique creuse de 15cm d'épaisseur pour les parois externes du mur

Lame d'air de 5cm d'épaisseur

Brique creuse de 10cm d'épaisseur pour les parois internes du mur

■ **Murs intérieurs** : ils sont constitués par une cloison de 10cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

## 2.5. Classification selon le RPA99 v.2003 :

L'ouvrage est implanté dans la wilaya d'ORAN, selon le règlement parasismique algérien (RPA99 ver.03) elle est classée comme étant une zone de moyen sismicité (zone IIa).

## 2.6. Les propriétés des matériaux :

### 2.6.1 Béton :

#### a. Composition :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenue on enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

**a.1- Ciment** :Le CPA325 (ciment portland artificiel de classe 325) est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

**a.2- Granulats :** Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ( $D_s \leq 5$ ) mm
- Gravier de dimension ( $5 \leq D_g \leq 25$ ) mm

**a .3- Eau de gâchage:** elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

**b. Résistance du béton :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j" jours d'âge.

■ **Résistance à la compression :** désignée par  $f_{c28}$  (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16.32) cm<sup>2</sup> dont la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm<sup>2</sup>. Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa

■ **Résistance à la traction :** La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  et à la traction  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

**c. Module de déformation longitudinale du béton**

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

**c.1. Module de déformation instantané**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 ( f_{cj} )^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$

**c.2. Module de déformation différé**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$ .

**d. Coefficient de poisson**

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

■  $\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

■  $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

**e. Contraintes limites de calcul :**

On distingue deux états limites.

**e.1. Etat limite ultime « E.L.U »**

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée  $f_{bu}$  est donnée par :

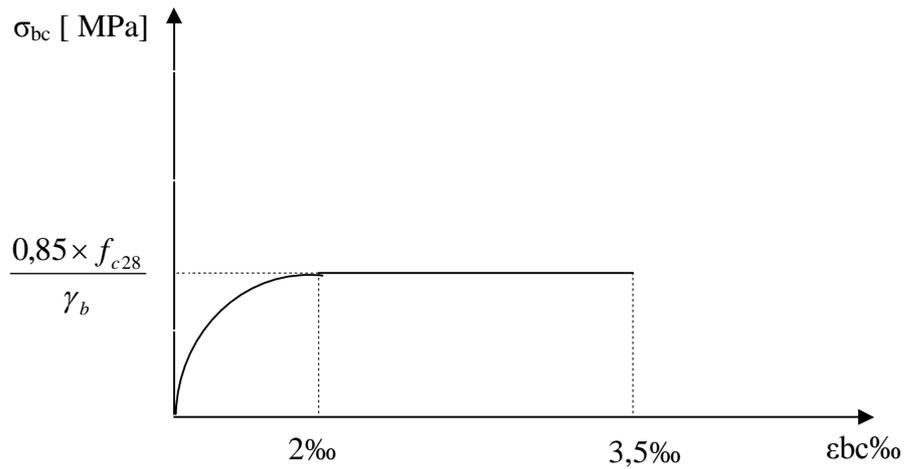
$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $\gamma_b$  = coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

$f_{c28}$  = résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.



☞ **Figure I.1.** Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

**e.2. Etat limite de service « E . L . S »**

Etat limite de service est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels elle a été conçue.

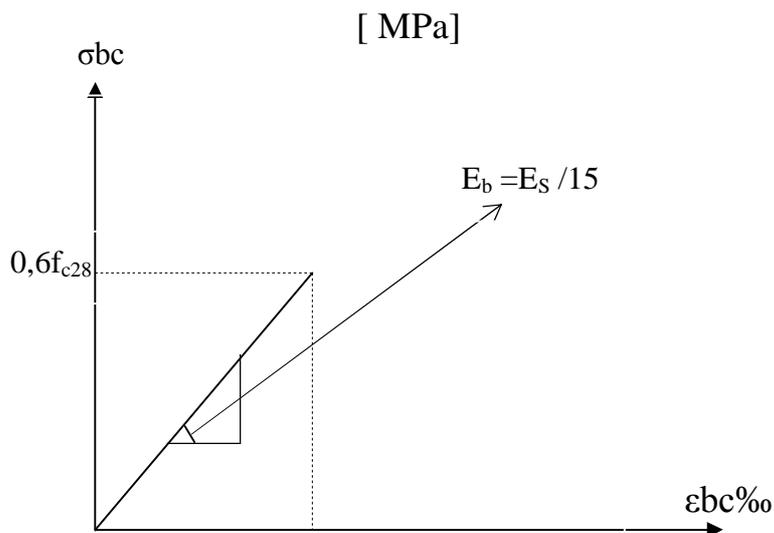
Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} \quad (\text{MPa}) \quad [ 1 ]$$

Pour  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  on trouve :  $\sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$ .



☞ **Figure I.2.** : Diagramme contraintes déformations à l'ELS

**2.6.2. Acier**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales.
- Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE 500 pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø = 8 mm pour les dalles.

**a) Limites élastiques**

Ronds lisse	{	FeE22.....fe = 215 MPa
		FeE24.....fe = 235 MPa
Haute adhérence	{	FeE40.....fe = 400 MPa
		FeE 50.....fe = 500 MPa

**b) Contrainte de calcul**

**b.1) E. L . U**

$\sigma_s$  = contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée  $\sigma_s$  et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- Rond lisse (fe = 235 MPa)	{	$\sigma_s = 204,34 \text{ MPa}$ Situation durable ou transitoire  $\sigma_s = 235 \text{ MPa}$ Situation accidentelle
- Haute adhérence (fe = 400 MPa)	{	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ Situation durable ou transitoire  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ Situation accidentelle

**b.2. E.L.S**

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable :  $\overline{\sigma}_s \leq \sigma = \text{Min} ( 2/3 f_e ; 150 \eta )$   
(MPa)
- Pour une fissuration très préjudiciable :  $\overline{\sigma}_s \leq \sigma = \text{Min} ( 1/2 f_e ; 110 \eta )$   
(MPa)

Avec :

$\eta$  = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{Pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

**c. Allongement de rupture**

$\epsilon_s$  = allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

**d. Module d'élasticité longitudinale**

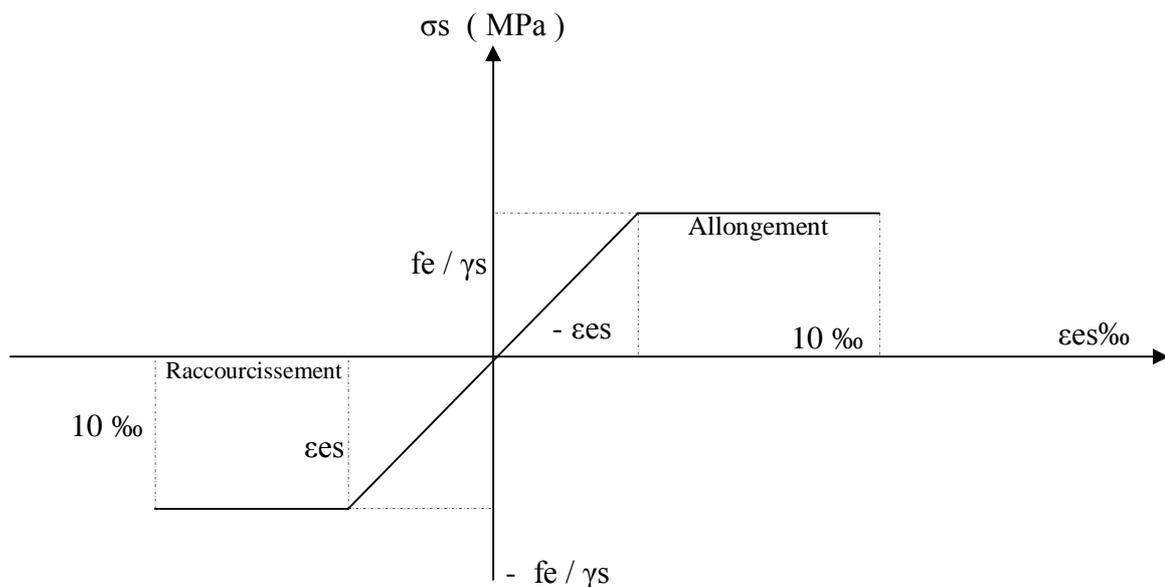
Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ; il sera pris égale à :  $E_s = 2,1.10^5$  [MPa]

**e. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU**

$\sigma_s$  = contrainte de l'acier.

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

$\epsilon_s$  = allongement relatif de l'acier.



☞ *Figure 1.3.* Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E. L. U

## *Chapitre -II-*

Pré dimensionnement des éléments

**1. Introduction :**

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et planchers, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Ces dimensions doivent être satisfaites les conditions de premier genre (BAEL) et règles de deuxième genre (RPA 99 version 2003)

**2. Pré dimensionnement des poutres :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$$

**2.1. Poutres principales:**

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} = 510 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 34 \text{ cm} \leq h_t \leq 51 \text{ cm} \\ 12.15 \text{ cm} \leq b \leq 16.2 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)**, on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée..} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(30x40) cm<sup>2</sup>**

**2.2. Poutres secondaires :**

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 455 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 45.5 \text{ cm} \\ 10.8 \text{ cm} \leq b \leq 14.4 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 35 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)**, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30x35) cm<sup>2</sup>**

### 3. Pré dimensionnement des planchers :

Un plancher est la partie horizontale d'une construction qui par la quelle est transmise la charge d'exploitation ainsi leur poids propre aux poutres et par suite aux poteaux dont leurs /épaisseurs est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

Dans notre cas on a deux types de planchers : à corps creux et en dalle pleine.

#### 3.1. Planchers à dalle pleine :

L'épaisseur des dalles pleines dépend plus souvent des conditions de sécurité, d'isolation et de résistance

##### ■ Condition de sécurité contre l'incendie :

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

##### ■ Condition d'isolation acoustique :

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

Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : **15cm**

##### ■ Résistance à la flexion :

- Dalles reposant sur deux cotés :  $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$ . [4]
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés :  $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$ .

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur trois cotés a une portée égale à :  $L_x = 5.10 \text{ m}$

Ceci engendre donc  $510 / 50 \leq e \leq 510 / 40 \Rightarrow 10.8\text{cm} \leq e \leq 12.75\text{cm} \Rightarrow e = 12 \text{ cm}$

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$e \geq \text{Max}(11\text{cm}, 15\text{cm}, 12\text{cm})$ , alors on adopte l'épaisseur de la dalle pleine :  **$e = 15 \text{ cm}$**

#### 3.2. Planchers à corps creux

Pour dimensionner le plancher a corps creux, on utilise la condition suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \text{avec} \begin{cases} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis} \end{cases}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{420}{225} = 1866 \text{ cm}$$

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

### 4. Evaluation des charges et des surcharges :

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

**4.1. Charge permanente :*****Terrasse inaccessible (corps creux):***

- Protection en gravillons roulé (5cm) : .....0,2x5 = **1,00** KN/m<sup>2</sup>
  - Étanchéité multicouche (2cm) ..... = **0,12** KN/m<sup>2</sup>
  - Forme de pente en béton léger (10cm) ..... = **2,00** KN/m<sup>2</sup>
  - Chappe flottante en asphalte (2,5cm) ..... = **0,50** KN/m<sup>2</sup>
  - Isolation thermique en liège (2,5cm) ..... = **0,03** KN/m<sup>2</sup>
  - Plancher à corps creux +dalle de compression (16+4) cm ..... = **2,85** KN/m<sup>2</sup>
  - Enduit en ciment (2m) ..... = **0,20** KN/m<sup>2</sup>
- G<sub>t</sub>=5,45 KN/m<sup>2</sup>**

***Plancher terrasse inaccessible (dalle pleine):***

- Protection en gravillons roulé (4cm) : .....0,2x4 = **0,80** KN/m<sup>2</sup>
  - Étanchéité multicouche (2cm) .....= **0,12** KN/m<sup>2</sup>
  - Forme de pente en béton léger (5cm) .....= **1,00** KN/m<sup>2</sup>
  - Chappe flottante en asphalte (2,5cm) ..... = **0,50** KN/m<sup>2</sup>
  - Isolation thermique en liège (2,5cm) ..... = **0,03** KN/m<sup>2</sup>
  - Dalle pleine en béton armé (e=15cm) .....= **3,75** KN/m<sup>2</sup>
  - Enduit en plâtre (2m) ..... = **0,20** KN/m<sup>2</sup>
- G<sub>t</sub>=6,28 KN/m<sup>2</sup>**

***Plancher étage courant (corps creux):***

- Revêtement en carrelage (2cm) ..... = **0,40** KN/m<sup>2</sup>
  - Mortier de pose (2cm) .....= **0,40** KN/m<sup>2</sup>
  - Sable fin pour mortier (2cm) ..... = **0,34** KN/m<sup>2</sup>
  - Plancher à corps creux (16+4) cm. .... = **2,80** KN/m<sup>2</sup>
  - Cloison en briques creuses (10 cm) ..... = **0,90** KN/m<sup>2</sup>
  - Enduit en plâtre (2cm) .....= **0,20** KN/m<sup>2</sup>
- G<sub>e</sub> = 5,14 KN/m<sup>2</sup>**

***Plancher étage courant (dalle pleine):***

- Revêtement en carrelage (2cm) ..... = **0,40** KN/m<sup>2</sup>
- Mortier de pose (2cm) .....= **0,40** KN/m<sup>2</sup>
- Sable fin pour mortier (2cm) ..... = **0,34** KN/m<sup>2</sup>
- Dalle pleine en béton armé (e=15cm) ..... = **3,75** KN/m<sup>2</sup>
- Cloison en briques creuses (10 cm) ..... = **0,90** KN/m<sup>2</sup>

- Enduit en plâtre (2cm) . . . . . = **0,20 KN/m<sup>2</sup>**
- G<sub>e</sub> = 6,09 KN/m<sup>2</sup>**

■ **Murs extérieurs :**

- Enduit extérieur en ciment (mortier) (1,5cm) . . . . . = **0,27 KN/m<sup>2</sup>**
  - Brique creuses (15cm) . . . . . = **1,30 KN/m<sup>2</sup>**
  - Brique creuses (10cm) . . . . . = **0,90 KN/m<sup>2</sup>**
  - Enduit intérieur en plâtre (1,5cm) . . . . . = **0,15 KN/m<sup>2</sup>**
- G<sub>m</sub> = 2,62 KN/m<sup>2</sup>**

**4.2. Charges d'exploitations :**

- 1 - surcharge du plancher terrasse inaccessible : . . . . . **Q = 1,00 KN/m<sup>2</sup>**
- 2 - surcharge des planchers étages (habitations): . . . . . **Q = 1,50 KN/m<sup>2</sup>**

☞ **Tableau II.1.** Récapitulatif des charges permanentes G et des charges d'exploitation Q :

	<b>Charges</b>	<b>RDC+ étages</b>	<b>Terrasse</b>
Plancher à corps creux	G (KN/m <sup>2</sup> )	5,14	5,45
	Q (KN/m <sup>2</sup> )	1,50	1,00
Plancher à dalle pleine	G (KN/m <sup>2</sup> )	6,09	6,28
	Q (KN/m <sup>2</sup> )	1,50	1,00

**5. Pré dimensionnement des poteaux :**

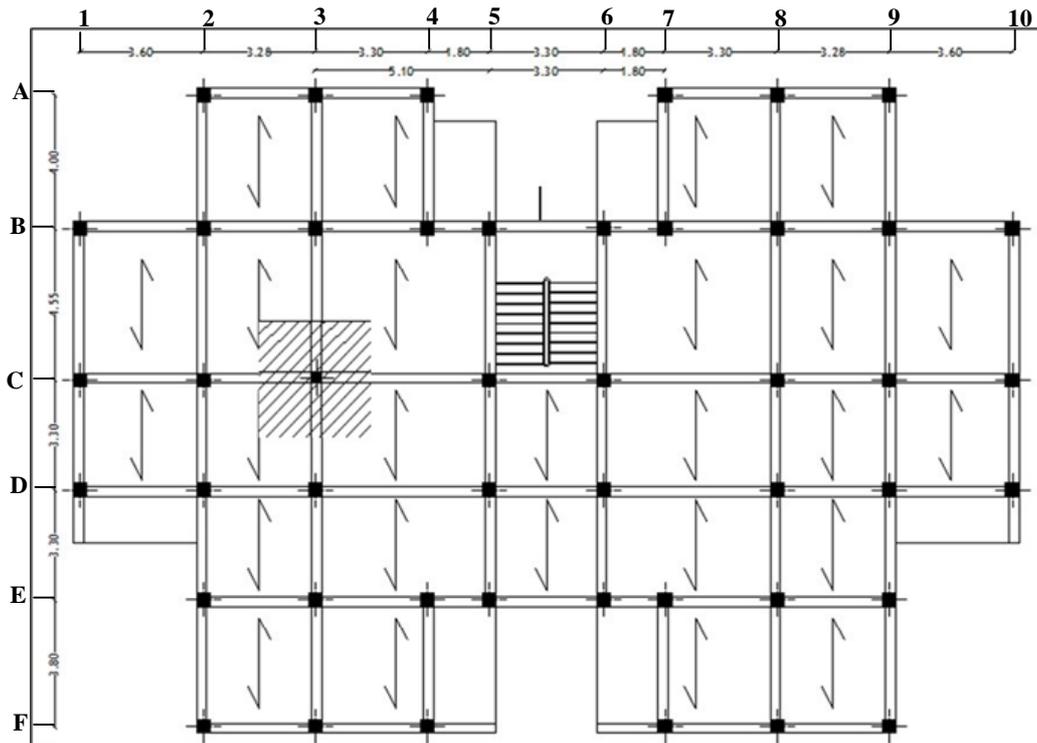
**5.1. Principe :**

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple. Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qui correspond à un poteau qui reprend la surface du plancher la plus importante

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

**5.2. Poteau le plus sollicité :**

On fixe notre choix au poteau axes (C 3) comme il est mentionné à la figure suivante  
D'où la surface hachurée c'est elle supportée par le poteau pour tous les étages



☞ *Figure II.1.* Le poteau le plus sollicité

### 5.3. Surface reprise par poteau a chaque étage :

Soit  $S$  La surface supportée par poteau axes (C3) :

$$S = (3,25/2 + 5,10/2) \times (3,25/2 + 4,55/2) = \mathbf{16,28 \text{ m}^2}$$
 (plancher a corps creux)

### 5.4.1. Les efforts de compression due aux charges permanentes $N_G$ :

*Plancher terrasse :*

- Poids propre du plancher :  $G_{\text{terrasse}} \times S = (5,45 \times 16,28) = \mathbf{88,73 \text{ KN}}$
  - Poids propre des poutres principales:  $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,40) \times 5,10 = \mathbf{15,30 \text{ KN}}$
  - Poids propre des poutres secondaires:  $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,35) \times 4,55 = \mathbf{11,94 \text{ KN}}$
- G=115,97 KN**

- **Plancher étages courants :**

- Planchers étages :  $G_{\text{étage}} \times S = (5,14 \times 16,28) = 83,68 \text{ KN}$
  - Poids propre des poutres principales:  $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,40) \times 5,10 = 15,30 \text{ KN}$
  - Poids propre des poutres secondaires:  $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,35) \times 4,55 = 11,94 \text{ KN}$
- G=110,92 KN**

☞ **NB** : Au point de vue économique on doit dimensionner des poteaux en famille tout en fait une réduction des sections.

- On doit majorer l'effort normal ultime de 10% suivant les règles **BAEL 91 modifié 99**

**5.4.2. Les efforts de compression due aux charges d'exploitations Q :**

**Loi de dégression :**

Puisque il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut

D'où Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$  selon les règles de "BAEL 91 modifié 99"

Avec :

- { n : Nombre d'étage.
- { Q<sub>0</sub> : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- { Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>,....., Q<sub>n</sub> : Les charges d'exploitation des planchers courants respectivement de haut vers le bas

☞ **Tableau II.2** : Dégression des charges d'exploitations

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Σ des charges d'exploitations	Σ des charges d'exploitations (kN/m <sup>2</sup> )
T	Q <sub>0</sub>	Σ <sub>0</sub> =Q <sub>0</sub>	1 ,00
P9	Q <sub>1</sub>	Σ <sub>1</sub> =Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub>	2,50
P8	Q <sub>2</sub>	Σ <sub>2</sub> =Q <sub>0</sub> +0,95(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> )	3,85
P7	Q <sub>3</sub>	Σ <sub>3</sub> =Q <sub>0</sub> +0,90(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> )	5,05
P6	Q <sub>4</sub>	Σ <sub>4</sub> =Q <sub>0</sub> +0,85(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> )	6,10
P5	Q <sub>5</sub>	Σ <sub>5</sub> =Q <sub>0</sub> +0,80(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> )	7,00
P4	Q <sub>6</sub>	Σ <sub>6</sub> =Q <sub>0</sub> +0,75(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> )	7,75
P3	Q <sub>7</sub>	Σ <sub>7</sub> =Q <sub>0</sub> +0,71 (Q <sub>1</sub> +.....+Q <sub>7</sub> )	8,45
P2	Q <sub>8</sub>	Σ <sub>8</sub> =Q <sub>0</sub> +0,69(Q <sub>1</sub> +.....+Q <sub>8</sub> )	9,28
P1	Q <sub>9</sub>	Σ <sub>9</sub> =Q <sub>0</sub> +0,67(Q <sub>1</sub> +.....+Q <sub>9</sub> )	10,05
P.RDC	Q <sub>10</sub>	Σ <sub>10</sub> =Q <sub>0</sub> +0,65(Q <sub>1</sub> +.....+Q <sub>10</sub> )	10,75

**6. Détermination de la section du poteau :**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal ultime (compression)
  - $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).
 
$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$
  - $\lambda$ : Elancement d'EULER  $\left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right)$ .
  - $l_f$  : Longueur de flambement.
  - $i$ : Rayon de giration  $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$ .
  - $I$  : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement  $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$ .
  - $B$  : Surface de la section du béton ( $B=a \times b$ ).
  - $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b=1,50$ ).....situation durable.
  - $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s=1,15$ ).....situation durable.
  - $f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e=400\text{MPa}$ ).
  - $f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28}=25\text{MPa}$ ).
  - $A_s$  : Section d'acier comprimée.
  - $Br$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ( $Br = (a-0,02)(b-0,02)$ ) [ $\text{m}^2$ ].
- On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n y ait pas de flambement c'est-à-dire  $\lambda \leq 50$

**6.1. Exemple de calcul :**

On prend comme exemple de calcul les poteaux de rez de chaussé, d'où :  $h_0 = 400 \text{ cm}$

Donc :  $L_f = 0,7 h_0 = 0,7 \times 400 = 280 \text{ cm}$

$$N_G = (10 \times 110,92) + 115,97 = 1225,17 \text{ KN}$$

$$N_Q = 16,28(1,00 + 2,50 + 3,85 + 5,05 + 6,10 + 7,00 + 7,75 + 8,45 + 9,28 + 10,05 + 10,75) = 1168,57 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,10(1,35 N_G + 1,50 N_Q) = 1,10(1,35 \times 1225,17 + 1,50 \times 1168,57)$$

$$\Rightarrow N_u = 3747,51 \text{ KN}$$

**6.1.1. Détermination de (a) :**

$$B = b.a$$

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

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

$$\left( \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{280}{0,289a} \leq 50 \right) \Rightarrow \left( a \geq \frac{280}{0,289 \cdot 50} = 19,39 \text{ cm} \right)$$

On prend:  $a = 45 \text{ cm}$

$$\lambda = 0,7L_0/i \Rightarrow \lambda = 280/14,43 = 19,39 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**6.1.2. Détermination de (b):**

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

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

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

Selon le "Le RPA 99 version 2003"  $A_s = 0,8\%$   $B_r \dots\dots\dots$  Zone IIa

$$A_s = 0,8\% [48(b-2)] = 0,384(b-2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda = 19,39 \leq 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(19,39/35)^2]$$

$$\alpha = 0,825$$

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

$$N_u \leq 0,825 \left[ \frac{48(b-2) \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5 \cdot 10} + \frac{0,384(b-2) \cdot 400}{1,15} \right]$$

$$b \geq 22,47 \text{ cm}$$

Donc, on prend **b = 45cm**

**6.1.3. Dimensions minimaux requis par le “ RPA99 version 2003 ” [2]:**

D’après l’article 7 .4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 45\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} = \frac{400}{20} = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Avec : h<sub>e</sub>: Hauteur d’étage.

**Donc**, On adopte pour des poteaux de sous sol une section carrée (a=b) = ( **45x45** ) **cm<sup>2</sup>**

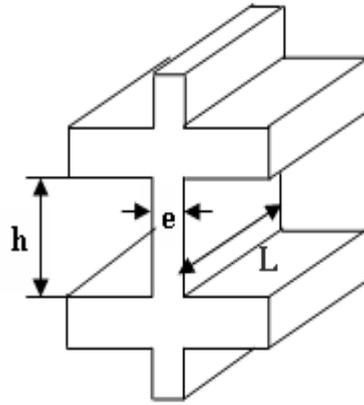
☞ **II.3. Tableau Récapitulatif des sections des poteaux par familles :**

Types	Niveaux	N <sub>G</sub> (kN)	N <sub>Q</sub> (kN)	N <sub>u</sub> (kN)	a (cm)	b (cm)	Le choix (cm <sup>2</sup> )
<b>04</b>	10 <sup>eme</sup> (T)	115,97	16,28	199,07	21,17	3,08	30×30
	9 <sup>eme</sup>	226,17	56,98	429,87	21,17	4,34	30×30
<b>03</b>	<b>8<sup>eme</sup></b>	<b>336,84</b>	<b>119,65</b>	<b>697,62</b>	<b>21,17</b>	<b>5,81</b>	<b>35×35</b>
	7 <sup>eme</sup>	447,96	201,87	998,30	21,17	7,45	35×35
	6 <sup>eme</sup>	559,65	301,18	1328,02	21,17	9,25	35×35
<b>02</b>	<b>5<sup>eme</sup></b>	<b>670,57</b>	<b>415,14</b>	<b>1680,77</b>	<b>21,17</b>	<b>11,18</b>	<b>40×40</b>
	4 <sup>eme</sup>	781,49	541,31	2053,67	21,17	13,21	40×40
	3 <sup>eme</sup>	892,41	678,87	2445,36	21,17	15,35	40×40
<b>01</b>	<b>2<sup>eme</sup></b>	<b>1003,33</b>	<b>829,95</b>	<b>2859,36</b>	<b>21,17</b>	<b>17,62</b>	<b>45×45</b>
	1 <sup>er</sup> étage	1114,25	993,56	3294,03	21,17	19,99	45x45
	<b>RDC</b>	<b>1225,17</b>	<b>1168,57</b>	<b>747,51</b>	<b>19,39</b>	<b>22,47</b>	<b>45x45</b>

**7. Pré dimensionnement des voiles**

L’épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règle parasismique algériennes (version 2003).

D’où leur l’épaisseur minimale est de **15** cm. De plus, l’épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage **h<sub>e</sub>** et des conditions de rigidité aux extrémités .



☞ *Figure II.2.* Coupe de voile en élévation

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations.

D'après le "RPA99 version 2003" article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition:  $L \geq 4e$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{longueur de voile.} \\ e : \text{épaisseur du voile.} \end{array} \right.$$

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

$$e \geq (h_e/25 ; h_e/22).$$

$$h_e = 432 - 35 = 397 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_e}{25} = \frac{397}{25} = 15,88 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{397}{22} = 18,05 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$e \geq (15,56 \text{ cm}; 18,05 \text{ cm}; 15 \text{ cm}).$$

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements et des voiles périphériques: **e = 20 cm**

## *Chapitre -III-*

### Calcul des planchers

## 1. Calcul des planchers a corps creux :

### 1.1. Introduction :

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

- **Fonction de résistance** : les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation,
  - **Fonction d'isolation**: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages
- comme notre projet a usage d'habitation et commerce, on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur les quelles reposent les entrevous. Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

### 1.2. Dimensionnement des poutrelles :

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ( $Q \leq 5 \text{KN/m}^2$ ).

La hauteur du plancher est **20cm** soit **(16+4) cm**

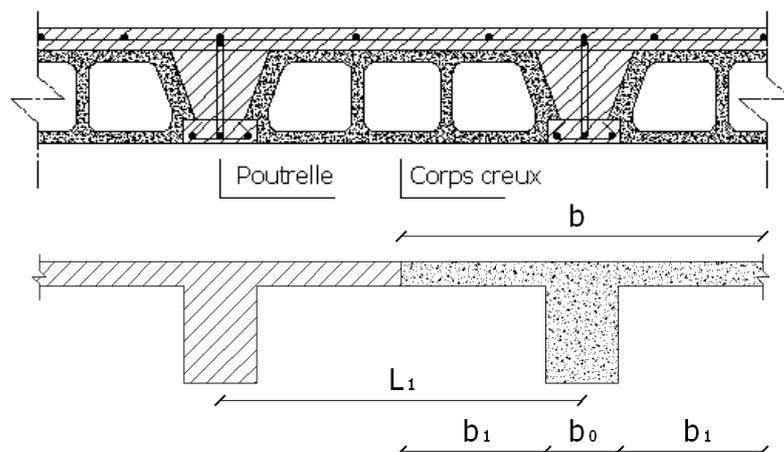
$$\left\{ \begin{array}{l} 16\text{cm} : \text{corps creux} \\ 4\text{cm} : \text{dalle de compression} \end{array} \right.$$

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes.

Hauteur du plancher :  **$h_t = 20 \text{ cm}$**

Épaisseur de la nervure :  **$h_0 = 4 \text{ cm}$**

Largeur de la dalle de compression:  **$b_0 = 12 \text{ cm}$**



☞ *Figure III.1.* Plancher à corps creux

**Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :**

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes:

$$b = 2b_1 + b_0 \dots\dots\dots (1)$$

la portée maximale est : L = 4,55 m      l<sub>1</sub> = 65 cm

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = \min \begin{cases} b_1 \leq (l_1 - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 365 / 10 = 45,5 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend: b<sub>1</sub> = 26,5 cm.

$$(1) \Rightarrow b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm.} \quad \text{Donc on prend dans le calcul } \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

**1.3. Méthode de calcul des poutrelles :**

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, parmi les quelles on a « méthode des trois moments ; méthode forfaitaire ; et la méthode forfaitaire modifiée ».

**1.3.1. Planchers étages courant :**

**Méthode forfaitaire :** Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courantes si les conditions ci après sont satisfaites.

**a. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

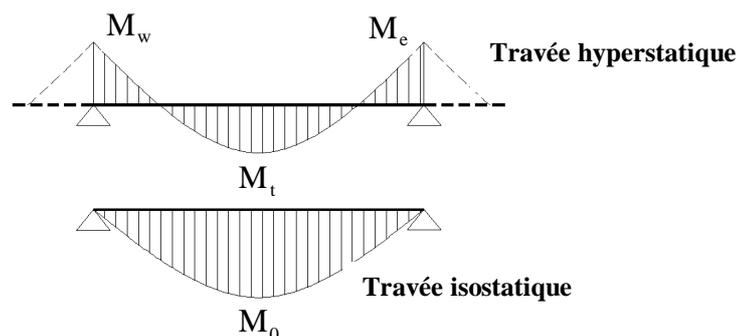
Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

1. La charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
2. Les moments d'inerties 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.

**b. Principe de calcul :**

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis (droit et gauche) en fonction des moments fléchissant isostatiques "M<sub>0</sub>" de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de  $M_w$ ,  $M_t$ ,  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0] - (M_w+M_e)/2$
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0/2$  . . . . . cas d'une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2$  . . . . . cas d'une travée de rive

$M_0$  : Le moment maximal isostatique dans la travée indépendante

$M_t$  : Le moment maximal dans la travée étudiée

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

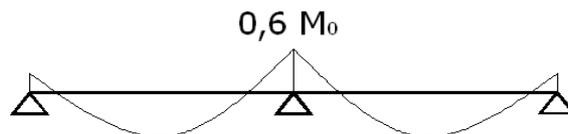
$M_e$  : Le moment sur l'appui droit de la travée

$\alpha$  :  $Q / (G+Q)$  le rapport des charge d'exploitation a la somme des charges permanentes Et d'exploitations.

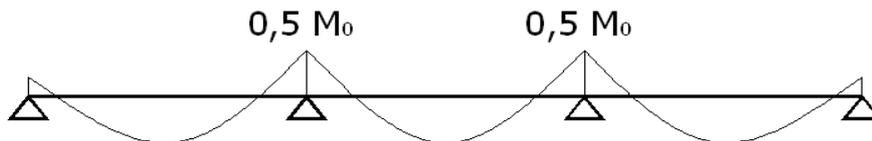
**c. Les valeurs des moments aux appuis:**

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

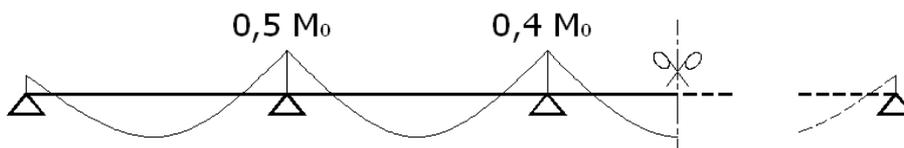
- Poutre contenue a deux travées :



- Poutre contenue a trois travées :



- Poutre contenue a plus de trois travées:

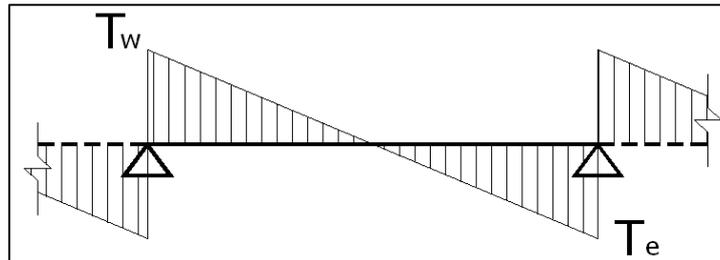


**d. Efforts tranchants :**

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

- $T_w = (M_w - M_e) / l + Ql/2$
- $T_e = (M_w - M_e) / l - Ql/2$



**- Méthode forfaitaire modifiée :**

- Cas où la travée comprise entre deux grandes travées :

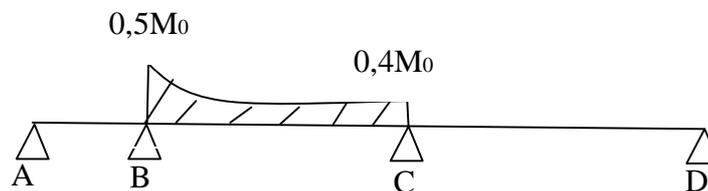


Il suffit de porter sur l'appui (B) la plus petite des valeurs admissibles pour le moment sur l'appui: soit dans le cas de la figure ci-dessous ;  $0,5M_0$  (ici  $M_0$  correspondant à la travée (AB) ; puis de porter sur l'appui (C) la plus petite des valeurs admissibles.

C'est-à-dire dans le cas traité  $0,4M_0$  ( $M_0$  correspondant au moment isostatique maximal de la travée (CD)).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C ; on devra, porter à partir de cette ligne.

Le moment isostatique maximal de la travée (BC).



Les appuis B et C devront avoir une section correspondant au moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus) qui peut être déterminé par la formule suivante :

$$M_x = Qx \left( \frac{L_{BC} - x}{2} \right) + M_B \left( 1 - \frac{x}{L_{BC}} \right) - M_C \left( \frac{x}{L_{BC}} \right)$$

Avec :  $x = \frac{L_{BC}}{2} + \left[ \frac{M_B - M_C}{Q L_{BC}} \right]$

Les moments on travée des poutrelles (AB) et (CD) sont calcule par la méthode forfaitaire la travée(BC) sera armée à la partie inferieure par un moment correspondant a  $0,5M_0$ .

( $M_0$ ) le moment isostatique maximal de la travée (BC).

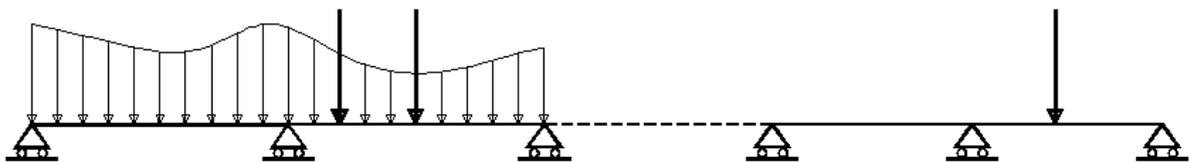
**1.3.2. Plancher terrasse :**

**Méthode des trois moments:**

Puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable dans ce genre des planchers, la méthode forfaitaire n'éte plus applicable, donc le calcul RDM de ces poutrelles doit effectuer par «la méthode des trois moments »

**a. Motivation:** La formule des trois moments est une écriture particulière de la méthode des forces adaptée aux poutres continues.

**b. Hypothèses:** Nous traiterons par la suite d'une poutre droite posée sur (N+2) appuis simples chargée par des forces concentrées ou réparties dont la direction est perpendiculaire à l'axe de la poutre.



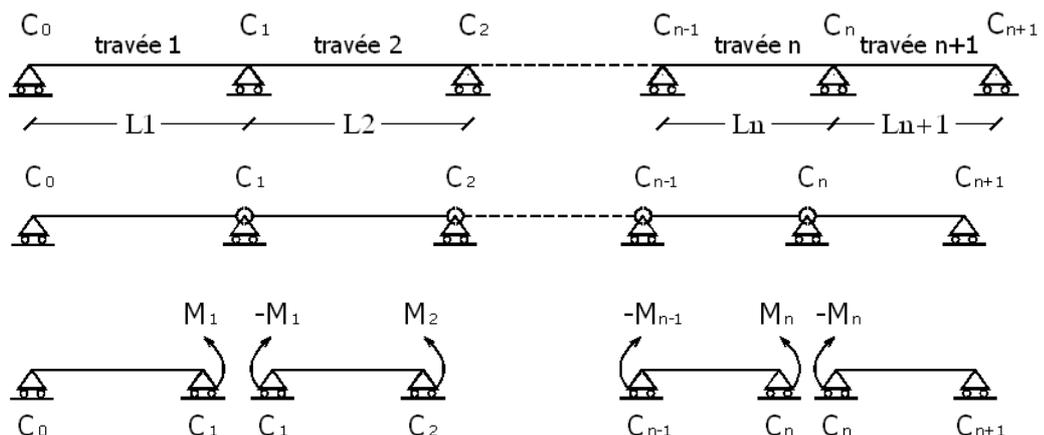
Le problème posé possède une mobilité correspondant à la translation suivant l'axe de la poutre.

Si cette mobilité est gênante, il suffit de remplacer une liaison Ponctuelle par une rotule.

Le problème se situe dans le plan (x, y ) et est à flexion dominante. L'inertie de section et le module d'élasticité sont constants sur la poutre.

**c. Notations des appuis:** Les appuis sont notés  $C_0, C_1, \dots, C_{n+1}$  .

La portion de poutre =  $[C_{i-1}, C_i]$  est la travée i de longueur  $L_i$



**d. Résolution:**

Le problème est hyperstatique d'ordre  $N$ , on utilise la méthode des forces avec Une décomposition particulière.

**e. Décomposition du problème:** Plutôt que de considérer que le problème isostatique associé est une poutre sur deux appuis-dans ce cas les inconnues hyperstatiques seraient  $N$  réactions d'appuis-on introduit une rotule entre chaque Travée au droit des appuis  $C_1$  à  $C_n$ .

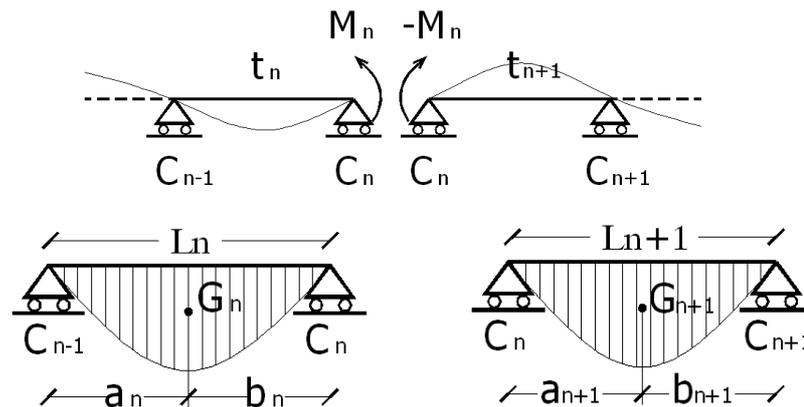
Le problème isostatique associé correspond à  $N + 1$  poutres sur deux appuis correspondant à chaque travée.

Les inconnues hyperstatiques sont les moments  $M_i$  exercés par la travée  $i+1$  Sur la travée  $i$ .

Le moment exercé par la travée  $i$  sur la travée  $i+1$  étant  $-M_i$

Les moments  $M_i$  sont également les moments fléchissant du problème hyper statique au droit des appuis.

**f. Equations de continuité de la rotation :** Les inconnues  $M_i$  sont calculés de façon à ce que la rotation de section soit continue ( $\theta' = \theta''$ ).....(1)



$G_n, G_{n+1}$  :les centre d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$  : sont des distances entre centres de gravités et les appuis adjacent.

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

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

D'où :  $q$  : le chargement des travées.

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

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

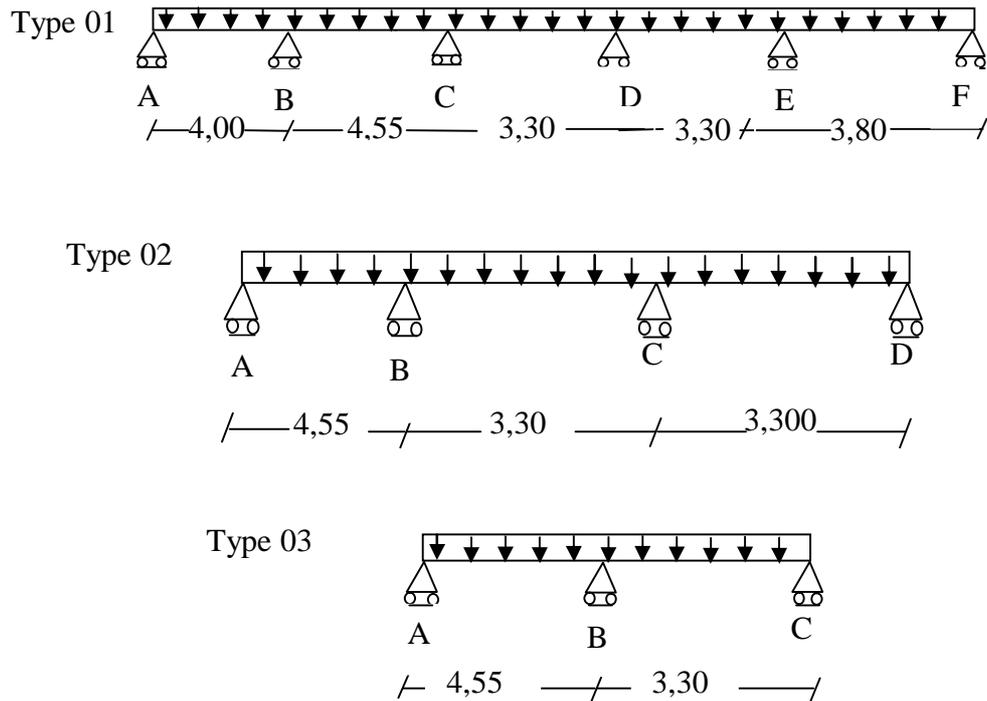
**1.4. Etude des poutrelles Planchers étages courants :**

**Type des poutrelles :**

On a trois (03) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des longueurs des travées et deux (02) familles selon la charge appliquée : étages et terrasses

Donc, l'ensemble sera (06) types.

Selon le nombre et des longueurs des travées sont les suivantes :



☞ *Figure III.2.* Type des poutrelles

**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1- La charge d'exploitation  $Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2)$

Planchers étages courant :  $G = 5,14 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,28 \text{ KN/m}^2$ .....condition vérifiée

2- Le rapport entre les travées successives

travées	A-B	B-C	C-D
Portée	4,55	3,30	3,30
rapport		1,37	1,00

$0,8 \leq Li/Li+1 \leq 1,25$  .....condition non vérifiée

3- Poutrelle à d'inertie constante (I=cte).....condition vérifiée

4- Fissuration peu préjudiciable (cas de plancher étage).

**N.B :** Puisque la condition(2) n'est pas vérifiée pour les travées A-B B-C donc on applique la méthode de forfaitaire modifiée.

**Sollicitation :**

Le plancher d'étage courant comporte « 03 » types des poutrelles

D'où :  $G = 5,14 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

à l'E.L.U : Travée chargée :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 5,97 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 5,97 \text{ KN/mL}$$

Travée déchargée :

–  $Q_G = (1,35G) \times 0,65 = 4,51 \text{ KN/ml}$

–  $Q_G = 4,51 \text{ KN/ml}$

–  $\alpha = Q/(G + Q) = 1,50/(5,14 + 1,50) = 0,226$

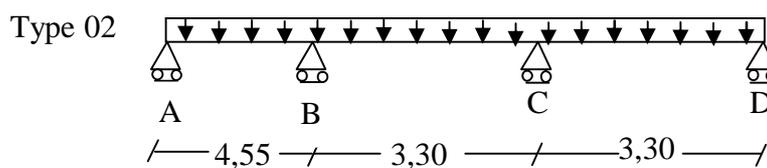
–  $(1+0,3\alpha) = 1,07 > 1,05$  , donc on doit tenir compte de 1,07

–  $(1,2 + 0,3 \alpha)/2 = 0,63$  (travée de rive)

–  $(1 + 0,3 \alpha)/2 = 0,53$  (travée intermédiaire)

à l'E.L.S :

$$q_u = (G + Q) \times 0,65 \Rightarrow q_s = 4,32 \text{ KN/mL}$$



**Moments fléchissant (isostatiques) :**

$$M_{01} = 5,97(4,55)^2/8 = 15,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 4,51(3,30)^2/8 = 6,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = 5,97(3,30)^2/8 = 8,12 \text{ KN.m}$$

**Moments En appuis:**

En appui (A) :  $M_A = 0,2 M_{01} = 3,09 \text{ KN.m}$

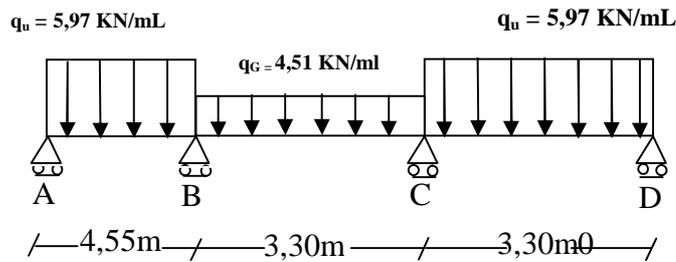
En appui (D) :  $M_D = (M_{04}).0,2 = 1,62 \text{ KN.m}$

**Moments En travées :**

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,07.M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 11,12 \text{ KN.m} \\ M_T \geq 0,63.M_{01} = 9,73 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(AB)} = 11,12 \text{ KN.m}$$

- On appliquant la méthode forfaitaire modifiée pour le travée(BC) :

**Travée (B-C) : calcul du moment minimal en travée «BC » :**



$$M_B = 0.5 \max (M_{01} ; M_{02})$$

$$M_C = 0.5 \max (M_{02} ; M_{03})$$

$$M_{01} = 5,97(4,55)^2/8 = 15,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 4,51(3,30)^2/8 = 6,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = 5,97(3,30)^2/8 = 8,12 \text{ KN.m}$$

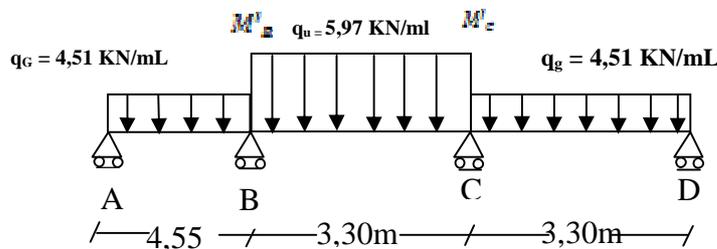
Donc :  $M_B = 7,72 \text{ KN.m}$

$$M_C = 4,06 \text{ KN.m}$$

- On a:

$$\left\{ \begin{array}{l} x = \frac{3,30}{2} + \frac{7,72 - 4,06}{4,51 \cdot 3,30} = 1,89 \text{ KN.m} \\ M(x)_{\min} = \left(\frac{4,51}{2}\right) \cdot 1,89 \cdot (3,30 - 1,89) - 7,72 + \left(\frac{7,72 - 4,06}{3,30}\right) \cdot 1,89 = 0,38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**-Calcul du moment maximal en travée «BC » :**



$$M_{01} = 4,51(4,55)^2/8 = 11,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 5,97(3,30)^2/8 = 8,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = 4,51(3,30)^2/8 = 6,13 \text{ KN.m}$$

$$M'_B = 0.5 \min (M_{01} ; M_{02}) = 4,06 \text{ KN.m}$$

$$M'_C = 0.5 \min (M_{02} ; M_{03}) = 3,06 \text{ KN.m}$$

Donc :  $M'_B = 4,06 \text{ KN.m}$

$$M'_C = 3,06 \text{ KN.m}$$

-On a:

$$\begin{cases} x = \frac{3,30}{2} + \frac{4,06 - 3,06}{5,97 \cdot 3,30} = 1,70 \text{ KN.m} \\ M(x)_{max} = \left(\frac{5,97}{2}\right) \cdot 1,70 \cdot (3,30 - 1,70) - 4,06 + \left(\frac{4,06 - 3,06}{3,30}\right) \cdot 1,70 = 4,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

☞ Remarque :

$$0,5 M_{02} = 0,5 q_u(l)^2/8 = 0,5 \cdot 5,97(3,30)^2/8 = 4,06 \text{ KN.m}$$

On a:

$$M_{t_{max}} = 4,57 \text{ KN.m} > 4,06 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

$$\text{Travée (C-D)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,07 \cdot M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 6,34 \text{ KN.m} \\ M_T \geq 0,63 \cdot M_{03} = 5,11 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(CD)} = 6,34 \text{ KN.m}$$

**Efforts tranchants :**

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} + q_u \frac{L_i}{2} \\ T_e = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} - q_u \frac{L_i}{2} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{cases}$$

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{3,09 - 4,06}{4,55} + 5,97 \frac{4,55}{2} = 12,85 \text{ KN} \\ T_e = \frac{3,09 - 4,06}{4,55} - 5,97 \frac{4,55}{2} = -13,90 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (B-C)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{4,06 - 3,06}{3,30} + 5,97 \frac{3,30}{2} = 10,15 \text{ KN} \\ T_e = \frac{4,06 - 3,06}{3,30} - 5,97 \frac{3,30}{2} = -9,54 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (C-D)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{3,06 - 1,62}{3,30} + 5,97 \frac{3,30}{2} = 10,28 \text{ KN} \\ T_e = \frac{3,06 - 1,62}{3,30} - 5,97 \frac{3,30}{2} = -9,41 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Diagramme de (M) :

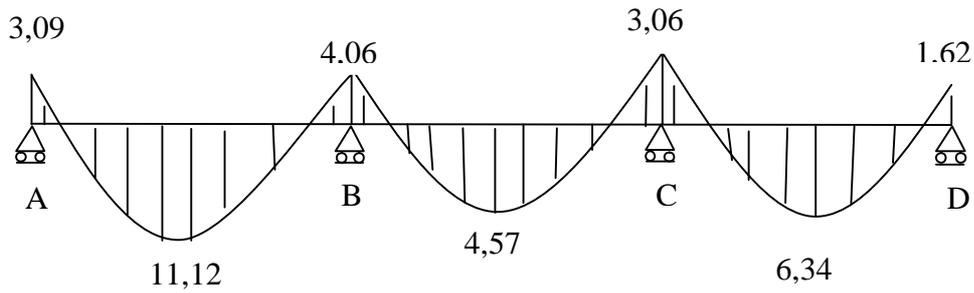
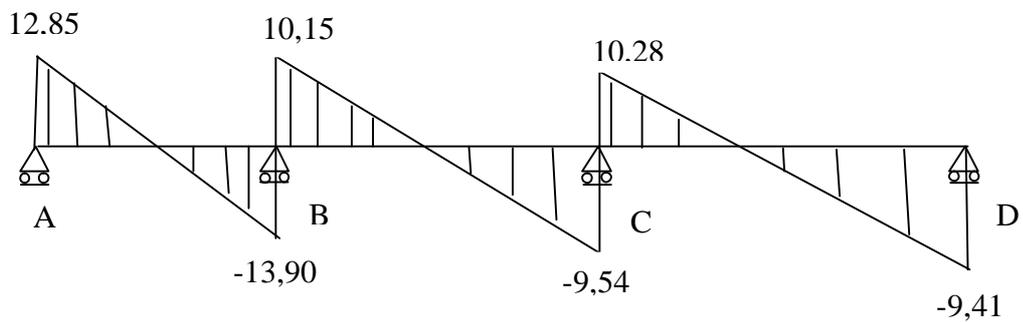


Diagramme de (T) :



☞ **Tableau III.1.** Récapitulatif des résultats obtenus aux planchers étages:

Usage	Type	ELU				ELS		
		M <sub>A</sub> (KN.m) (rive)	M <sub>A</sub> (KN.m) (intermédiaire)	M <sub>t</sub> (KN.m) (Travée)	Tu(KN)	M <sub>A</sub> (KN.m) (rive)	M <sub>A</sub> (KN.m) (intermédiaire)	M <sub>t</sub> (KN.m) (Travée)
Habitation	<b>01</b>	2,39	7,73	9,80	13,93	1,73	5,59	7,09
	<b>02</b>	1,93	4,84	4,76	11,55	1,40	3,49	5,03
	<b>03</b>	3,09	9,27	10,32	14,95	2,24	6,71	7,47
	<b>Max</b>	<b>3,09</b>	<b>9,27</b>	<b>10,32</b>	<b>14,95</b>	<b>2,24</b>	<b>6,71</b>	<b>7,47</b>

**1.5. Etude des poutrelles Plancher terrasse :**

On à trois (03) types de poutrelles.

**Exemple de calcul:** poutrelles type(03) deux travée :

Pour La plancher terrasse : **G = 5,45 KN/m<sup>2</sup>**

**Q = 1,00 KN/m<sup>2</sup>**

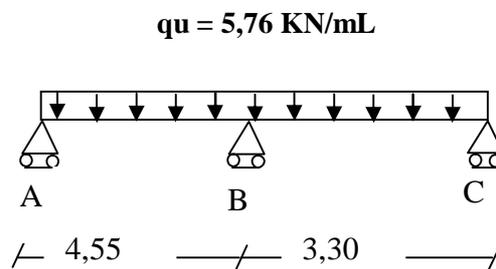
**Sollicitation à l'E.L.U :**

$$q_u = (1,35G+1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,45) + (1,5 \times 1,00) \times 0,65 \dots \Rightarrow q_u = 5,76 \text{ KN/mL}$$

**Sollicitation à l'E.L.S :**

$$q = (G+Q) \times 0,65 = (5,45+1,00) \times 0,65 \dots \Rightarrow q = 4,19 \text{ KN/mL}$$

Type (03) : Poutrelles à 2 travées



Le calcul se fait selon la formule:

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

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

**Partie AB et BC:**

$$M_0^{AB} = Ql^2/8 = 14,91 \text{ KN.m}$$

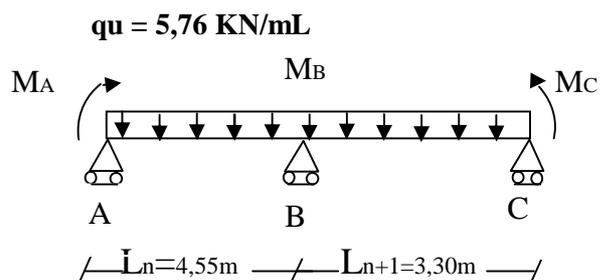
$$a_n = b_n = 2,27 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{AB} = 45,22 \text{ m}^2$$

$$M_0^{BC} = Ql^2/8 = 7,84 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,65 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{BC} = 17,24 \text{ m}^2$$



$$(1) \Rightarrow 4,55M_A + 2(4,55+3,30) M_B + 3,30M_C = -6[(45,22 \times 2,27/4,55) + (17,24 \times 1,65/3,30)]$$

Avec:  $M_A = -0,2$ ,  $M_0^{AB} = -2,98 \text{ KN.m}$

$$M_C = -0,2$$
,  $M_0^{BC} = -1,57 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow 15,7 M_B + 168,66 = 0 \dots (1')$$

Après résoudre l'équation (1') on aura :

$$M_A = -2,98 \text{ KN.m}$$

$M_B = -10,74 \text{ KN.m}$

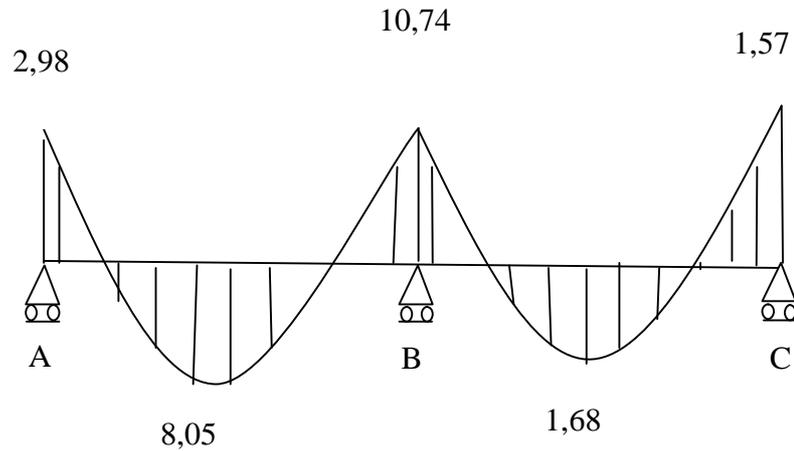
$M_C = -1,57 \text{ KN.m}$

Les moments en travées :

$M_t^{AB} = [(M_A + M_B)/2] + M_0^{AB} = 8,05 \text{ KN.m}$

$M_t^{BC} = [(M_B + M_C)/2] + M_0^{BC} = 1,68 \text{ KN.m}$

- Diagramme de (M):



Efforts tranchants :

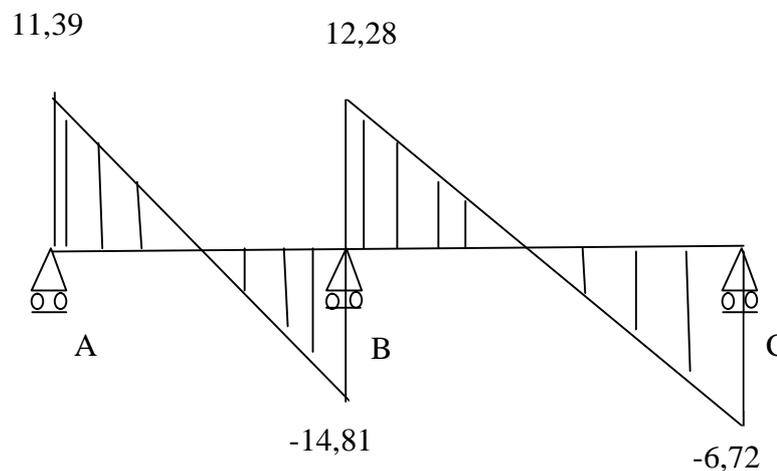
Travée (A-B) :

$$\begin{cases} T_W = \frac{M_A - M_B}{L} + Q \frac{L}{2} = \frac{2,98 - 10,74}{4,55} + 5,76 \frac{4,55}{2} = 11,39 \text{ KN} \\ T_E = \frac{M_A - M_B}{L} - Q \frac{L}{2} = \frac{2,98 - 10,74}{4,55} - 5,76 \frac{4,55}{2} = -14,81 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (B-C) :

$$\begin{cases} T_W = \frac{10,74 - 1,57}{3,30} + 5,76 \frac{3,30}{2} = 12,22 \text{ KN} \\ T_E = \frac{10,74 - 1,57}{3,30} - 5,76 \frac{3,30}{2} = -6,72 \text{ KN} \end{cases}$$

Diagramme de (T) :



☞ **Tableau III.2.** Récapitulatif des résultats obtenus au plancher terrasse:

Usage	Type	ELU				ELS		
		M <sub>A</sub> (KN.m) (rive)	M <sub>A</sub> (KN.m) (intermédiaire)	Mt(KN.m) (Travée)	Tu(KN)	M <sub>A</sub> (KN.m) (rive)	M <sub>A</sub> (KN.m) (intermédiaire)	Mt(KN.m) (Travée)
Terrasse inaccessible	<b>01</b>	1.32	11.17	5.38	14.31	0.96	8.15	4.05
	<b>02</b>	2.00	10.78	5.50	15.47	1.45	7.84	6.17
	<b>03</b>	2,98	10,74	8,05	12,28	2,16	7,81	8,93
	<b>Max</b>	<b>2,98</b>	<b>11,17</b>	<b>8,05</b>	<b>15,47</b>	<b>2,16</b>	<b>8.15</b>	<b>8,93</b>

**1.6. Calcul du ferrailage des poutrelles :(à l'ELU) :**

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en **Té** soumise à la flexion simple à l'E.L.U.R.

En suit la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.U

**1.6.1. Poutrelles planchers étages:**

Sollicitations de calcul:

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}} = 10,32\text{KN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 3,09\text{KN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 9,27 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 14,95 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} : \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}} = 7,47\text{KN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 2,24 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 6,71 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

**Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):**

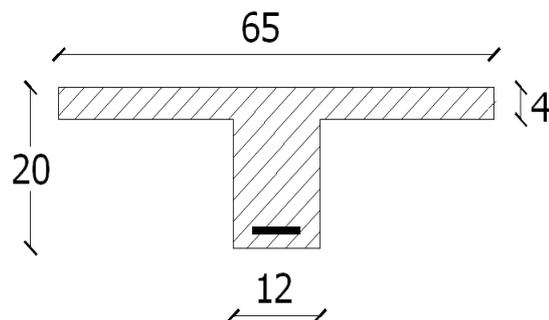
**En travée :**

Moment équilibré par la table « Mt »

$$Mt = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \cdot (d - h_0/2)$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm} \\ F_{bc} = 0,85F_c = 28 / \gamma_b = 14,17 \text{ Mpa} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$Mt = 65 \times 4 \times 14,17 \cdot (18 - 4/2) \times 10^{-3} = \mathbf{58,95 \text{ KN.m}}$$



$$M_{t-max} = 10,32 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

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  $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10,32 \cdot 10^3}{65 \cdot (18)^2 \cdot 14,17} = 0,035 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,982$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,32 \cdot 10^3}{0,982 \cdot 18 \cdot 348} = 1,67 \text{ cm}^2$$

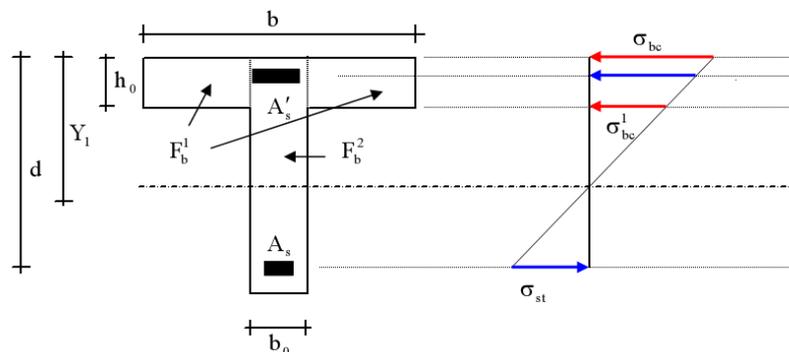
**Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] V^2$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]} \Rightarrow V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$V' = ht - V = 20 - 6,25 \Rightarrow V' = 13,75 \text{ cm}$$



$$I = 12 \cdot \frac{20^3}{3} + (65 - 12) \cdot \frac{4^3}{3} - [12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4] \cdot (6,25)^2 = 15475 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow A_{min} = \frac{15475,55}{0,81 \times 20 \times 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{s-cal} = 1,67 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée.

**Choix :** on adopte: **3T10 (soit 2,35)**

**En appuis:**

Puisque le béton tendu négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{\text{appui-inter}} = 9,27 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{9,27 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,168 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,907$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,27 \cdot 10^3}{0,907 \times 18 \times 348} = 1,63 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité:**

$$A_{\text{min}} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V} \cdot \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{1547555}{0,81 \times 20 \times 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{s\text{cal}} = 1,63 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,80 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**Choix :** on adopte: **1T12+1T12 (2,26)**

**Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

**En travées :**

$$M_{\text{ser}} = 7,47 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,07 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 31,05y - 558,90 = 0 \Rightarrow y = 3,69 \text{ cm}$$

$$y = 3,69 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

**Le moment d'inertie:**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,69)^3 + 15 \times 2,07 \cdot (18 - 3,69)^2 = 744691 \text{ cm}^4.$$

**Calcul des contraintes :**

**Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{6,71 \cdot 10^3}{7446,91} \cdot 3,69 = 3,32 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**En appuis:**

$$M_{ser} = 6,71 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 23,55y - 423,90 = 0 \Rightarrow y = 3,27 \text{ cm}$$

$y = 3,27 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$  ; Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

**Le moment d'inertie:**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = 21,67(3,27)^3 + 15 \times 1,57(18 - 3,27)^2 = 5867,30 \text{ cm}^4.$$

**Calcul des contraintes :**

**Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{6,71 \cdot 10^3}{5867,30} \cdot 3,64 = 4,16 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$ . n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

**Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

L'effort tranchant maximal  $T_{max} = 14,95 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{14,95 \cdot 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,69 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b; 5MPa) = 3,33MPa.$$

$$\tau_u = 0,69MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

**Armatures transversales At (armatures de l'âme):**

**Diamètre:**

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \text{ en "mm"}$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 10) = 5,71 \approx 6mm.$$

on adopte:  $\Phi_t = 6mm.$

**Espacement :**

$$\left. \begin{aligned} St &\leq \min(0,9d; 40cm) \\ St &\leq \min(16,2; 40cm) \end{aligned} \right\} \Rightarrow St \leq 16,20cm$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min(10 \Phi_t; 15cm) \Rightarrow St \leq \min(10 \times 1,0; 15cm) = 10cm$$

$$\Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante: } (St \leq 15 \Phi_t) \Rightarrow (St \leq (15 \times 1,0)) \Rightarrow (St \leq 15 \text{ cm}) \Rightarrow (St = 15 \text{ cm})$$

**Section des armatures transversales :**

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

K = 1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa}; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant  $T_u(h/2)$  par la méthode des triangles semblables

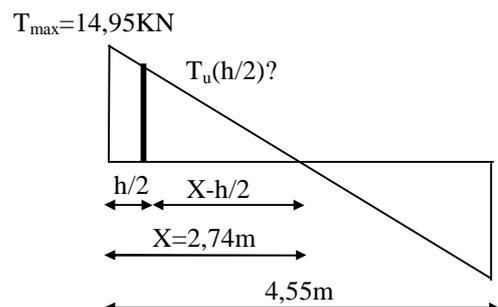
$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{max} [X - (h/2)]}{X}$$

$$X = 2,74 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,20/2 = 0,10m$$

$$X - (h/2) = 2,74 - 0,10 = 2,64m$$

$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 14,95 \times 2,64 / 2,74 = 14,04 \text{ KN}$$



$T_u(h/2) = 14,04 \text{ KN}$

D'où:  $\tau_u(h/2) = (14,04 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,65 \text{ MPa}$

$\tau_u(h/2) = 0,65 \text{ MPa}$

(\*)  $\Rightarrow \left( \frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,65 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 12 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,0013 \text{ cm} \dots \dots (1)$

**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$

$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{0,65}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$

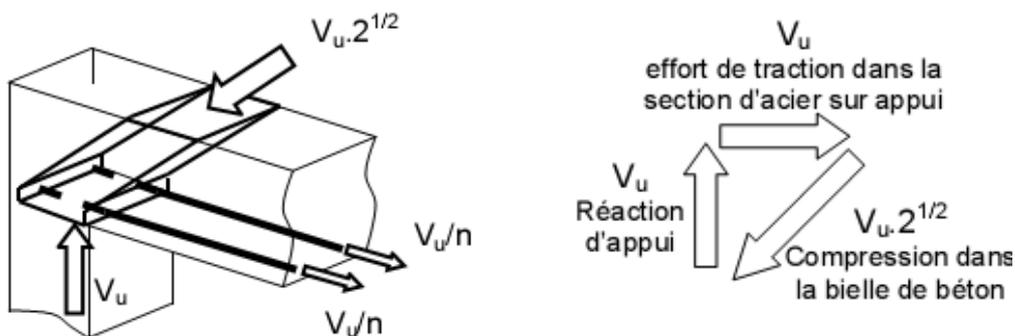
$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots (2)$

En prend le max entre (1) et (2)  $\Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm}$ ,

Pour  $S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,02 \times 10 = 0,20 \text{ cm}^2$

On prend:  $2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  $S_t = 10 \text{ cm}$

**Justifications aux appuis (appui simple d'about) :**

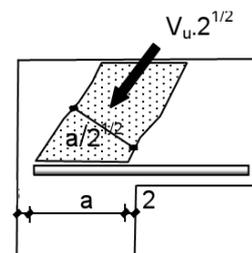


**Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$T_u = 14,95 \text{ KN}$

$M_{appui} = 9,27 \text{ KN.m}$

$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{9,27}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 57,22 \text{ KN} > T_u = 14,95 \text{ KN}$



Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

**Compression de la bille d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

D'où  $\bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$

a: la longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir  $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \cdot 14,95 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 0,018m = 1,87 \text{ cm}$$

$a = 0,9d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm} \geq 1,87 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

**Sections minimales d'armatures inférieures sur appui :**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u = \frac{1,15}{400} 14,95 \cdot 10 = 0,43 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2,35 \text{ cm}^2 \geq 0,43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

**Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit "L<sub>s</sub>" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ<sub>ser</sub>.

La contrainte d'adhérence τ<sub>s</sub> est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit L<sub>s</sub> = Ø f<sub>c</sub> / 4τ<sub>s</sub>.

Ø : Diamètre d'une barre égale 10 mm = 1,0cm

$$L_s = 1,0 \times 400 / 4 \times 2,84 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 30cm

Donc nous sommes obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

$$r = 5,5 \text{ Ø} = 5,5 \times 1,0 = 5,5 \text{ cm.}$$

**Vérification de la flèche :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{455} = 0,058 \geq 0,0444 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{360} = 0,058 > \frac{2,16}{15 \times 3,76} = 0,038 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \left( \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left( \frac{2,07}{12 \times 18} = 0,009 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les trois conditions de la flèche sont satisfaites, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**1.6.2. Poutrelles plancher terrasse:**

Les sollicitations maximales sont:

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{travée} = 8,05 \text{ KN.m} \\ M_{appui} = 2,98 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 15,47 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{travée} = 8,93 \text{ KN.m} \\ M_{appui} = 2,16 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):**

**En travée :**

Moment équilibré par la table « Mt »

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

$$M_{tmax} = 8,05 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire (bxht) = (65 x20) cm<sup>2</sup>

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = 0,027 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,986$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,05 \cdot 10^3}{0,986 \cdot 18 \cdot 348} = 1,30 \text{ cm}^2$$

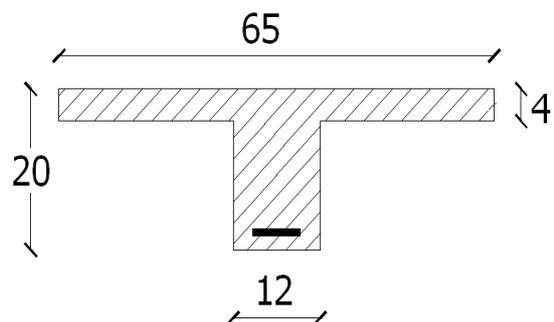
**Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s cal} = 1,30 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Soit la section à prendre en compte **A<sub>s</sub> = 0,93 cm<sup>2</sup>**

Donc on adopte: **3T10 (2,35)**



**En appuis :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$  car le béton tendu négligé dans le calcul.

$$M_a = 2,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = 0,010 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 0,48 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: **2T10** ( $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$ ).

**Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{\text{adop}} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**Vérification des contraintes à L'E.L.S :**

**En travées :**

**Position de l'axe neutre :**

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,07 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 31,05y - 558,90 = 0 \Rightarrow y = 3,69 \text{ cm}$$

$$y = 3,69 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

**Le moment d'inertie:**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,69)^3 + 15 \times 2,07 \cdot (18 - 3,69)^2 = 74469 \text{ cm}^4.$$

**Calcul des contraintes :**

**Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$M_{t-ser} = 8,93 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{8,39 \cdot 10^3}{7446,91} \cdot 3,69 = 4,16 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Contrainte maximale dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

Pour un plancher terrasse la fissuration est préjudiciable, donc il est nécessaire de vérifier.

La contrainte maximale dans les aciers tendus.

$$M_{t-ser} = 8,93 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{adop} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} \cdot (d - y)}{I} = 15 \frac{4,04 \cdot (18 - 3,27) \cdot 10^3}{5867,30} = 152,13 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 \cdot f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}) \text{ MPa} = \min(266,67; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 152,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**En appuis:**

$$M_{ser} = 2,16 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b y^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 23,55 y - 423,90 = 0 \Rightarrow y = 3,27 \text{ cm}$$

$$y = 3,27 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

**Le moment d'inertie:**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2 = 5867,30 \text{ cm}^4.$$

**Calcul des contraintes :**

**Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{2,16 \cdot 10^3}{5867,30} \cdot 3,27 = 1,20 MPa$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,20 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Contrainte maximale dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$M_{t-ser} = 2,16 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{adop} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} \cdot (d - y)}{I} = 15 \frac{2,16 \cdot (18 - 3,27) \cdot 10^3}{5867,30} = 81,34 MPa.$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 \cdot f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}) MPa = \min(266,67; 202) = 202 MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 81,34 MPa > \bar{\sigma}_{st} = 202 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Contrainte de cisaillement :**

$$T_{max} = 15,47 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{15,47 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,71 MPa$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 MPa) = 2,50 MPa.$$

$$\tau_u = 0,71 MPa < \bar{\tau}_u = 2,50 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

**Armatures transversales  $A_t$  (armatures de l'âme):**

**Diamètre:**

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \text{ en "mm"}$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 10) = 5,71 \approx 6 \text{ mm.}$$

on adopte:  $\Phi_t = 6 \text{ mm.}$

**Espacement :**

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min(16,2; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow St \leq 16,20 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min(10 \Phi_t; 15 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min(10 \times 6; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow St=10 \text{ cm}$$

En zone courante:  $(St \leq 15 \Phi_1) \Rightarrow (St \leq (15 \times 1,0))$

$$\Rightarrow (St \leq 15 \text{ cm}) \Rightarrow (St = 15 \text{ cm})$$

**Section des armatures transversales :**

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

K = 1 (fissuration préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$fe = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$D'o\grave{u} : \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant  $T_u(h/2)$  par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

$$X = 2,83 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,20/2 = 0,10 \text{ m}$$

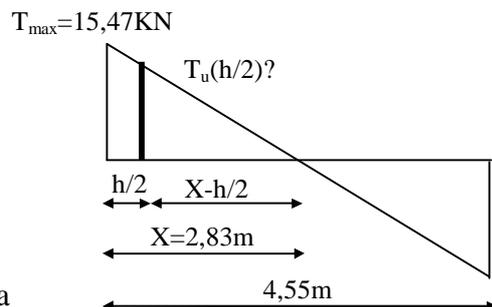
$$X - (h/2) = 2,83 - 0,1 = 2,73 \text{ m}$$

$$Donc : T_u(h/2) = 15,47 \times 2,73 / 2,83 = 14,78 \text{ KN}$$

$$T_u(h/2) = 14,78 \text{ KN}$$

$$D'o\grave{u} : \tau_u(h/2) = (14,78 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \times 0,18) = 0,656 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,656 \text{ MPa}$$



$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,656 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 12 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,0017 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u(h/2)}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{0,656}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

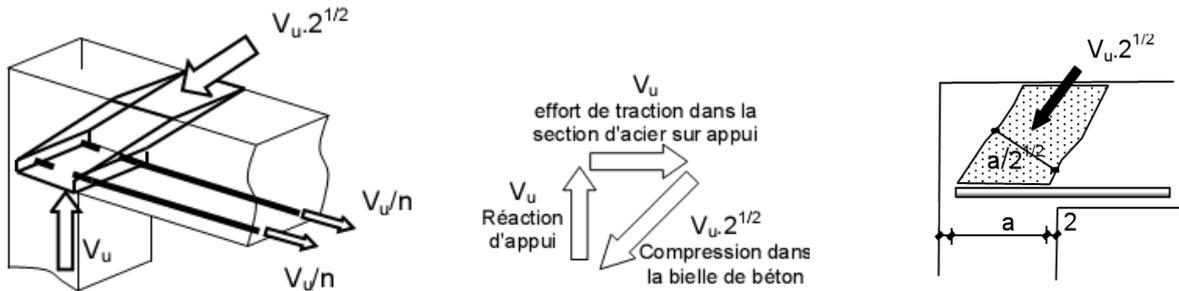
$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

En prend le max entre (1) et (2)  $\Rightarrow \left( \frac{At}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm} ,$

Pour  $S_t=10 \text{ cm} \Rightarrow At \geq 0,02 \times 10 = 0,20 \text{ cm}^2$

On prend:  $2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  $S_t=10 \text{ cm}$

**Justifications aux appuis (appui simple d'about) :**



**Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$T_u = 15,47 \text{ KN}$

$M_{appui} = 2,98 \text{ KN.m}$

$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{2,98}{0,9.18.10^{-2}} = 18,39 \text{ KN} > T_u = 15,40 \text{ KN}$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

**Compression de la bille d'about :**

La contrainte de compression dans la biellette est:

$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}$  Avec  $\begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$

D'où  $\bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$

a: la longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir  $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du faite que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de  $45^0$  donc on doit vérifiée que :

$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b$   
 $\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$

$a \geq \frac{2.15,47.1,5}{0,8.12.25.10} = 0,019m = 1,93 \text{ cm}$

$a = 0,9 d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm} \geq 1,93 \text{ cm}$ .....condition vérifiée

**Sections minimales d'armatures inférieures sur appui :**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u = \frac{1,15}{400} 15,47.10 = 0,44 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq 0,44 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée

**Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit "L<sub>s</sub>" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ<sub>ser</sub>.

La contrainte d'adhérence τ<sub>s</sub> est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 . f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 . 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit  $L_s = \frac{\phi}{4} f_c / \tau_s$ .

Ø : Diamètre d'une barre égale 10 mm = 1,0cm

$$L_s = 1,0 \times 400 / 4 \times 2,84 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 30cm

Donc nous sommes obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

$$r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1,0 = 5,5 \text{ cm.}$$

**Vérification de la flèche :**

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{455} = 0,044 = 0,0444 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{455} = 0,044 > \frac{2,16}{15 \times 6,85} = 0,021 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \left( \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left( \frac{2,07}{12 \times 18} = 0,009 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**1.7. Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est légèrement armée par un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (soit 5 barres par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

33cm (soit 3 barres par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Section minimale des armatures

Perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$f_e = 215 \text{ Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 215 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 1,18/2 = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage en  $\phi 5$  avec des mailles de 15x15 cm de telle sorte que la disposition de la grande dimension soit parallèle à l'axe des poutrelles

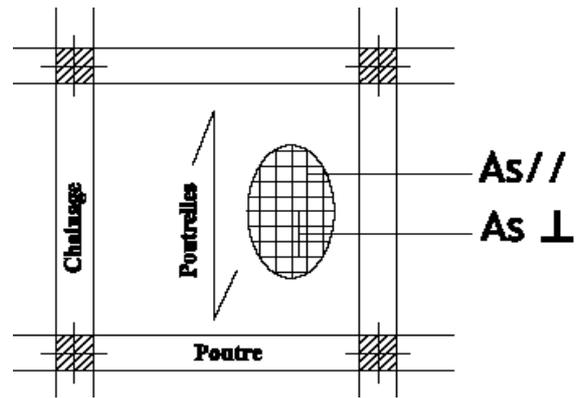
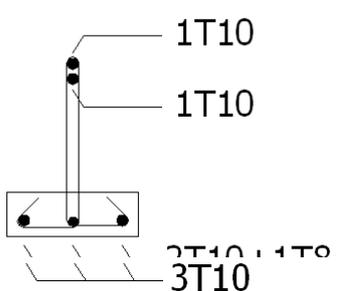
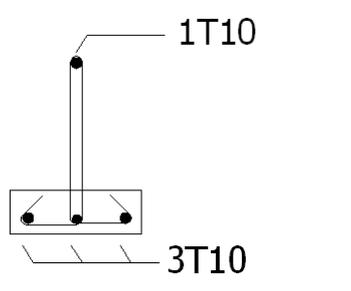
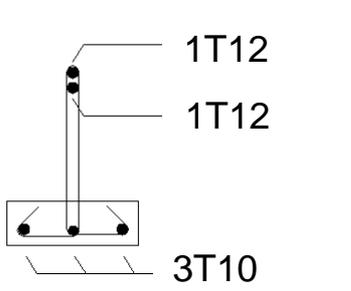
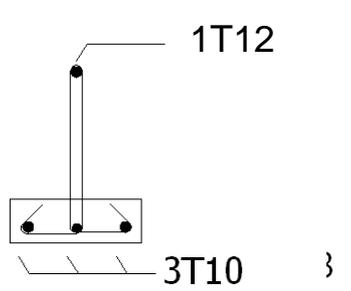


Figure III.3. Ferrailage de la dalle de compression

III.3. Tableau : Récapitulatif de ferrailage des poutrelles

<b>Plancher Terrasse</b>		
	<i>En appuis</i>	<i>En travées</i>
<b>Planchers Etages</b>		
	<i>En appuis</i>	<i>En travées</i>

**2. Dalle pleine:**

**2.1 Type 01 :**

C'est une dalle pleine encastré a deux cote

**Evaluation des charges :**

$G = 6,09 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

à L'ELU :

$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,47 \text{ KN/m}^2$

à L'ELS :

$Q_{ser} = G + Q = 9,59 \text{ KN/m}^2$

**Sollicitations :**

Les valeurs des moments fléchissent et les efforts tranchants ainsi les déplacements max sont faits par logiciel **SOCOTEC** qu'il est basé à la méthode des éléments finis

**Résultats obtenues :**

à L'ELU :

Sens Lx :  $\left\{ \begin{array}{l} Ma = 18,50 \text{ KN.m} \\ Mt = 1,07 \text{ KN.m} \\ Tu = 40,26 \text{ KN} \end{array} \right.$

Sens Ly :  $\left\{ \begin{array}{l} Ma = 18,16 \text{ KN.m} \\ Mt = 2,50 \text{ KN.m} \\ Tu = 67,83 \text{ KN} \end{array} \right.$

à L'ELS :

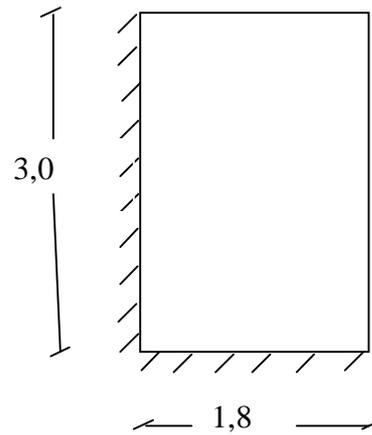
Sens Lx :  $\left\{ \begin{array}{l} Ma = 12,20 \text{ KN.m} \\ Mt = 0,60 \text{ KN.m} \\ \delta_{max} = 0,090 \text{ cm} \end{array} \right.$

Sens Ly :  $\left\{ \begin{array}{l} Ma = 12,39 \text{ KN.m} \\ Mt = 1,89 \text{ KN.m} \\ \delta_{max} = 0,090 \text{ cm} \end{array} \right.$

**Ferrailage a L.E.L.U:**

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et l'épaisseur de 15cm

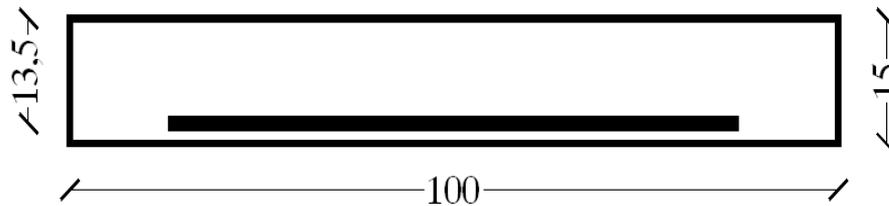
D'où ;  $d=0,9 h = 13,5 \text{ cm}$



☞ **Figure III.4.** Dalle pleine type (01)

**Sens Lx:**

**En appuis :**



**En travées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,07 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,004 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,997$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,07 \times 10^3}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Sens Ly:**

**En appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,16 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,070 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,964$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,16 \times 10^3}{0,964 \times 13,5 \times 348} = 3,89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**En travées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2,50 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0096 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,995$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,50 \times 10^3}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Choix et disposition des armatures:**

**Diamètre minimal des barres :**

Les armatures doivent avoir un diamètre satisfaisant la condition suivante:

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} h_0 : \text{épaisseur de la dalle} \\ \Phi : \text{diamètre des barres} \end{array} \right.$

**Les espacements des armatures:**

Pour une fissuration peu préjudiciable

**Sens Lx :**  $St \leq \min(3h_0 ; 33\text{cm}) \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$

**Sens Ly:**  $St \leq \min(4h_0 ; 45\text{cm}) \Rightarrow St \leq 45 \text{ cm}$

**Pourcentage minimal des armatures**

**12cm < h<sub>0</sub> < 30cm:**

On doit avoir pour les armatures inferieur et les armatures supérieures :

**Sens Ly:**

$A_{y\min} = 8 \cdot h_0 = 8 \times 0,15 = 1,20\text{cm}^2 / \text{ml}$

**Sens Ly:**

$A_{x\min} = A_{y\min} \frac{3 - \alpha}{2} = \frac{1,20(3 - 1)}{2} = 1,20\text{cm}^2 / \text{ml}$

Donc ; les sections d'armatures a tenues en compte;

$$\begin{cases} A_{ax} = 1,20\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{tx} = 1,20\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} A_{ay} = 1,20\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ty} = 1,20\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

**Choix d'armatures :**

**En travées ;**  $\begin{cases} A_{tx} = A_{ty} = 1,20\text{cm}^2 \\ \phi \leq 1,5\text{cm} \dots \dots \dots \Rightarrow \\ Sty \leq 33\text{cm} \end{cases} \begin{cases} 4T8 \dots (2,01\text{cm}^2 / \text{ml}) \\ 8\text{mm} \leq 1,5\text{cm} \\ St = 25\text{cm} \end{cases}$

**En appuis ;**  $\begin{cases} A_{ax} = A_{ay} = 1,20\text{cm}^2 \\ \phi \leq 1,5\text{cm} \dots \dots \dots \Rightarrow \\ Sty \leq 33\text{cm} \end{cases} \begin{cases} 4T8 \dots (2,01\text{cm}^2 / \text{ml}) \\ 8\text{mm} \leq 1,5\text{cm} \\ St = 25\text{cm} \end{cases}$

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

$T = 40,26 \text{ KN}$

$\tau = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{40,26 \cdot 10^3}{(100 \cdot 13,5) 10^2} = 0,29 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ Mpa}$

$\tau = 0,1 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

- l'épaisseur de la dalle est de 15 cm

- la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Vérification des contraintes à l'E.L.S:**

**En appuis et en travées :**

**Détermination de la position de l'axe neutre:**

$$by^2/2 - 15As(d - y) = 0 ; As = 2,01cm^2$$

$$50y^2 + 30,15y - 407 = 0 \Rightarrow y = 2,57cm$$

**Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta As(d - y_1)^2 = \frac{100(2,57)^3}{3} + 15 \times 2,01(13,5 - 2,57)^2$$

$$I = 4167,69cm^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{12,20 \times 10^3}{4167,69} \times 2,57 = 7,52 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7,52 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

**Vérification de la flèche :**

$$F_{cal} = 0,070 \text{ cm (calculer par SOCOTEC)}$$

$$F_{ad} = L/500 = 180/500 = 0,36cm$$

$$F_{cal} = 0,070cm < F_{adm} = 0,36cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Disposition d'armatures:**

**Longueur de scellement :**

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total Fe400 ;  $f_{c28}=25MPa$ .

Donc :  $L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32cm$ .

**Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_1 = \max (L_s ; 0,2 L_x) = \max (32cm ; 36cm).$$

Donc ;  $L_1 = 40cm$ .

$$L_2 = \max (L_s, L_1/2) = \max (32cm ; 18cm)$$

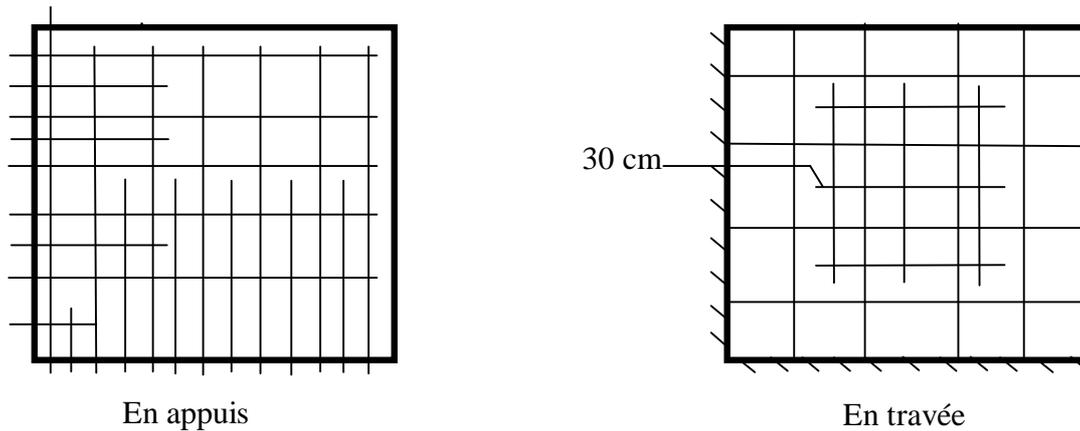
Donc ;  $L_2 = 35cm$ .

**Arrêt des barres en travée dans les deux sens :**

Les armatures en travées doivent être présentées une disposition alternative d'une manière un barre prolongé jusqu'à l'axe d'appui (poutre) et l'autre on peu l'arrêté a une distance de L/10 de la portée

$$L / 10 = 300 / 10 = 30 \text{ cm}$$

Soit la distance d'arrêt des barres et **30cm**



☞ **Figure III.5.** Ferrailage dalle pleine type (01)

**2.2. Type 02 :**

C'est une dalle pleine encasté à trois(03) cotées.

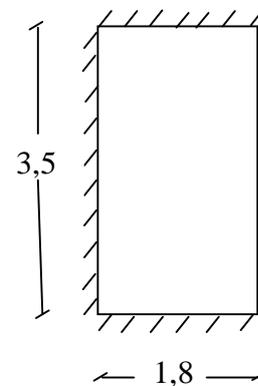
**Evaluation des charges :**

$G = 6,09 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

à L'ELU :

$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,47 \text{ KN/m}^2$



☞ **Figure III.6.** Dalle pleine type

**a L'ELS :**

$Q_{ser} = G + Q = 9,59 \text{ KN/m}^2$

**Sollicitations :**

Les valeurs des moments fléchissent et les efforts tranchants ainsi les déplacements max sont faits par logiciel SOCOTEC qu'il est basé à la méthode des éléments finis.

**Résultats obtenues :**

**a L'ELU :**

$$\text{Sens } L_x : \begin{cases} Ma = 8,23 \text{ KN.m} \\ Mt = 1,02 \text{ KN.m} \\ Tu = 20,12 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Sens } L_y : \begin{cases} Ma = 11,82 \text{ KN.m} \\ Mt = 4,05 \text{ KN.m} \\ Tu = 41,81 \text{ KN} \end{cases}$$

**a L'ELS :**

$$\text{Sens Lx : } \begin{cases} Ma = 5,94 \text{ KN.m} \\ Mt = 0,86 \text{ KN.m} \\ \delta_{\max} = 0,03 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Sens Ly : } \begin{cases} Ma = 8,42 \text{ KN.m} \\ Mt = 3,13 \text{ KN.m} \\ \delta_{\max} = 0,03 \text{ cm} \end{cases}$$

**Ferrailage a L.E.L.U:**

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et l'épaisseur de 15cm

D'où ;  $d=0,9 h = 13,5 \text{ cm}$

**Sens Lx:**

En appuis :



$$\mu = \frac{Max}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8,23 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,032 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,950$$

$$A_{ax} = \frac{Max}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,23 \times 10^3}{0,950 \times 13,5 \times 348} = 1,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En travées :

$$\mu = \frac{Mtx}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,02 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,004 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,989$$

$$A_{tx} = \frac{Mtx}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,02 \times 10^3}{0,989 \times 13,5 \times 348} = 0,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Sens Ly:**

En appui :

$$\mu = \frac{May}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,82 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,045 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,950$$

$$A_{ay} = \frac{May}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,82 \times 10^3}{0,950 \times 13,5 \times 348} = 2,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En travées :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4,05 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,015 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,989$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,05 \times 10^3}{0,989 \times 13,5 \times 348} = 0,87 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Choix et disposition des armatures:**

**Diamètre minimal des barres :**

Les armatures doivent avoir un diamètre satisfaisant la condition suivante:

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} h_0 : \text{épaisseur de la dalle} \\ \Phi : \text{diamètre des barres} \end{array} \right.$

**Espacements des armatures:**

Pour une fissuration très préjudiciable ;

$$\left\{ \begin{array}{l} St_x \text{ et } St_y \leq \min(2h_0 ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 20 \text{ cm} \\ \Phi \geq 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

**Pourcentage minimal des armatures**

**12cm < h<sub>0</sub> < 30cm:**

On doit avoir pour les armatures inférieures et les armatures supérieures :

**Sens Ly:**

$$A_{y_{\min}} = 8 \cdot h_0 = 8 \times 0,15 = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Sens Lx:**

$$A_{x_{\min}} = A_{y_{\min}} \frac{3 - \alpha}{2} = \frac{1,20(3 - 1)}{2} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc ; les sections d'armatures à tenir en compte;

$$\text{Sens Lx : } \left\{ \begin{array}{l} A_{ax} = 5,49 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{tx} = 1,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right. ;$$

$$\text{Sens Ly : } \left\{ \begin{array}{l} A_{ay} = 5,49 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ty} = 1,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

**Choix d'armatures :**

$$\text{En travées ; } \left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = A_{ty} = 1,24 \text{ cm}^2 \\ \phi \geq 6 \text{ mm} \dots \dots \dots \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5T8 \dots (2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}) \\ 8 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \\ St = 20 \text{ cm} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\text{En appuis ; } \left\{ \begin{array}{l} A_{ax} = A_{ay} = 5,49\text{cm}^2 \\ \phi \leq 6\text{mm} \dots\dots\dots \Rightarrow \\ \text{Sty} \leq 25\text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5\text{T}12\dots(5,65\text{cm}^2/\text{ml}) \\ 8\text{mm} \geq 6\text{mm} \\ \text{St} = 20\text{cm} \end{array} \right.$$

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

T=20,12 KN

$$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{20,12.10^3}{(100.13,5)10^2} = 0,15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$\tau = 0,15 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$

- L'épaisseur de la dalle est de 15 cm
- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Vérification des contraintes à l'E.L.S:**

En appuis :

**Détermination de la position de l'axe neutre:**

$b y^2/2 - 15A_s (d - y) = 0 ; A_s = 5,65\text{cm}^2$

$50y^2 + 84,75y - 1144,13 = 0 \Rightarrow y = 5,97\text{cm}$

**Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(5,97)^3}{3} + 15 \times 5,65(13,5 - 5,97)^2$$

$I = 11897,94\text{cm}^4$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{5,94 \times 10^3}{11897,94} \times 5,97 = 2,98 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_c28 = 15\text{Mpa}$

$\sigma_{bc} = 2,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition..vérifiée}$

**Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

Pour une fissuration préjudiciable, on a:

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267;202) = 202\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{5,94 \times 10^3}{11897,94} (13,5 - 5,97) = 56,40\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 56,40\text{Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 202\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En travées :

**Détermination de la position de l'axe neutre:**

$$by^2/2 - 15As (d - y) = 0 ; As = 2,51\text{cm}^2$$

$$50y^2 + 37,65y - 508,28 = 0 \Rightarrow y = 2,83\text{cm}$$

**Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta As (d - y_1)^2 = \frac{100(2,83)^3}{3} + 15 \times 2,51(13,5 - 2,83)^2$$

$$I = 5041,92\text{cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{0,86 \times 10^3}{5041,92} \times 2,83 = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_c = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,17 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition.. vérifiée}$$

**Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

Pour une fissuration préjudiciable, on a:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267;202) = 202\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{0,86 \times 10^3}{5041,92} (13,5 - 2,83) = 27,30\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 27,30 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 202\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

**Vérification de la flèche :**

$$F_{cal} = 0,439 \text{ cm (calculer par SOCOTEC)}$$

$$F_{adm} = L/250 = 200/250 = 0,800\text{cm}$$

$$F_{cal} = 0,439\text{cm} < F_{adm} = 0,800\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Disposition d'armatures:**

**Longueur de scellement :**

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 1,2 = 48\text{cm.}$$

**Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_1 = \max (L_s ; 0,2 L_x) = \max (48\text{cm} ; 72\text{cm}).$$

Donc ;  $L_1 = 75\text{cm.}$

$$L_2 = \max (L_s, L_1/2) = \max (48\text{cm} ; 35,5\text{cm})$$

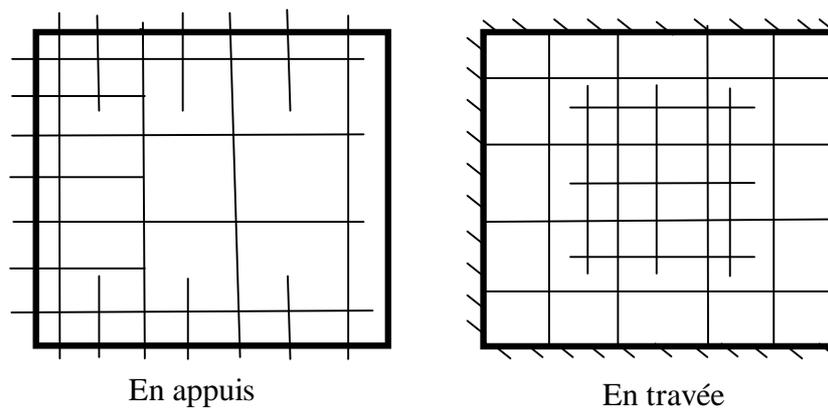
Donc ;  $L_2 = 50\text{cm.}$

**Arrêt des barres en travée dans les deux sens :**

Les armatures en travées doivent être présentées une disposition alternative d'une manière un barre prolongé jusqu'à l'axe d'appui (poutre) et l'autre on peu l'arrêté a une distance de  $L/10$  de la portée

$$L / 10 = 350 / 10 = 35 \text{ cm}$$

Soit la distance d'arrêté des barres et **35cm**



☞ **Figure III.7.** Ferrailage dalle pleine type (02)

## *Chapitre -IV-*

Calcul des éléments non structuraux

**1. Acrotère :**

**1.1. Introduction**

L'acrotère est couronnement 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 soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante qui crée un moment de renversement.

**1.2. Dimensions :**

Hauteur  $h = 60 \text{ cm}$

Epaisseur  $e_p = 10 \text{ cm}$

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

**1.3. Calcul des sollicitations :**

**1.3.1. Poids propre :**

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

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

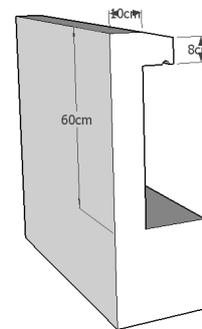


Figure :IV.1. Acrotère

**1.3.2. Surcharge :**

Une surcharge due à l'application d'une main courante  $Q=1,00 \text{ KN/m}$

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN/ml}$$

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

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

**1.3.3. Enrobage :**

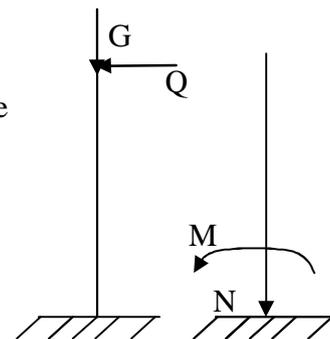
Vu que la fissuration est préjudiciable

On prend  $C = C' = 2 \text{ cm}$

$$\text{L'excentricité: } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,39 \text{ m}$$

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

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



**1.3.4. Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:**

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

$$M_u = 2,312 \left( 0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,97 \text{ KN.m}$$

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

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2,312 - 0,97 = -0,808 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,7905 \text{ KN.m}$$

$$-0,808 \text{ KN.m} < 24,7905 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire  $b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

**1.3.5. Calcul du ferrailage à l' E. L. U :**

$$M_u = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 0,97 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14,17 = 0,00845$$

**1.3.5.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées A':**

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 + 0,4 \alpha_l)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668, \quad \text{avec: } 1000 \epsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 [1 - (0,4 \times 0,668)] = 0,392 > \mu = 0,008 \Rightarrow A' = 0$$

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

On calcul:

$A_{fs}$ : section d'armatures en flexion simple.

$A_{fc}$ : section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \sigma_s} = 0,311 - \frac{2,312 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,244 \text{ cm}^2$$

**1.3.5.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:**

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 1,7125 / 0,6 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$d=0,9h=9\text{cm} ; b=100\text{cm}$

$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{min}) = 1,01\text{cm}^2 / \text{ml}$

On adopte  $4\phi 6 \text{ p.m}$ ;  $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} ; St = 25 \text{ cm}$

**Armatures de répartition:**

$A_r = A_s/4 = 1,13/4 = 0,2825\text{cm}^2/\text{ml}$

On adopte :  $A_s = 1,13\text{cm}^2/\text{ml}$  soit  $4\phi 6 \text{ p.m}$

**1.6. Vérification des contraintes (E. L. S):**

$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$

$M_{ser} = 1,4125(0,35 - 0,02 + 0,1/2) = 0,65075 \text{ KN.m}$

**Position de l'axe neutre:**

$\frac{b}{2}y_1^2 - \eta A_s(d - y_1) = 0$

$50y_1^2 + 16,95y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59\text{cm}$

**Moment d'inertie :**

$I = \frac{b}{3}y_1^3 + \eta A_s(d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$

$I = 1064,68\text{cm}^4$

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

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{650,75}{1064,68} \times 1,59 = 0,97\text{MPa}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_c/28 = 15\text{Mpa}$

$\sigma_{bc} = 0,97\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition.vérifié}$

**b -Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

Pour une Fissuration préjudiciable, on a:

$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 10 \sqrt{nf_{t28}} \right\}$

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

$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202\text{MPa}$

$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{650,75}{1064,68} (9 - 1,59) = 69,74\text{MPa}$

$\sigma_{st} = 69,74\text{Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 202\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{condition.vérifiée}$

c- Contrainte de cisaillement :

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

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{KN}$$

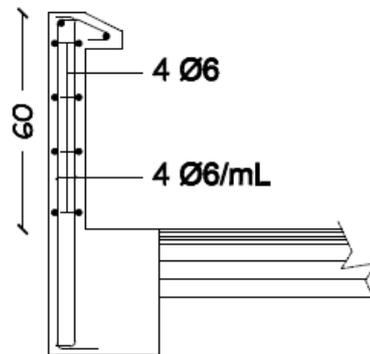
$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{KN/m}^2 = 0,017 \text{MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable on a:

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

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

$$\tau_u = 0,017 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$



☞ Figure IV.2. Ferrailage de l'acrotère

**2. Escaliers:**

**2.1. Présentation du type d'escaliers :**

Pour notre cas, c'est un escalier droit à deux volées pour les étages courants.

**2.2. Dimensions de l'escalier:**

Pour les dimensions des marches "g" et des 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,

H : hauteur total de volée (H=n.h=1,53m)

n : nombre de contre marches

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

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

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

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

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

D'après les plans d'architectures on a :

H=153cm et L=240cm

L'escalier est appartient d'un bâtiment d'usage d'habitation donc : **m=64** ,

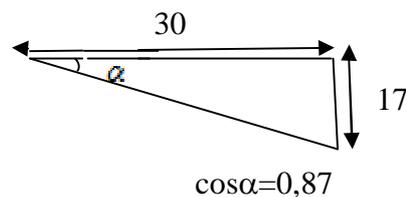
Donc l'équation (2) devient :  **$64n^2 - 610n + 306 = 0$**

La solution de l'équation donne le nombre de contre marches : **n = 9**

D'où le nombre des marches : **n-1=8**

Et puis:  $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$



D'après la formule de BLONDEL on a :

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

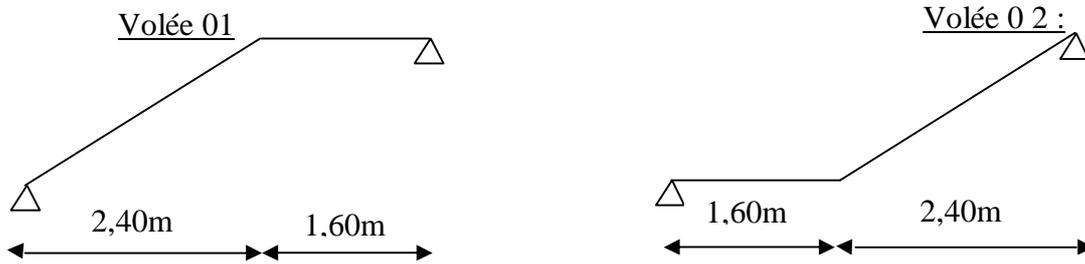
$$2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et} \quad 59 < 64 < 66$$

L'angle d'inclinaison ( $\alpha$ ) :

$$(tg \alpha = \frac{17}{30} = 0,566) \Rightarrow (\alpha = 29,54^\circ)$$

D'où :  $cos \alpha = 0,87$

**2.2.1. Epaisseur de la paillasse ( $e_p$ ):**  $(\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20})$



D'où ;  $L = \frac{L_{vol}}{\cos\alpha} + L_{plier} = 109,5 + \frac{81}{0,832} + 109,5 = 316cm \Rightarrow 10,53 \leq e_p \leq 15,80$

On prend:  **$e_p = 15cm$**

**2.2.2. Epaisseur de palier ( $e_v$ ):**

On prend l'épaisseur du volée  **$e_v = 12cm$** .

**2.3. Evaluation des charges et des surcharges :**

La paillasse est assimilée a une dalle appuyée sur deux cotés son épaisseur est généralement compris entre 1/20 et 1/30 de la portée entre appuis

$1/30 \leq e_p \leq 1/20 \Rightarrow 435/30 \leq e_p \leq 435/20$

$14,50 \leq e_p \leq 21,75$  en prend  $e_p = 15cm$ .

**a - Paillasse:**

- Revêtement en carrelage horizontal .....=  $0,2 \times 22,00 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de ciment horizontal .....=  $0,02 \times 20,00 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- Lit de sable.....=  $0,20 \times 17,00 = 0,34 \text{ KN/m}^2$
- Revêtement en carrelage vertical .....=  $0,02 \times 22,00 \times 17/30 = 0,24 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de ciment vertical.....=  $0,02 \times 20,00 \times 17/30 = 0,22 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la paillasse .....=  $0,15 \times 25,00 / \cos\alpha = 4,31 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre des marches .....=  $(0,15/2) \times 25,00 = 1,87 \text{ KN/m}^2$
- Garde- corps.....=  $0,10 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en plâtre .....=  $0,015 \times 10 / \cos\alpha = 0,18 \text{ KN/m}^2$
- ↳ Charge permanente :..... **$G = 8,10/m^2$**
- ↳ Surcharge ..... **$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$**

**La charge totale pour une bande de un mètre :**

$Q_{ul} = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1m = 14,68 \text{ KN/ml}$

$Q_{ser1} = (G + Q) \cdot 1m = 10,60 \text{ KN/ml}$

**b -Palier :**

- Poids propre du palier.....= $0,15 \times 25,00 = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Carrelage.....= $0,02 \times 22,00 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose.....= $0,02 \times 20,00 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- Lit de sable.....= $0,20 \times 17,00 = 0,34 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en plâtre .....=  $0,015 \times 10 = 0,15 \text{ KN/m}^2$

Charge permanente..... **G = 5,08 KN/m<sup>2</sup>**

Surcharge d'exploitation ..... **Q = 2,50 KN/m<sup>2</sup>**

**La charge totale pour une bande de un mètre :**

↳  $Q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 1\text{m} = 10,60 \text{ KN/ml}$

↳  $Q_{ser} = (G + Q) \cdot 1\text{m} = 7,58 \text{ KN/ml}$

**-Calcul des escaliers :**

**Schéma statique : b=1.15m (l'émargement)**

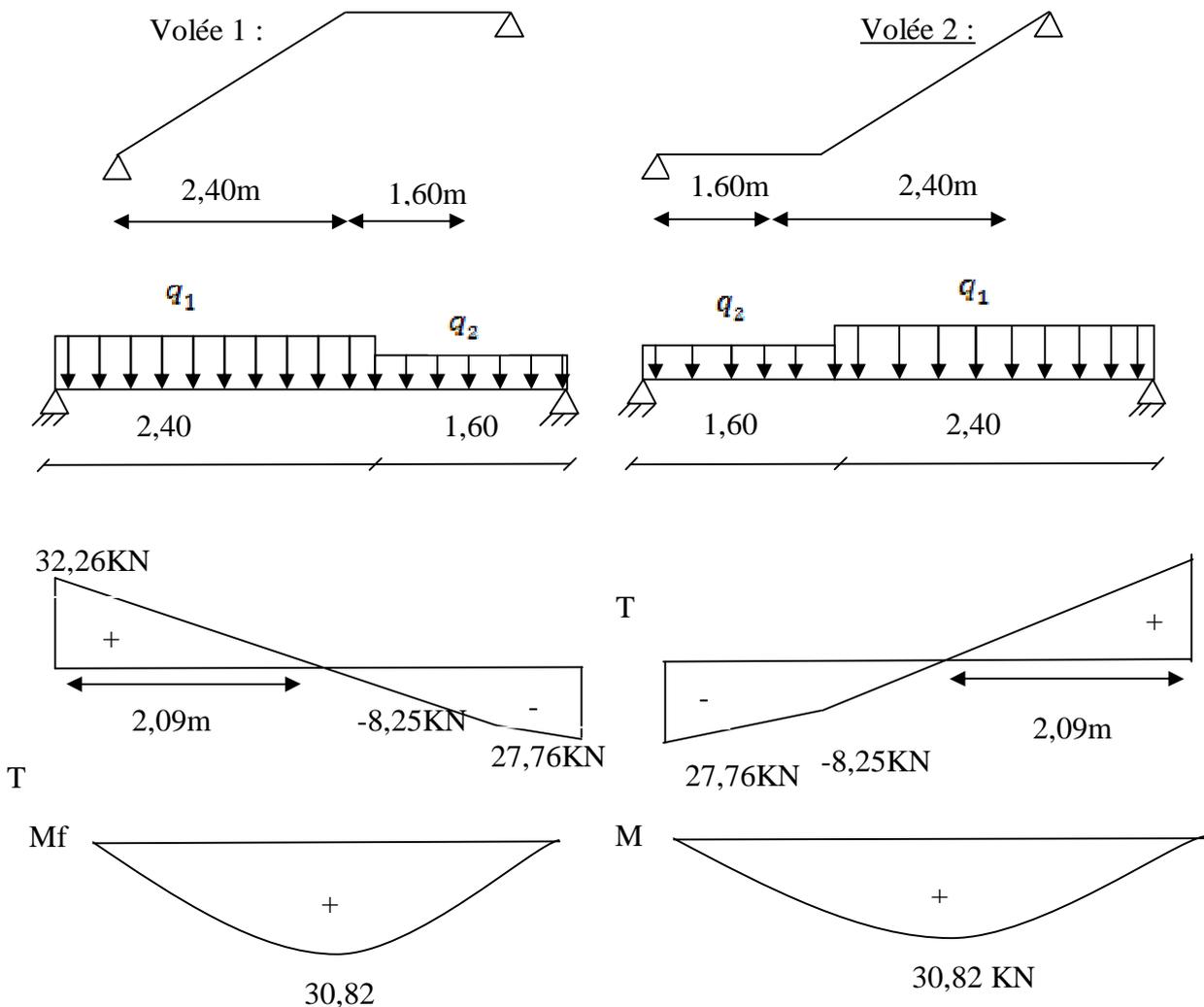


Figure : IV3. Diagramme des efforts tranchant et du moment fléchissant.

☞ **Tableau : IV.1.**Récapitulatif des sollicitations :

	Volée(1)		Volée (2)	
	Mmax(Kn.m)	Tmax(kN)	Mmax(Kn.m)	Tmax(kN)
<b>E.L.U</b>	30,82	32,26	30,82	32,26
<b>E.L.S</b>	22,77	19,22	22,77	19,22

**Moments corrigés (KN.m) :**

0,40M<sub>0</sub> : en appuis  
 0,85M<sub>0</sub> : en travée

**Résultats obtenus :**

**E.L.U**

$$Ra = 32,26KN / m$$

$$Rb = 27,76KN / m$$

$$T_{max} = 32,26KN$$

$$M_{0max} = 30,82KN.m$$

$$M_t = 0,85M_0 = 26,19 KN.m$$

$$M_a = 0,4M_0 = 12,32 KN.m$$

**E.L.S**

$$Ra = 19,92KN / m$$

$$Rb = 23,26KN / m$$

$$T_{max} = 19,22KN$$

$$M_{0max} = 22,77KN.m$$

$$M_t = 0,85M_0 = 19,35 KN.m$$

$$M_a = 0,4M_0 = 9,10 KN.m$$

**2.3.1. Ferrailage:**

a- En appui : (Les paliers) Ma=12,32 KN.m

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{12,32 \cdot 10^3}{100 \cdot (13,5)^2 \cdot 14,17} = 0,047 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,975$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$As = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,32 \cdot 10^3}{0,975 \cdot 13,5 \cdot 348} = 2,68 cm^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23b \cdot d \cdot f_{t28} / Fe = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot 2,1 / 400 = \mathbf{1,63cm^2}$$

A<sub>cal</sub> > A<sub>min</sub> .....condition vérifier

Donc on adopte : **3T12/mL** (S=3,39 cm<sup>2</sup>)

b - En travée : (volée) Mt=26,19 KN.m

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{26,19 \cdot 10^3}{100 \cdot (13,5)^2 \cdot 14,17} = 0,101 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,946$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26,19 \cdot 10^3}{0,946 \cdot 13,5 \cdot 348} = 5,89 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot 2,1 / 400 = \mathbf{1,63 \text{ cm}^2}$$

A<sub>cal</sub> > A<sub>min</sub> .....condition vérifier

Donc on adopte : **6T12/mL** (S=6,78 cm<sup>2</sup>)

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

$$T = 32,26 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{32,26 \cdot 10^3}{(100 \cdot 13,5) \cdot 10^2} = 0,23 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau = 0,23 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Armatures de répartitions :** Ar=Ap/4=3,93/4=0,98cm<sup>2</sup> ; soit **3T8/ml**

**2.3.2. Vérification des contraintes à l'E.L.S:**

a- En travée :

$$M_{r-ser} = 19,35 ; A_s = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b y^2}{2} - 15 \times A_s (d - y) = 0$$

$$50 y^2 + 58,95 y - 589,50 = 0 \Rightarrow y = 2,89 \text{ cm}$$

**Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = 3784,63 \text{ cm}^4$$

**Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{32.26 \times 10^5}{3784,63 \times 10^4} \times 2,89.10 = 2,67 \text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,67 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**b-En appuis:**

$$M_{a-ser} = 9,10 \text{KN.m} ; A_s = 3,93 \text{cm}^2/\text{ml}$$

**Position de l'axe neutre:**

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 58,95y - 589,5 = 0 \Rightarrow y = 2,89 \text{cm}$$

**Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 3784,63 \text{cm}^4$$

**Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{9,10 \times 10^5}{3784,63 \times 10^4} \times 2,89 = 0,07 \text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,07 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Vérification de La flèche:**

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{12}{300} = 0,04 \geq \frac{1}{30} = 0,03 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,002 \leq \frac{1}{30} = 0,005 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

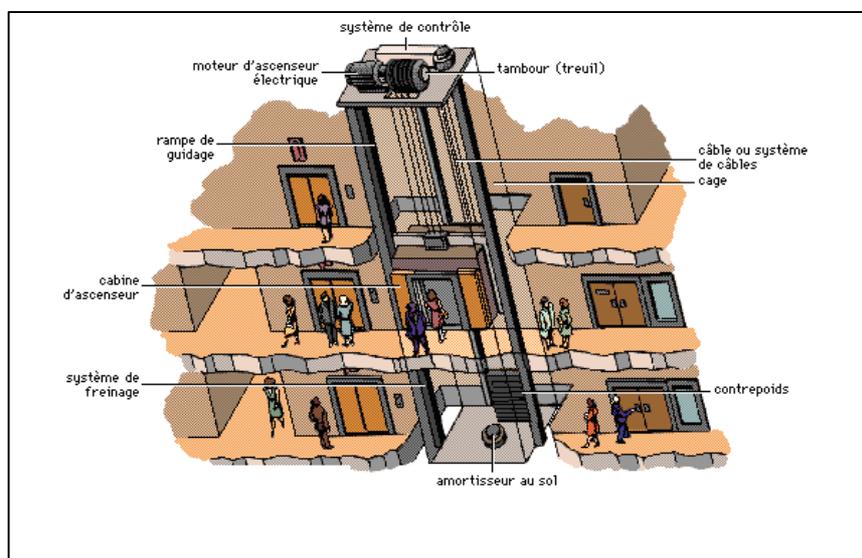
Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

### 3. L'ascenseur :

#### 3.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).



☞ *Figure : IV.4. Ascenseur dans un bâtiment*

#### 3.2. Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- Pm « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine Pp :

- Le poids de contre poids tel que  $Pp = Pm + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de **675 kg** pour **9** personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m<sup>2</sup>.

Ses dimensions selon (NFP82-22)

- Largeur : 1,40 m
- profondeur : 1,40 m
- hauteur : 3,25 m
- la largeur de passage libre : 0,80 m
- la hauteur de passage libre : 2,95 m
- la hauteur de la course : 38,60 m

La surface latérale

$$S = (2 \times 1,40 + 1,40) \times 3,25 = 13,65 \text{ m}^2$$

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur :  
**h<sub>0</sub> = 16 cm**

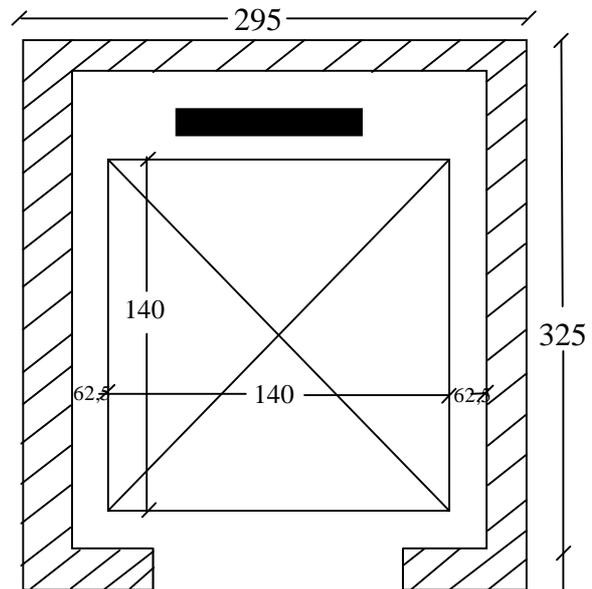


Figure : IV.5. Coupe d'ascenseur

**a. Le poids mort :**

Poids de la cabine: $S=(2 \times 1,40 + 1,40) \times 3,25 = 13,65 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 8,80 \times 1,40 = 148,8 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S=2,95 \times 3,25 = 9,58 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 9,58 = 1053,8 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 9,58 = 191,6 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,40) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $S=0,20 \times 0,80 = 1,60 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,60 \times 25) = 120 \text{ kg}$

- Le poids mort total est :  $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1866,2 \text{ kg}$

- Le contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1866,2 + \frac{675}{2} = 2203,7 \text{ kg}$

**b. calcul de la charge de rupture :**

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité  $C_s$  est de 10 et le rapport  $\frac{D}{d}$  ; ( $D$  : diamètre de la poulie et  $d$  : diamètre du câble) est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons .

Prenons  $\frac{D}{d} = 45$  et  $D = 500\text{mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

**On à :  $C_r = C_s \cdot M \dots \dots \dots (1)$**

Avec  $C_s$  : coefficient de sécurité du câble

$C_r$  : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

$M$  : charge statique nominale portée par la nappe

**$M = Q + P_m + M_g \dots \dots \dots (2)$**

$M_g$  : Poids du câble.

On néglige  $M_g$  devant  $(Q + P_m)$  ( $M_g \ll Q + P_m \Rightarrow M = Q + P$ )

Donc  $C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q + P) = 12(675 + 2203,7) = 34544,4\text{kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0.85 »

$\Rightarrow C_r = \frac{34544,4}{0.85} = 40640,4 \text{ kg}$

La charge de rupture pour « n » câble est :  $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec  $m$  : type de mouflage (2brins, 3brins, ...)

$n$  : nombre des câble

Pour un câble de  $d = 12,22 \text{ mm}$  et  $m = 2$  on à :  $C_{r(1 \text{cable})} = \mathbf{8152\text{kg}}$

$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{cable})} \times m} = \frac{40640,4}{8152 \times 2} = 2.49$  Soit  $n = 2$  câbles.

Le nombre de câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

**Le poids des câbles ( $M_g$ )**

$M_g = m \times n \times L$

$m$  : la masse linéaire du câble  $m = 0,515 \text{ Kg/m}$

$L$  : longueur du câble =  $38,60\text{m}$

$n$  : nombre des câbles =  $3$ .

$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 3 \times 38,60 = 59,6 \text{ kg}$

$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1866,2 + 59,6 = 2600,83 \text{ kg}$

**Vérification de  $C_r$  :**

$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 3 \times 0,85 = 41575,2 \text{ kg}$

$C_r = C_s \cdot M \rightarrow C_s = C_r / M = \frac{41575,2}{2580,35} = 16,11 > 12 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

**Calcul de la charge permanente total G:**

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) :  $P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$

- La charge permanente totale :  $G = 1866,2 + 2203,7 + 1200 + 59,6 = 5329,5 \text{ kg}$
- la surcharge :  $Q = 675 \text{ kg}$

**à L'ELU :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6355,96 \text{ kg}$$

**Vérification de la dalle au poinçonnement :**

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes) .

La charge totale ultime :  $q_u = 6355,96 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le  $\frac{1}{4}$  de cette charge  $q_u$

Soit :  $q_0$  la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6355,96}{4} = 1588,99 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_u$  : charge de calcul à l'E.L.U

$h_0$  : Epaisseur totale de la dalle.

$u_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

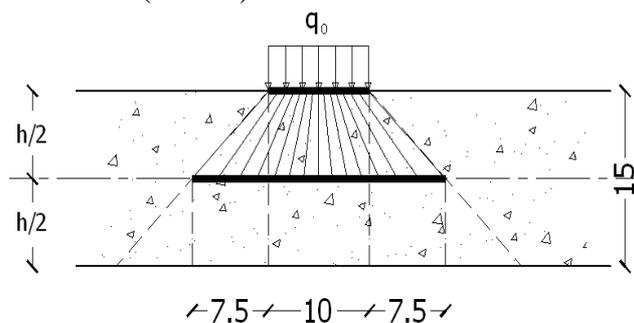
$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \\ V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

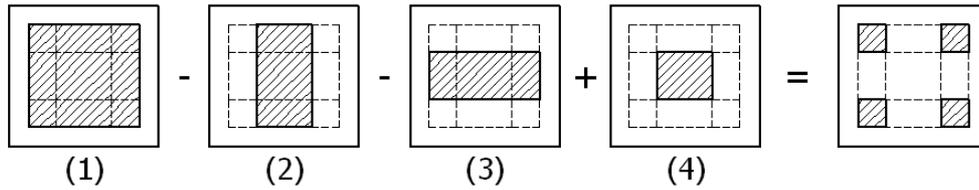
$$\Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250,00 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow q_0 \leq 0,045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 11250,00 \text{ kg} > q_0 = 1588,99 \text{ kg}$$



Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

**Evaluation des moments dus aux charges concentrées :**



**Distances des rectangles :**

- le rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 115 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

- le rectangle (2):

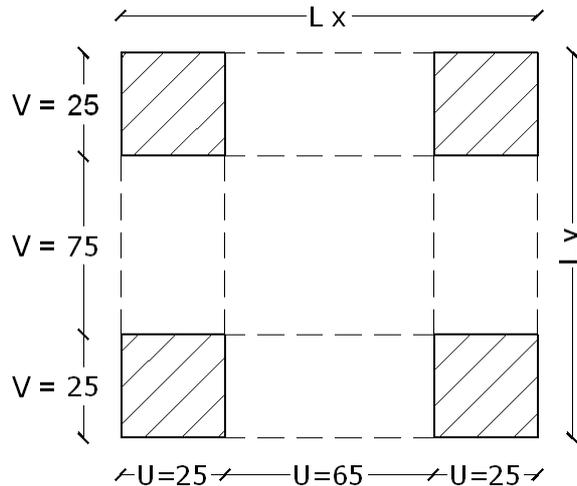
$$\begin{cases} U = 65 \text{ cm} \\ V = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

- le rectangle (3)

$$\begin{cases} U = 115 \text{ cm} \\ V = 75 \text{ cm} \end{cases}$$

- le rectangle (4):

$$\begin{cases} U = 65 \text{ cm} \\ V = 75 \text{ cm} \end{cases}$$



**Les moments suivant les deux directions :**

**A L'ELS:**

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + \nu M_2)P \\ M_y = (M_2 + \nu M_1)P \end{cases}$$

Avec  $\nu$  : coefficient de Poisson

**a L'ELU: ( $\nu = 0$ )**

$$\begin{cases} M_n = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25x25)cm<sup>2</sup> est :

$$P' = \frac{q_u}{u \cdot v} = \frac{1588,99}{0,25 \cdot 0,25} = 25423,84 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant:  $L_x=2,95\text{m}$  ;  $L_y=3,25\text{m}$

☞ **Tableau:IV.2.** Calcul des moments isostatiques à l'ELU

Rect	u	v	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	S (m <sup>2</sup> )	P'	P=P'.S	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
								(Kg/m <sup>2</sup> )	(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)
1	115	125	0,38	0,39	0,202	0,071	1,44	25423,84	36546,77	7382,44	2594,82
2	65	125	0,22	0,39	0,116	0,087	0,81	25423,84	20656,87	2396,20	1797,15
3	115	75	0,38	0,24	0,090	0,082	0,94	25423,84	23834,85	2145,14	1954,46
4	65	75	0,22	0,24	0,131	0,112	0,49	25423,84	12394,12	1623,63	1388,14

**Les moments dues aux charges concentrées :**

$$M_{X1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 810,07 \text{ Kg.m}$$

$$M_{Y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 231,36 \text{ Kg.m}$$

**Moments dues aux charges réparties (poids propre):**

**Chargement :**

$$L_x = 2,95 \text{ m}$$

$$L_y = 3,25 \text{ m}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

– Poids propre :  $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$

– Charge d'exploitation :  $Q = 100 \text{ Kg /m}$

**à L'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 8207,32 \text{ kg/m}$$

**Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,95}{3,25} = 0,9 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,9$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 119,70 \text{ kg.m/m} \\ M_{y2} = 93,77 \text{ kg.m/m} \end{cases}$$

**Les moments appliqués à la dalle:**

$$M_{0X} = M_{x1} + M_{x2} = 810,07 + 119,70 = 929,77 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0Y} = M_{y1} + M_{y2} = 231,36 + 93,77 = 325,06 \text{ kg.m/m}$$

**Moments retenus :**

En travée:

$$M_{tx} = 0,75.M_{0x} = \mathbf{697,32 \text{ kg.m/m}}$$

$$M_{ty} = 0,75.M_{0y} = \mathbf{242,30 \text{ kg.m/m}}$$

En appuis :

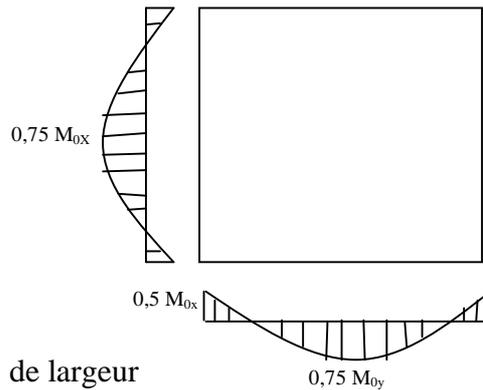
$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5.M_{0x} = \mathbf{462,88 \text{ kg.m/m}}$$

**Ferraillage de la dalle:**

Le ferraillage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Avec :

- Largeur de la poutre **b** = 100cm.
- Hauteur de la section **h** = 15cm
- Hauteur utile des aciers tendus **d** = 0,9h = 13,5 cm.
- Contrainte des aciers utilisés **f<sub>e</sub>** = 400 Mpa ;  $\sigma_s = 348\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours **f<sub>c28</sub>** = 25 Mpa,  $f_{bc} = 14,17\text{Mpa}$ .
- Contrainte limite de traction du béton **f<sub>t28</sub>** = 2,1Mp
- Fissuration peu préjudiciable



En travée :

**Sens L<sub>x</sub> :**

$$M_{tx} = 697,32 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{697,32 \times 10}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,027 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,986$$

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{697,32 \times 10}{0,986 \times 13,5 \times 348} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Sens L<sub>y</sub> :**

$$M_{tx} = 242,30 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{242,30 \times 10}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,996$$

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{242,30 \times 10}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 462,88 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{462,88 \times 10}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,018 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,991$$

$$A_{S_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{462,88 \times 10}{0,991 \times 13,5 \times 348} = 0,99 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Section minimale des armatures :**

**Sens Ly :**

$$12 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

$$A_{y \text{ min}} = 8 \cdot h_0 \text{ (m)} = 8 \times 0,15 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\begin{cases} A_{t_y} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \text{ min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_y} = A_{y \text{ min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_y} = 0,99 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \text{ min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_y} = A_{y \text{ min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

**Sens Lx:**

$$A_{x \text{ min}} = A_{y \text{ min}} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,20 \left( \frac{3 - 0,9}{2} \right) = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{mL}.$$

$$\begin{cases} A_{t_x} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \text{ min}} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_x} = A_{x \text{ min}} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_x} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \text{ min}} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_x} = A_{x \text{ min}} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

**Choix des aciers:**

$$\text{On à : } \phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}.$$

En travée:

**Sens Lx:**

$$\begin{cases} A_{t_x} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**Sens Ly:**

$$\begin{cases} A_{t_y} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \\ St_y \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T8 \text{ p.m} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

En appuis:

$$\begin{cases} A_a = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$- \tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

$$\text{avec : } \tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b.d}; \text{ et } \overline{\tau} = \frac{10.h_0}{3} \cdot \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_v & \text{Sens Lx} \\ V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$$

**Efforts tranchants dus aux charges réparties :**

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow$$

$$\begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} & ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} V_x = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{2,00}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,9}{2}} = 4,51 \text{ KN} \\ V_y = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{2,00}{3} = 4,38 \text{ KN} < V_x \end{cases}$$

**Efforts tranchants dus aux charges localisées :**

$$V_u = V_v = \frac{p_u}{3.u} = \frac{1588,99 \times 10^{-2}}{3 \times 0,25} = 21,18 \text{ KN}$$

**Efforts tranchants total  $V_{\text{tot}}$  :**

**Sens Lx :**

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 4,51 + 21,18 = \mathbf{25,69 \text{ KN}}$$

**Sens Ly :**

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 4,38 + 21,18 = \mathbf{25,56 \text{ KN}}$$

D'où:

$$V_{\text{tot}} = \max(V_{\text{tot}x}, V_{\text{tot}y}) = \max(25,69; 25,56) = \mathbf{25,69 \text{ KN}}$$

Donc:

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d} = \frac{25,69.10^3}{1000.135} = 0,190\text{MPa.}$$

on doit vérifiéeque:

$$\tau_u < \bar{\tau}_{ulim} = \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa}) \times k$$

$$\text{avec: } k = \min\left(\frac{10.h_0}{3}; 1\right) = \min(0,5; 1) \Rightarrow k = 0,5$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{ulim} = \min(3,25; 5) \times 0,5 \Rightarrow \bar{\tau}_{ulim} = 1,63\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,190\text{MPa} < \bar{\tau}_{ulim} = 1,63\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- le bétonnage ce fait sans reprise sur tout la hauteur

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**4.3. Les vérifications à L'E.L.S :**

**Calcul des sollicitations à L'E.L.S :**

**a. charge localisée:**

$$M_{0x} = (M_1 + v M_2) p'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + v M_1) p'_{ser}$$

Avec:  $v = 0,2$

$$P'_{ser} = q_{ser} . S' = \frac{P_{aser}}{u.v} . S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u.v}; \quad P_{aser} = (G + Q) . \frac{1}{4}$$

$$P_{aser} = (3958,12 + 675) . 1/4 = 1158,28 \text{ kg}$$

$$\text{Donc : } q_{ser} = 1158,28 / (0,26)^2 = 17134,32 \text{ kg/m}^2$$

**P'ser=17134,32.S'**

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant:

☞ **Tableau:IV.3.** Calcul des moments isostatiques à l'ELS

Rect	u	v	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	Surface	P' <sub>ser</sub>	P <sub>ser</sub> =P'.S	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
							S (m <sup>2</sup> )	(Kg/m <sup>2</sup> )	(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)
<b>1</b>	115	125	0,38	0,39	0,202	0,071	1,44	17134,32	24630,59	5325,13	2743,85
<b>2</b>	65	125	0,22	0,39	0,116	0,087	0,81	17134,32	13921,64	1857,15	1534,16
<b>3</b>	115	75	0,38	0,24	0,099	0,082	0,86	17134,32	14778,35	1705,42	1504,44
<b>4</b>	65	75	0,22	0,24	0,131	0,112	0,49	17134,32	8352,98	1281,35	1154,38

**Moment due aux charges localisées :**

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = \mathbf{580,85 \text{ kg.m/m}}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = \mathbf{367,02 \text{ kg.m/m}}$$

**b- Moment due aux charges réparties (E.L.S):**

$$G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2; \quad h_0 = 16 \text{ cm}$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2.$$

$$Q_{ser} = 100 + 375 = 475 \text{ Kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,9 > 0,4 \quad \text{donc la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,9 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$$

$$M_{oxr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,0528 \times 475 \times 2,00^2 = 100,32 \text{ kg/m}$$

$$M_{oyr} = \mu_y \cdot M_{oxr} = 0,8502 \times 100,32 = 85,29 \text{ kg.m/m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 580,85 + 100,32 = \mathbf{681,17 \text{ kg.m/m}}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 367,02 + 85,29 = \mathbf{452,31 \text{ kg.m/m}}$$

**Les moments en travées et en appuis :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 510,88 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 339,23 \text{ kg.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = 340,59 \text{ kg.m}$$

**Vérification des contraintes dans le béton :**

**Suivant L<sub>x</sub> :**

En travées :

$$M_{t_x} = 510,880 \text{ N.m} \quad ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL} \quad ; A' = 0$$

**Position de l'axe neutre (y) :**

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On a :

$$A_s' = 0 ; \text{ et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \Rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

**Calcul du moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,13)^3}{3} + 15 \times 3,14 (13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

**La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{5108,80}{6087,13} \times 3,13 = 2,63 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition.. vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

En appuis :

$$M_{app} = 3405,90 \text{ N.m} \quad A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0.$$

**Position de l'axe neutre (y) :**

$$Y = 3,13 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie (I):**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,13)^3}{3} + 15 \times 3,14 (13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

**La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{3405,90}{6087,13} \times 3,13 = 1,75 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition.. vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Suivant  $L_y$  :

En travée :

$$M_{t_y} = 3392,30 \text{ N.m} \quad ; A_t = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

$$\text{On a : } A_s' = 0 \quad ; \text{ et } n = 15$$

$$\text{D'où : } 50y^2 + 30,15y - 407,03 = 0 \Rightarrow y = 2,57 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(2,57)^3}{3} + 15 \times 2,01(13,5 - 2,57)^2$$

$$I = 4167,69 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{3392,30}{4167,69} \times 2,57 = 2,09 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition.. vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

#### 4.4. Disposition d'armatures:

Longueur de scellement :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total Fe400 ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

Donc :  $L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$ .

Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max (L_s ; 0,2 L_x) = \max (32 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}).$$

Donc ;  $L_1 = 45 \text{ cm}$ .

$$L_2 = \max (L_s ; L_1/2) = \max (32 \text{ cm} ; 22,5 \text{ cm})$$

Donc ;  $L_2 = 35 \text{ cm}$ .

Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les armatures en travées doivent être présentées une disposition alternative d'une manière un barre prolongé jusqu'à l'axe d'appui (poutre) et l'autre on peu l'arrêté a une distance de  $L/10$  de la portée

$$L/10 = 220/10 = 22 \text{ cm}$$

Soit la distance d'arrêté des barres et **25cm**

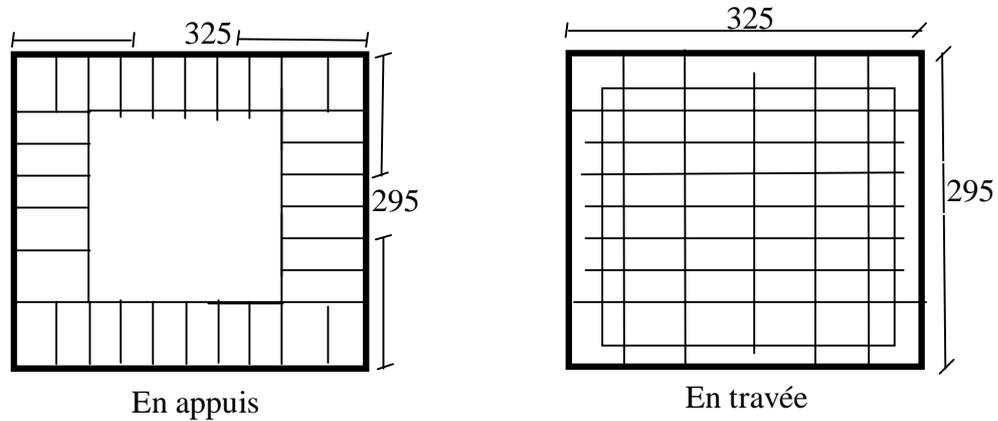
**Armatures finales :**

**Suivant  $L_x$  :**  $A_t=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$  soit **4T10 /mL** avec  **$S_t=25\text{cm}$**

$A_a=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$  soit **4T10 /mL** avec  **$S_t=25\text{cm}$**

**Suivant  $L_y$  :**  $A_t=2,01\text{cm}^2/\text{ml}$  soit **4T8 /mL** avec  **$S_t=25\text{cm}$**

$A_a=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$  soit **4T10 /mL** avec  **$S_t=25\text{cm}$**



☞ **Figure : IV.5.** Ferrailage de la dalle d'ascenseur

# *Chapitre -V-*

Etude Sismique

**1. Introduction :**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les tremblements de terre sont une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Malheureusement ce phénomène a plusieurs inconvénients comme l'énormité des pertes humaines et matérielles. Et cela peut engendrer une grave crise économique, suivie d'une diminution du niveau de vie pendant une longue période, dans les régions touchées.

Donc Il est nécessaire de construire des structures para- sismiques en zone sismique par une étude de comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

Le calcul sismique d'une structure ne se fait pas sous l'action latérale seulement mais la stabilité doit être assurée sous les actions combinées définies par les règles parasismiques algériennes ce qui nécessite de faire une évaluation des charges statiques gravitaires à reprendre par chaque élément horizontale.

**2. Chargement des portiques :**

Le chargement des portiques la description et l'estimation des charges verticales permanentes et d'exploitations transmises aux portiques.

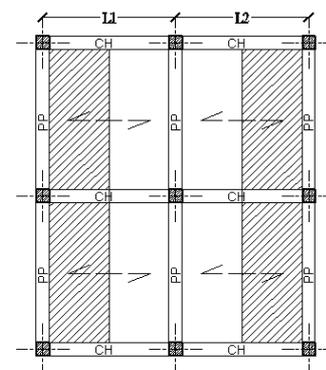
**Principe de modélisation des charges :**

Les charges et surcharges de genre surfaciques appliquées sur la dalle de compression sont transmises aux poutrelles ensuite vers les poutres enfin on aura des poutres uniformément chargées

**Charges reprises par poutres principales :**

**Poutres principales de rives :**

- poids propre de la poutre ..... $\gamma_{\text{béton}} \times b \times h$
- charge permanente..... $G_{\text{plancher}} \times L_1/2$
- charge d'exploitation ..... $Q_{\text{plancher}} \times L_1/2$
- poids des murs extérieurs ... $\gamma_{\text{mur}} \times e \times h$  (cas de poutre étage)
- poids d'acrotères..... $\gamma_{\text{béton}} \times S$  (cas de poutre terrasse)



**Poutres principales intermédiaires :**

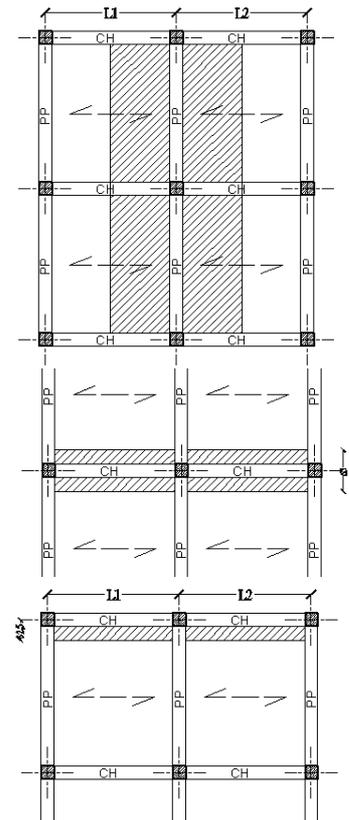
- Poids propre de la poutre ..... $\gamma_{\text{béton}} \times b \times h$
- Charge permanente..... $G_{\text{plancher}} \times (L_1/2 + L_2/2)$
- Charge d'exploitation ..... $Q_{\text{plancher}} \times (L_1/2 + L_2/2)$

**Chaînages de rives :**

- Poids propre de la poutre ..... $\gamma_{\text{béton}} \times b \times h$
- Charge permanente..... $G_{\text{plancher}} \times 0,65$
- Charge d'exploitation ..... $Q_{\text{plancher}} \times 0,65$
- Poids des murs extérieurs ..... $\gamma_{\text{mur}} \times e \times h$  (cas chaînage étage)
- Poids d'acrotères..... $\gamma_{\text{béton}} \times S$  (cas chaînage terrasse)

**Chaînages intermédiaires:**

- poids propre de la poutre ..... $\gamma_{\text{béton}} \times b \times h$
- charge permanente..... $G_{\text{plancher}} \times 0,65$
- charge d'exploitation ..... $Q_{\text{plancher}} \times 0,65$



☞ *Figure V.1.* Transmission des charges aux poutres

**3. Calculs sismiques :**

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure

On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse:

**3.1. Méthode statique équivalente :**

Cette méthode est applicable aux bâtiments qu'ils présentent une régularité en plan et en élévation selon les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 V.2003**), on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de vibration de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

**3.2. Méthode dynamique (Analyse modale spectrale) :**

Cette méthode est applicable à tous bâtiments, et particulièrement dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement un spectre de réponse, Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de vibration de la structure, généralement les trois premiers modes.

#### **4. Méthode de calcul :**

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « **ETABS V.09** » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Response Spectrum Function; Time History Function...)

Pour notre cas, on a choisie « Response Spectrum Function » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en ce basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel qui correspondant une participation de la masse au moins égale à 90%.

#### **5. Présentation du logiciel :**

##### **ETABS (Extended Three Dimensional Analyse of Building Systems):**

Le programme ETABS 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 et autres avantages.

Pour l'utilisation de ce programme on doit suivre les démarches suivantes :

Il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session SAP2000, adoptant (t.m)

##### **Démarches à suivre :**

##### **Modélisation de la structure :**

Cette étape consiste à construire un modèle équivalente au projet réel, concernant la géométrie et les liaisons entre les éléments de modèle comme suite.

**Edite Grid data:** nous permet de définir les grille à suivre prochainement

**Add New System:** pour ajoute un autre forme cartésien ou cylindrique

**Define materials:** permet de définir le matériau utilisé et ces différentes propriétés

- CONC (béton)
- STEEL (acier)
- OTHER (autre)

**Define/frame section :** pour saisir les dimensions des sections des éléments et matériel utilisé, ainsi pour définir la nature d'éléments (poteau ; poutre)

**Define/static load case :** pour définir les types des charge statique (G, Q) et leur coefficients de majoration

**Assign /joint /restreint :** pour définir le degré de liberté de nœuds sélectionnées (translations et rotations)

**Assign /joint / diaphragme :** pour l'affectation d'un diaphragme rigide

**Assign/frame line load /Distributed:** Permet d'appliquer les charges réparties sur élément frame sélectionné

**Define /load combinaison :** permet de définir les différentes combinaisons d'actions

**Define response spectrum function :** pour introduire la fonction de la réponse spectrale de la structure d'après un fichier texte.

**Define response spectrum Cases :** pour la nomination l'effort sismique, et la détermination de leur sens d'application, amortissement, angle d'excitation et la portion d'excentricité.

**Définition du centre de masse:** lorsque la définition des diaphragmes des plancher ETABS permet une création automatiquement d'un nœud (c'est le centre des masses) ainsi il sera lié tous les nœuds situés à ce plan par ce dernier avec une excentricité qu'il est définir précédemment.

**Analyse /set options :** pour spécifier le nombre des modes propres de vibration à tenir en compte dans le calcul

**Analyse/ Run :** c'est la commande qui permet de lancer le calcul.

**Nœud maitre :** c'est un nœud fictif situé au centre de masse (centre de gravité dans le cas des charges réparties) où ce fait la concentration des masses sismiques

Pour un nœud maitre on doit défini la masse du plancher correspondant suivant les deux directions X et Y ainsi que l'inertie massique suivant axe Z.

## 6. Evaluation des efforts sismiques :

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre2006 » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes T.

Selon «RPA 99 V.2003» L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec :  $\frac{\delta_a}{g}$  : Spectre de Réponse de calcul.

et :

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

**$\xi$**  : pourcentage d'amortissement critique

**Q** : Facteur de qualité.

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

- Sol meuble  $\Rightarrow$  site 2 donc T<sub>1</sub> = 0,15 sec et T<sub>2</sub> = 0,40 sec.

D'après le R.P.A 99 (version 2003) , on a :

- Zone sismique IIa }  
 - Groupe d'usage 2 }  $\Rightarrow (A = 0,15)$

Portique en béton armé }  
 Remplissage léger }  $\Rightarrow \xi = 6\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0,764 \geq 0,7$$

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

-Portique contreventée par des voiles R = 4.

-Pour avoir le valeur de P<sub>q</sub> tout dépend des six critères de Q.

**Critères :**

- 1 - 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.

$$Q = 1 + \sum P_q = 1,25$$

### **7. Calcul des masses de la structure :**

La valeur W à prendre en compte est égale à la somme des poids W<sub>i</sub> calculés à chaque niveau i de la structure

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = G_i + \beta P_i$$

G<sub>i</sub> : poids due aux charges permanentes et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

$P_i$  : poids due aux charges d'exploitation.

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

Pour notre cas bâtiment d'habitation  $\Rightarrow \beta = 0,2$

### 7.1-Principe de détermination des poids ( $W_t$ ) de la structure :

#### a-Les niveaux étages:

Soit (S) La surface du plancher en question en  $m^2$ .

Le poids de ce niveau est calculé comme suite :

- Poids de Plancher =  $G \times S$
- Poids des Poteaux =  $n \times b \times h \times \gamma_b \times (h)$
- Poids des poutres principales =  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des poutres secondaires =  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des murs extérieurs =  $0,8 \times G_m \times (h) \times \sum L$
- Poids des escaliers =  $G \times \text{surface de cage d'escalier}$

$G_E = \sum$  des poids propres

La surcharge :  $P_E = Q_E \times S_E$

Le poids totale du niveau  $W_E = G_E + \beta P_E$

#### b-Le niveau terrasse:

Le poids de ce niveau est calculé comme les niveaux étages, sauf les hauteurs sont les demi-hauteurs de dernier niveau et en plus le poids d'acrotère sera additionné et le poids d'escalier ne sera pas tenir en compte comme suite.

- Poids de Plancher =  $G \times S$
- Poids des Poteaux =  $n \times b \times h \times \gamma_b \times (h/2)$
- Poids des poutres principales =  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des poutres secondaires =  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des murs extérieurs =  $0,8 \times G_m \times (h) \times \sum L$
- Poids d'acrotère =  $G_{\text{acrotère}} \times L$

$G_T = \sum$  des poids propres

La surcharge :  $P_T = Q_T \times S_T$

Le poids totale du niveau  $W_T = G_T + \beta P_T$

– Calcul des masses sismiques :

– Plancher terrasse :

– Poids de l'acrotère :  $Q = 0,17125 \times 108,09 = 18,49 \text{ t}$

– Poids du Plancher :  $G_s = 0,544 \times 408,869 = 222,42 \text{ t}$

– Poids des poteaux :  $a.b \times h/2 \times \gamma_b \times n = 0.3 \times 0.3 \times 3,06/2 \times 2,5 \times 46 = 15,83 \text{ t}$

– Poids des poutres principales :  $h.b \times L \times \gamma_b \times n = 0,3 \times 0.4 \times 3,30 \times 2,5 \times 6 = 5,94 \text{ t}$

$= 0,3 \times 0,4 \times 1,5 \times 2,5 \times 4 = 1,8 \text{ t}$

$= 0,3 \times 0,4 \times 2,98 \times 2,5 \times 12 = 10,728 \text{ t}$

$= 0,3 \times 0,4 \times 4,8 \times 2,5 \times 4 = 5,76 \text{ t}$

$= 0,3 \times 0,4 \times 3 \times 2,5 \times 12 = 10.8 \text{ t}$

– Poids des poutres secondaires :  $h.b \times L \times \gamma_b \times n = 0.3 \times 0.35 \times 3.7 \times 2.5 \times 6 = 5.827 \text{ t}$

$= 0.3 \times 0.35 \times 4.25 \times 8 = 3.57 \text{ t}$

$= 0.3 \times 0.35 \times 3 \times 14 = 4.41 \text{ t}$

$= 0.3 \times 0.35 \times 3.5 \times 6 = 2.205 \text{ t}$

– Poids des murs extérieurs =  $0,7 \times G_m \times (h/2) \times \sum L = 0.8 \times 0.262 \times 2.86/2 \times 108.02 = 28.32 \text{ t}$

$G_T = 336.08 \text{ T}$

– Sur charge :  $p = Q_s \times S = 0.1 \times 408.869 = 40.88 \text{ t}$

$W_T = G_T + 0.2P = 336.08 + 0.2(40.88)$

$W_T = 343.25 \text{ t}$

**b ) plancher étage courant (10ème et 9ème niveau) :**

– Poids du Plancher : .....210.5 t

– Poids des poteaux : .....31,67 t

– Poids des poutres principales .....35.02 t

– Poids des poutres secondaires .....16 t

– Poids des murs extérieurs.....28.32 t

– Escaliers.....9.80 t

$G_T = 331,31 \text{ t}$

– Sur charge :  $p = 0,15 \times (408,86 + 12,24) = 63,16 \text{ t}$

$W_T = G_T + 0.2P = 331,31 + 0.2(63,16)$

$W_T = 344,54 \text{ t}$

**c ) plancher étage courant (8ème et 6ème niveau ) :**

- Poids du Plancher :.....210.5 t
  - Poids des poteaux : .....43,10 t
  - Poids des poutres principales .....35.02 t
  - Poids des poutres secondaires .....16 t
  - Poids des murs extérieurs.....28.32 t
  - Escaliers.....9.80 t
- G<sub>T</sub> = 342,74 t**

- Sur charge : $p=0,15 \times (408,86+12,24)=63,16$  t
- $W_T = G_T + 0.2P = 342,74 + 0.2(63,16)$
- W<sub>T</sub> = 355,37 t**

**d ) plancher étage courant (5ème et 3ème niveau ) :**

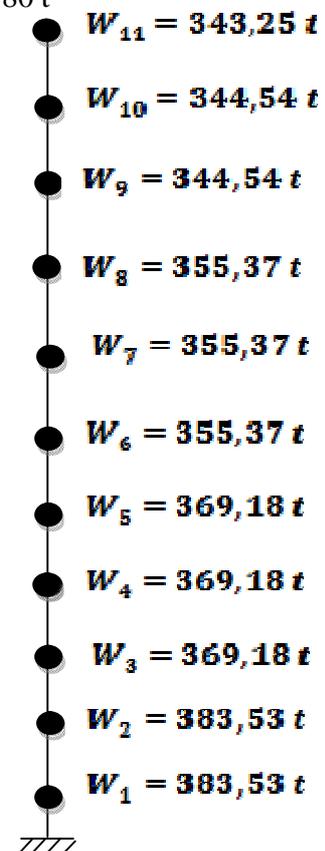
- Poids du Plancher :.....210.5 t
  - Poids des poteaux : .....56,30 t
  - Poids des poutres principales .....35.02 t
  - Poids des poutres secondaires .....16 t
  - Poids des murs extérieurs.....28.32 t
  - Escaliers.....9.80 t
- G<sub>T</sub> = 356,54 t**

- Sur charge : $p=0,15 \times (408,86+12,24)=63,16$  t
- $W_T = G_T + 0.2P = 356,54 + 0.2(63,16)$
- W<sub>T</sub> = 369,18 t**

**e ) plancher étage courant (2ème et 1er niveau ) :**

- Poids du Plancher :.....210.5 t
  - Poids des poteaux : .....71,25 t
  - Poids des poutres principales .....35.02 t
  - Poids des poutres secondaires .....16 t
  - Poids des murs extérieurs.....28.32 t
  - Escaliers.....9.80 t
- G<sub>T</sub> = 370,91 t**

- Sur charge : $p=0,15 \times (408,86+12,24)=63,16$  t
- $W_T = G_T + 0.2P = 370,91 + 0.2(63,16)$
- W<sub>T</sub> = 383,53 t**



**7.2. Définition des masses:**

On définit chaque masse et moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau

$$\mathbf{D'òù: } I_M = (I_{x_g} + I_{y_g}) \frac{M}{S}$$

$I_M$  : inertie massique (t.m<sup>2</sup>)

$x_g$  et  $y_g$  : coordonnées du centre de gravité

$M$  : masses sismiques qui égale au rapport  $W/g$

$X_G$  et  $Y_G$  : coordonnées de centre de masse après les excentrés par une distance de 5% de la longueur max

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{\max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{\max} \end{cases}$$

$W_i$  : le poids de chaque niveau  $i$

$g$  : l'accélération de pesanteur 9,81

$S$  : surface du plancher

$I_{x_g}$  : moment d'inertie du plancher suivant l'axe X

$I_{y_g}$  : moment d'inertie du plancher suivant l'axe Y

**8. Principe et positionnements des contreventements :**

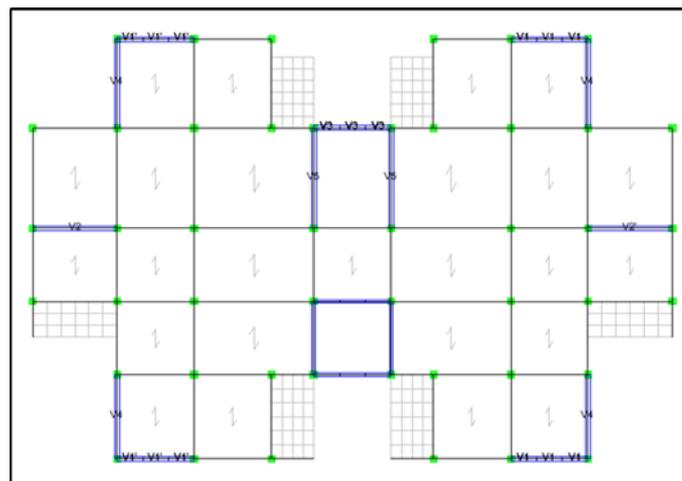
Le système de contreventement de projet est assuré par le squelette du bâtiment ( le tridimensionnel des poteaux et des poutres liés rigidement entre elles) en plus on des murs voiles en béton armé disposés le plus possible loin de centre de masse par symétrie.

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismique algériennes (RPA 99 V.2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant a la base.

☞ *Tableau :V.1.* Participation des masses initiales

Mode	Period	UX	UY	Somme UX	Somme UY
<b>1</b>	<b>1.61</b>	<b>49.55</b>	<b>0.00</b>	<b>49.55</b>	<b>0.00</b>
<b>2</b>	<b>1.51</b>	<b>0.00</b>	<b>69.78</b>	<b>49.55</b>	<b>69.78</b>
<b>3</b>	<b>1.03</b>	<b>22.35</b>	<b>0.00</b>	<b>71.89</b>	<b>69.78</b>
4	0.55	9.05	0.00	80.94	69.78
5	0.41	0.00	17.64	80.94	87.42
6	0.33	0.01	0.00	80.95	87.42
7	0.30	10.41	0.00	91.37	87.42
8	0.23	0.69	0.00	92.06	87.42
9	0.19	0.00	6.66	92.06	94.08
10	0.17	0.67	0.00	92.73	94.08
11	0.15	3.11	0.00	95.84	94.08
12	0.14	0.54	0.00	96.38	94.08

Après plusieurs variantes des dispositions des voiles de contreventement on a retenu le système suivant :



☞ *Figure V.2.* Contreventement de la structure

- Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :
- **1<sup>er</sup> mode** : correspondant un période de (0,891 s) et un déplacement suivant x de (67,249 m) avec une participation massique égale à (67,249 m).
- **2<sup>ème</sup> mode** : correspondant un période de (0,886 s) et un déplacement suivant y de (67,045 m) avec une participation massique égale à (67,249 m).
- **3<sup>ème</sup> mode** : correspondant un période de (0,618 s) avec une torsion et une participation massique égale à (67,045 m).

**9. Vérifications :**

**9.1. Vérifications de participation de la masse :**

☞ **Tableau :V.2.** Participation des masses après disposition des masses

Mode	Période	UX	UY	Somme UX	Somme UY
<b>1</b>	<b>0.891</b>	<b>67.249</b>	<b>0.000</b>	<b>67.249</b>	<b>0.000</b>
<b>2</b>	<b>0.886</b>	<b>0.000</b>	<b>67.045</b>	<b>67.249</b>	<b>67.045</b>
<b>3</b>	<b>0.618</b>	<b>0.621</b>	<b>0.000</b>	<b>67.869</b>	<b>67.045</b>
4	0.217	19.100	0.000	86.969	67.045
5	0.202	0.000	19.983	86.969	87.028
6	0.149	0.181	0.000	87.150	87.028
7	0.097	6.493	0.000	93.643	87.028
8	0.088	0.000	7.061	93.643	94.090
9	0.068	0.045	0.000	93.688	94.090
10	0.059	3.004	0.000	96.692	94.090
11	0.052	0.000	3.089	96.692	97.179
12	0.043	0.594	0.000	97.286	97.179

**a- Le sens (X):**  $\Sigma\alpha_x = 97,286 \% > 90 \% \dots\dots\dots$  condition vérifiée.

**b- Le sens (Y):**  $\Sigma\alpha_y = 97,179\% > 90\% \dots\dots\dots$  condition vérifiée.

**9.2. Vérification de la période fondamentale de la structure :**

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{d'ou:} \begin{cases} h_n = 38,60\text{m} \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

Donc :  $T = 0,05 \times (38,60)^{3/4} = 0,774 \text{ sec}$

D’après résultats obtenus par ETABS :

Le premier (01) mode de vibration donne une valeur de période égale a **0,89 sec**

On doit vérifiée que la période dynamique ( $T_{dyn}$ ) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale ( $T$ )

Donc :

$$T_{calculé} = 0,89 \text{ sec} < T_{emperique} = 1,30T = 1,01 \text{ sec}.....condition vérifiée.$$

### 9.3. Force sismique totale a la base :

**Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent :**

$$\text{On a : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

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 :

$$\text{Ou : } \begin{cases} A = 0,15 \\ Q = 1,25 \\ R = 4,0 \\ W = 3353,04 \text{ t} \end{cases}$$

$T_1, T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site.

- Sol meuble  $\Rightarrow$  site 3 donc  $T_1 = 0,15 \text{ sec}$  et  $T_2 = 0,50 \text{ sec}$ .

$$0 \leq T \leq T_2 \text{ sec.}$$

$$\Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5(0,935) \left(\frac{0,50}{0,89}\right)^{2/3} = 1,59$$

$$\text{Donc : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0,15 \times 1,59 \times 1,25}{4} \times 3353,04 = 249,91 \text{ t}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « $V_t$ » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

**Sens X :**  $V_{t_x} = 476,33 \text{ t} > 0,80V = 199,92 \text{ t}.....condition vérifiée$

Sens Y :  $Vt_y = 481,84 \text{ t} > 0,80V = 199,92 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

**9.4. Justification Vis A Vis Des déformations :**

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

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

$R$  : coefficient de comportement=4

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

**Tableau :V.3. Les déplacements relatifs inter étages**

Niveaux	$\delta_{eK}^x$ (mm)	$\delta_{eK}^y$ (mm)	$\delta_K^x$ (mm)	$\delta_K^y$ (mm)	$\Delta_K^x$ (mm)	$\Delta_K^y$ (mm)	$0,1h_k$ (mm)	Remarque
ETAGE-11	24,6	24,8	98,4	99,2	8,4	10	30,6	<i>vérifiée</i>
ETAGE-10	22,5	22,3	90	89,2	9,6	10	30,6	<i>vérifiée</i>
ETAGE-9	20,1	19,8	80,4	79,2	10	10	30,6	<i>vérifiée</i>
ETAGE-8	17,6	17,3	70,4	69,2	10	10,4	30,6	<i>vérifiée</i>
ETAGE-7	15,1	14,7	60,4	58,8	10,4	10	30,6	<i>vérifiée</i>
ETAGE-6	12,5	12,2	50	48,8	9,6	10	30,6	<i>vérifiée</i>
ETAGE-5	10,1	9,7	40,4	38,8	9,6	9,2	30,6	<i>vérifiée</i>
ETAGE-4	7,7	7,4	30,8	29,6	8,8	8,8	30,6	<i>vérifiée</i>
ETAGE-3	5,5	5,2	22	20,8	7,6	7,6	30,6	<i>vérifiée</i>
ETAGE-2	3,6	3,3	14,4	13,2	6,4	6	30,6	<i>vérifiée</i>
ETAGE-1	2,0	1,8	8	7,2	4,8	4,4	30,6	<i>vérifiée</i>
RDC	0,8	0,7	3,2	2,8	3,2	2,8	40,0	<i>vérifiée</i>

**9.5. Justification Vis A Vis De L'effet P-Δ**

Les effets du 2° ordre (ou effet  $P-\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

$P_K$  :Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

$h_K$ : Hauteur de l'étage "K"

– Si  $0,10 < \theta_K \leq 0,20$ , Les effets  $P-\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup>

ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

– Si  $\theta_K > 0,20$ , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

On a :

$$F_x^i = \frac{(V_x - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad ; \quad F_y^i = \frac{(V_y - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Où :

$h_i$  (et  $h_j$ ) : Niveau du plancher i (ou j).

$W_{i(j)}$  : Poids du niveau i (ou j).

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

☞ **Tableau :V.4.** Vérification de L'effet P-Δ

Story	Hi (m)	VX (KN)	VY (KN)	Wi (x) (KN)	Wi (y) (KN)	Fx (KN)	Fy (KN)	Vkx (KN)	Vky (KN)
ETAGE-11	38,60	759,56	759,56	225,74	225,74	624,00	624,00	345,26	345,26
ETAGE-10	34,60	1383,56	1383,56	6811,99	6811,99	561,49	561,49	655,9	655,9
ETAGE-9	31,54	1945,05	1945,05	7158,20	7158,20	511,83	511,83	939,07	939,07
ETAGE-8	28,48	2456,85	2456,85	7205,86	7205,86	476,70	476,70	1202,8	1202,8
ETAGE-7	25,42	2933,53	2933,53	7264,17	7264,17	425,48	425,48	1438,2	1438,2
ETAGE-6	22,36	3359,06	3359,06	7264,17	7264,17	374,26	374,26	1645,26	1645,26
ETAGE-5	19,30	3733,32	3733,32	7320,80	7320,80	335,60	335,60	1830,93	1830,93
ETAGE-4	16,24	4068,92	4068,92	7388,08	7388,08	282,39	282,39	2143,39	2143,39
ETAGE-3	13,18	4351,31	4351,31	7388,08	7388,08	229,18	229,18	2270,19	2270,19
ETAGE-2	10,12	4580,49	4580,49	7436,90	7436,90	182,81	182,81	2372,14	2372,14
ETAGE-1	7,06	4763,30	4763,30	7604,51	7604,51	127,53	127,53	2442,7	2442,7

Story	h (m)	Vkx (KN)	Vky (KN)	P <sub>k</sub> (KN)	Δ <sub>K</sub> <sup>x</sup> (m)	Δ <sub>K</sub> <sup>y</sup> (m)	θ <sub>x</sub>	θ <sub>y</sub>
ETAGE-11	38,60	345,26	345,26	3432,5	0,0084	0,0100	<b>0,029</b>	<b>0,034</b>
ETAGE-10	34,60	655,9	655,9	6877,9	0,0096	0,0100	<b>0,037</b>	<b>0,038</b>
ETAGE-9	31,54	939,07	939,07	10323,3	0,0100	0,0100	<b>0,042</b>	<b>0,042</b>
ETAGE-8	28,48	1202,8	1202,8	13877,0	0,0100	0,0104	<b>0,047</b>	<b>0,048</b>
ETAGE-7	25,42	1438,2	1438,2	17430,7	0,0104	0,0100	<b>0,055</b>	<b>0,053</b>
ETAGE-6	22,36	1645,26	1645,26	20984,4	0,0096	0,0100	<b>0,058</b>	<b>0,060</b>
ETAGE-5	19,30	1830,93	1830,93	24676,2	0,0096	0,0092	<b>0,067</b>	<b>0,064</b>
ETAGE-4	16,24	2143,39	2143,39	28368,0	0,0088	0,0088	<b>0,073</b>	<b>0,073</b>
ETAGE-3	13,18	2270,19	2270,19	32059,8	0,0076	0,0076	<b>0,077</b>	<b>0,077</b>
ETAGE-2	10,12	2372,14	2372,14	35895,1	0,0064	0,0060	<b>0,085</b>	<b>0,080</b>
ETAGE-1	7,06	2442,7	2442,7	39730,4	0,0048	0,0044	<b>0,091</b>	<b>0,084</b>

– **Conclusion :**

D'après les résultats obtenus et puisque les valeurs des  $\theta_K^x$  et  $\theta_K^y$  sont inférieure a 0,1 donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P-Δ (Stable).

# *Chapitre -VI-*

## Ferrailage des portiques

**Ferraillage des portiques:**

**1. Ferraillage des poutres :**

**a- Méthode de calcul :**

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, 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>eme</sup> genre

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre :  $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1}$

- Sollicitation du 2<sup>eme</sup> genre :  $\begin{cases} S_{p2}=0,8G \pm E. \\ S_{p2}=G+Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp2}$

▀ Si  $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p1}$

▀ Si  $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p2}$ .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

Pour une situation accidentelle :  $\begin{cases} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ Mpa} \end{cases}$

Pour une situation courante :  $\begin{cases} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa} \end{cases}$

**B - Les armatures longitudinales :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{min}=0,5\%$  (bxh)
- Section d'armature maximale:  $A_{max1}=4\%$  (bxh) (Zone courante)

$$A_{max2}=6\% \text{ (bxh) (Zone de recouvrement)}$$

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> genre sont résumées dans les tableaux suivants :

☞ **Tableau :VI.1.** Moments max des Poutres principales de rive :

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de	T max
		M1	M2	M1/M2	calcul (KN.m)	(KN)
10 <sup>eme</sup> a 09 <sup>eme</sup>	Appuis	24,60	27,00	0,91	27,00	109,20
	Travées	86,00	108,20	0,79	108,20	
08 <sup>eme</sup> a 06 <sup>eme</sup>	Appuis	18,90	44,50	0,42	44,50	115,60
	Travées	48,90	121,70	0,40	121,70	
05 <sup>eme</sup> a 03 <sup>eme</sup>	Appuis	24,50	43,00	0,56	43,00	83,70
	Travées	61,30	111,10	0,55	111,10	
02 <sup>eme</sup> a RDC	Appuis	20,90	41,40	0,50	41,40	83,20
	Travées	46,10	86,30	0,53	86,30	

☞ **Tableau :VI.2.** Moments max des Poutres principales intermédiaires :

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de	T max
		M1	M2	M1/M2	calcul (KN.m)	(KN)
10 <sup>eme</sup> a 09 <sup>eme</sup>	Appuis	57,50	51,20	1,12	57,50	107,80
	Travées	75,50	96,10	0,78	96,10	
08 <sup>eme</sup> a 06 <sup>eme</sup>	Appuis	51,30	46,80	1,09	51,30	106,00
	Travées	70,70	102,60	0,68	102,60	
05 <sup>eme</sup> a 03 <sup>eme</sup>	Appuis	48,20	43,20	1,11	48,20	103,10
	Travées	64,50	94,30	0,68	94,30	
02 <sup>eme</sup> a RDC	Appuis	47,10	39,00	1,20	47,10	86,10
	Travées	62,20	78,10	0,80	78,10	

☞ *Tableau :VI.3.* Moments max des Chaînages de rive :

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de	T max
		M1	M2	M1/M2	calcul (KN.m)	(KN)
10 <sup>eme</sup> a 09 <sup>eme</sup>	Appuis	27,80	49,70	0,56	49,70	66,10
	Travées	46,10	12,40	3,71	46,10	
08 <sup>eme</sup> a 06 <sup>eme</sup>	Appuis	72,20	68,70	1,05	72,20	82,40
	Travées	29,80	36,10	0,82	36,10	
05 <sup>eme</sup> a 03 <sup>eme</sup>	Appuis	62,50	61,30	1,01	62,50	76,60
	Travées	25,10	15,30	1,64	25,10	
02 <sup>eme</sup> a RDC	Appuis	24,10	46,10	0,52	46,10	49,00
	Travées	12,50	23,10	0,54	23,10	

☞ *Tableau :VI.4.* Moments max des Chaînages intermédiaires :

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de	T max
		M1	M2	M1/M2	calcul (KN.m)	(KN)
10 <sup>eme</sup> a 09 <sup>eme</sup>	Appuis	14,10	71,00	0,20	71,00	59,70
	Travées	21,00	39,30	0,53	39,30	
08 <sup>eme</sup> a 06 <sup>eme</sup>	Appuis	18,00	72,70	0,24	72,70	70,90
	Travées	15,90	42,30	0,37	42,30	
05 <sup>eme</sup> a 03 <sup>eme</sup>	Appuis	5,40	62,60	0,08	62,60	60,70
	Travées	3,10	17,80	0,17	17,80	
02 <sup>eme</sup> a RDC	Appuis	5,20	21,90	0,23	21,90	42,20
	Travées	3,10	43,80	0,07	43,80	

### 1.1. Exemple de calcul (Poutre RDC) :

#### 1.1.1. Poutres principales intermédiaires (30x40) cm<sup>2</sup> :

##### Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\% (bxh) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6,00\text{cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\% (bxh) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48\text{cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 47,1 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 39 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 0,82 < 1,15 \text{ donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Données :

- Largeur de la poutre  $b = 30 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la section  $ht = 40 \text{ cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \times ht = 36 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{47,1 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 14,17} = 0,082 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,970$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{47,1 \cdot 10^3}{0,970 \cdot 36 \cdot 348} = 3,87 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 62,2 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mas_{p2} = 78,1 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Mas_{p1}}$$

$$= 1,25 > 1,15 \text{ donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{78,1 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 14,17} = 0,14 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,953$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{78,1 \cdot 10^3}{0,953 \cdot 36 \cdot 400} = 5,70 \text{ cm}^2$$

**1.1.2. Chaînages intermédiaires (30x35) cm<sup>2</sup> :**

**Armature longitudinale :**

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{5,25\text{cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t = 4 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{42\text{cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t = 6 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{63\text{cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 3,10 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 43,8 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 14,12 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

**Données :**

- Largeur de la poutre  $b = 30\text{cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_t = 35\text{cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \times h_t = 31,5 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{43,8 \cdot 10^3}{30 \cdot (31,5)^2 \cdot 18,48} = 0,079 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,988$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{43,8 \cdot 10^3}{0,988 \cdot 31,5 \cdot 400} = 3,51 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 5,20 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 21,90 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 4,21 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{21,9.10^3}{30.(31,5)^2.18,48} = 0,039 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,979$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400MPa$$

$$As = \frac{Ma}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{21,9.10^3}{0,979.31,5.400} = 1,77 \text{ cm}^2$$

Les tableaux représentés ci après regroupent l'ensemble des résultants des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferraillage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

☞ **Tableau :VI.5.** Récapitulation du ferraillage des poutres principales de rive :

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
10 <sup>eme</sup> a 09 <sup>eme</sup>	Appuis	108,20	9,06	6	3T14 fil + 3T14 chapeau	9,23
	Travées	24,60	2,02		3T14	4,62
08 <sup>eme</sup> a 06 <sup>eme</sup>	Appuis	121,70	10,19	6	3T14+3T16 chapeau	10,64
	Travées	44,50	3,66		3T14	4,62
05 <sup>eme</sup> a 03 <sup>eme</sup>	Appuis	111,10	9,30	6	3T16 fil + 3T16 chapeau	12,06
	Travées	43,00	3,53		3T14	4,62
02 <sup>eme</sup> a RDC	Appuis	86,30	7,10	6	3T14 fil + 2T14 chapeau	7,69
	Travées	41,40	3,40		3T14	4,62

☞ **Tableau :VI.6.** Récapitulation du ferraillage des poutres principales intermédiaires :

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
10 <sup>eme</sup> a 09 <sup>eme</sup>	Appuis	96,10	8,04	6	3T14 fil + 3T14 chapeau	9,23
	Travées	57,50	4,73		3T14 fil + 2T12 chapeau	6,88
08 <sup>eme</sup> a 06 <sup>eme</sup>	Appuis	102,60	8,59	6	3T14 fil + 3T14 chapeau	9,23
	Travées	51,30	4,22		3T14	4,62
05 <sup>eme</sup> a 03 <sup>eme</sup>	Appuis	94,30	7,89	6	3T14 fil + 3T14 chapeau	9,23
	Travées	48,20	3,96		3T14	4,62
02 <sup>eme</sup> a RDC	Appuis	78,10	6,54	6	3T14 fil + 2T14 chapeau	8,64
	Travées	47,10	3,87		3T14	4,62

☞ **Tableau :VI.7.** Récapitulation du ferraillage des chaînages de rive :

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
10 <sup>eme</sup> et 09 <sup>eme</sup>	Appuis	49,70	4,02	5,25	3T14	4,62
	Travées	46,10	3,70		3T14	4,62
08 <sup>eme</sup> et 06 <sup>eme</sup>	Appuis	72,20	5,85	5,25	3T12 fil + 3T12 chapeau	6,78
	Travées	36,10	2,89		3T12	3,39
05 <sup>eme</sup> et 03 <sup>eme</sup>	Appuis	62,50	5,11	5,25	3T12 fil + 2T12 chapeau	5,65
	Travées	25,10	2,01		3T12	3,39
02 <sup>eme</sup> et RDC	Appuis	46,10	3,73	5,25	3T12+2T12	4,62
	Travées	23,10	1,85		3T12	3,39

☞ **Tableau :VI.8.** Récapitulation du ferraillage des chaînages intermédiaires :

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
10 <sup>eme</sup> et 09 <sup>eme</sup>	Appuis	71,00	5,75	5,25	3T12 fil + 3T12 chapeau	6,78
	Travées	39,30	3,15		3T12	3,39
08 <sup>eme</sup> et 06 <sup>eme</sup>	Appuis	72,70	5,89	5,25	3T12 fil + 3T12 chapeau	6,78
	Travées	42,30	3,39		3T12	3,39
05 <sup>eme</sup> et 03 <sup>eme</sup>	Appuis	62,60	5,07	5,25	3T12 fil + 2T12 chapeau	5,65
	Travées	17,80	1,42		3T12	3,39
02 <sup>eme</sup> et RDC	Appuis	21,90	1,77	5,25	3T12	3,39
	Travées	43,80	3,51		3T14	4,62

## 1.2. Vérifications:

### 1.2.1. Poutres principales (30x40) cm<sup>2</sup> :

#### Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1/400 = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

#### Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 107,80 \times 10 / (30 \times 36) = 0,99 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,99 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

**1.2.2. Calcul les armatures transversales :**

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (11,43 ; 30 ; 14)$$

On adopte :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

**Espacement:**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (32,40 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$

Zone nodale :  $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30\text{cm})$

$$St \leq \min (10 ; 16,8 ; 30\text{cm})$$

Zone courante:  $St \leq h/2$

$$St \leq 20\text{cm}$$

**- Section des armatures transversales :**

$$\frac{At}{b \cdot st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$Fe = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,99 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,058 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

**- Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,49; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,49 \text{ Mpa}$$

$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,49 \times b}{fe} = \frac{0,49 \times 30}{235} = 0,062 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) :  $\left( \frac{At}{S_t} \right) \geq 0,062 \text{ cm}$  , on prend  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$D'où \quad A_t \geq 0,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

**1.2.3. Ancrage des armatures tendues :**

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ Map}$$

La longueur de scellement droit  $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec:  $\Phi$  : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon :  $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

– **Calcul des crochets :**

Crochets courants angle de  $90^\circ$

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 30,6 \text{ cm.}$$

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

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 20,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 6,58 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 20,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 6,53 \text{ cm}$$

**La longueur de recouvrement :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone IIa

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

**Vérification des contraintes (ELS) :**

$$M_{ser} = 45,31 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 9,23 \text{ cm}^2$$

**Position de l'axe neutre :**

$$by^2/2 - n \cdot A (d - y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 138,45y - 4361,18 = 0 \Rightarrow y = 23,60 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie:**

$$I = by^3/3 + n \cdot A (d - y)^2 = 140083,22 \text{ cm}^4$$

**Contrainte maximale dans le béton comprimée  $\sigma_{bc}$ :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{45,31 \times 10^3}{140083,22} \times 23,60 = 7,63 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$\sigma_{bc} = 7,63 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$  .....condition vérifiée.

**Vérification de la flèche :**

$M_{tsmax} = 22,32 \text{ KN.m}$ ,  $M_0 = (G+Q) l^2/8 = 9,19 \text{ t.m}$  (à l'ELS )

$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$

- $h/L > 1/16 \Rightarrow 0,0897 > 0,0625$  .....condition vérifiée
- $h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,0897 > 0,0361$  .....condition vérifiée
- $A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,0049 < 0,0105$  .....condition vérifiée

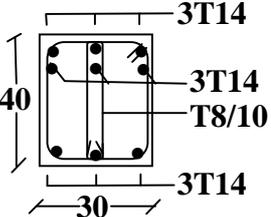
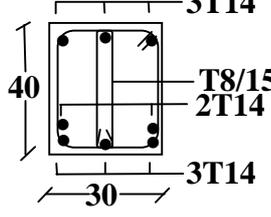
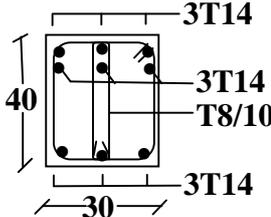
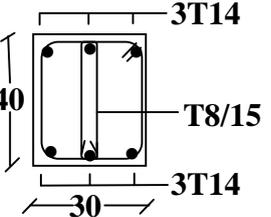
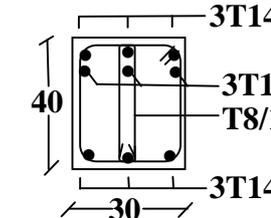
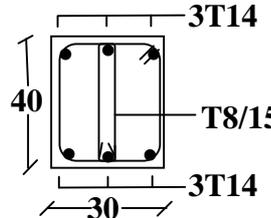
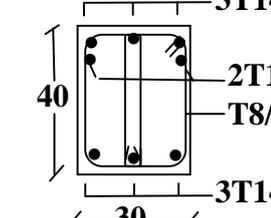
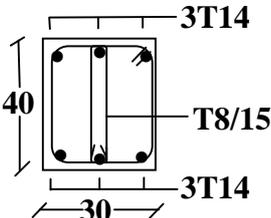
Donc le calcul pratique de la flèche n'est pas nécessaire.

Le ferrailage des poutres principales et les chaînages et regroupe dan les tableaux suivantes

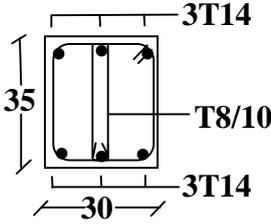
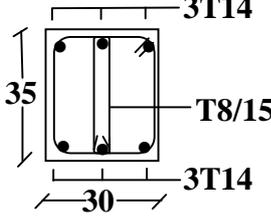
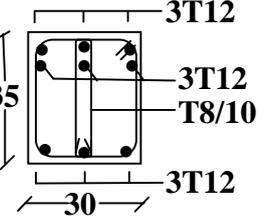
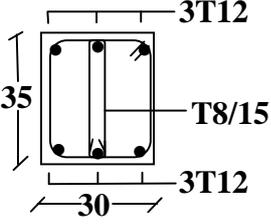
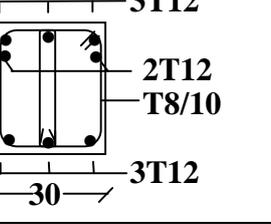
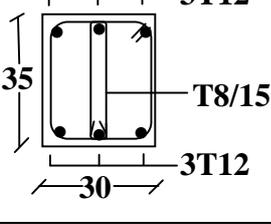
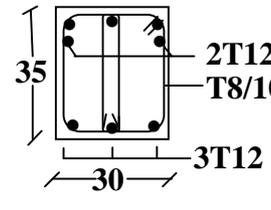
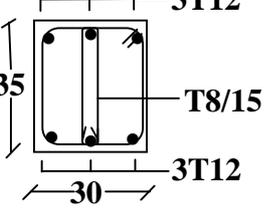
**Tableau :VI.9.** Ferraillage des poutres principales de rive :

Niveaux	En Appuis	En Travées
10 <sup>ème</sup> étage a 09 <sup>ème</sup> étage		
08 <sup>ème</sup> étage a 06 <sup>ème</sup> étage		
05 <sup>ème</sup> étage a 03 <sup>ème</sup> étage		
02 <sup>ème</sup> étage a RDC		

☞ *Tableau :VI.10.* Ferraillage des poutres principales intermédiaires :

Niveaux	En Appuis	En Travées
<p>10<sup>ème</sup> étage et 09<sup>ème</sup> étage</p>		
<p>08<sup>ème</sup> étage et 06<sup>ème</sup> étage</p>		
<p>05<sup>ème</sup> étage a 03<sup>ème</sup> étage</p>		
<p>02<sup>ème</sup> étage et RDC</p>		

☞ *Tableau :VI.11.* Ferraillage des chaînages de rive :

Niveaux	En Appuis	En Travées
<p>10<sup>ème</sup> étage et 09<sup>ème</sup> étage</p>		
<p>08<sup>ème</sup> étage et 06<sup>ème</sup> étage</p>		
<p>05<sup>ème</sup> étage a 03<sup>ème</sup> étage</p>		
<p>02<sup>ème</sup> étage et RDC</p>		

☞ *Tableau : VI.12.* Ferraillage des chaînages intermédiaires :

Niveaux	En Appuis	En Travées
10 <sup>ème</sup> étage et 09 <sup>ème</sup> étage		
08 <sup>ème</sup> étage et 06 <sup>ème</sup> étage		
05 <sup>ème</sup> étage a 03 <sup>ème</sup> étage		
02 <sup>ème</sup> étage Et RDC		

## 2. Ferraillage des poteaux :

### a- 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

Combinaisons suivantes :

- 1<sup>er</sup> Genre :  $1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots (N_{\max} ; M_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_1$
- 2<sup>ème</sup> Genre :  $\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \dots \dots \dots (N_{\min} ; M_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_2 \\ G + Q \pm 1,2E \dots \dots \dots (M_{\max} ; N_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_3 \end{array} \right.$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité( $\gamma_s, \gamma_b$ )

Pour situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1 \quad \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,15 \quad \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

Pour situation courante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1,15 \quad \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,5 \quad \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

**b. Ferraillage exigé par R.P.A 99(version 2003) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de **0,8%** (zone IIa)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de **4%** en zone courante, **6%** en zone de recouvrement.

Le diamètre minimal est de **12 mm**

La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** (zone IIa)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

<b>poteaux</b>	<b>A<sub>min</sub>=0,8 %xS</b>	<b>A<sub>max1</sub>=4%xS</b>	<b>A<sub>max2</sub>=6%xS</b>
(45x45) cm <sup>2</sup>	16,20	81,00	121,50
(40x40) cm <sup>2</sup>	12,80	64,00	96,00
(35x35) cm <sup>2</sup>	9,80	49,00	73,50
(30x30) cm <sup>2</sup>	7,20	36,00	54,00

**2.1. Exemple de calcul :**

**Poteaux RDC (45X45) cm<sup>2</sup>:**

**Combinaison de 1<sup>er</sup> genre (1,35G+1,5Q) :**

$N_{max}=3448 \text{ KN} \quad ; \quad M_{cor} = 44,5 \text{ KN.m}$

Détermination du centre de pression :

$e = M/N = 0,012 \text{ m} = 1,20 \text{ cm}$

$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 3448 \left( 0,41 - 0,45/2 + 0,012 \right) = 679,26 \text{ KN.m}$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ M_u \leq N_u.d (1-0,514N_u/b.d.f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 3448 \text{ KN} < 3031,18 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 679,26 \text{ KN.m} < 5951,79 \text{ KN.m} \dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_1=0$ ) .

**Combinaison de 2<sup>ème</sup> genre (0,8G±E):**

$N_{\min}=1477,5 \text{ KN}$  ;  $M_{\text{cor}} = 2,2 \text{ KN.m}$

Détermination du centre de pression :

$e = M/N = 0,0014 \text{ m}$

$M_u = N_u (d - \frac{ht}{2} + e) = 268,09 \text{ KN.m}$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ M_u \leq N_u.d (1-0,514N_u/b.d.f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1477,5 \text{ KN} < 3031,18 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 268,09 \text{ KN.m} < 750,89 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_2=0$ ) .

**Combinaison de 2<sup>ème</sup> genre (G+Q±1,2E):**

$M_{\max}= 87,9 \text{ KN.m}$  ;  $N_{\text{cor}} = 3612,1 \text{ KN}$

Détermination du centre de pression :

$e = M/N = 0,024 \text{ m}$

$M_u = N_u (d - \frac{ht}{2} + e) = 736,86 \text{ KN.m}$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ M_u \leq N_u.d (1-0,514N_u/b.d.f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 3612,1 \text{ KN} < 3031,18 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ M_u = 736,86 \text{ KN.m} < 6601,43 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Donc la section n'est pas surabondante, il faut vérifier si la section est partiellement ou entièrement comprimée.

$(d-c)N_u - M_u \leq (0,337 h - 0,81C)f_{bc}.b.h^2$

$(d-c)N_u - M_u = (0,405 - 0,025).3612,1 - 87,9 = 12,84 \text{ KN.m}$

$(0,337 h - 0,81c)f_{bc}.b.h^2 = (0,337.0,45 - 0,81.0,025).18,48.10^2.0,45.0,45^2 = 22,17 \text{ KN.m}$

$(d-c)N_u - M_u = 12,84 \text{ KN.m} \leq (0,337 h - 0,81C)f_{bc}.b.h^2 = 22,17 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Donc la section est partiellement comprimée.

**Calcul du ferraillage:**

Le calcul de la section d'armature ce fait à la flexion simple avec :

$$M_u = 87,9 \text{ KN.m}$$

$$F_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$d = 40,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = 0,064 < 0,392 \rightarrow A' s = 0$$

$$\beta = 0,967$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{87,9 \cdot 10^3}{0,967 \cdot 40,5 \cdot 400} = 5,61 \text{ cm}^2$$

**Section adoptée :**

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99 V.2003**

**Donc :**

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_3, A_{\text{min(RPA)}})$$

Pour une section de béton (45x45) cm<sup>2</sup>

$$A_{\text{min(R.P.A)}} = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_3, A_{\text{min(RPA)}}) = \max (0,00; 0,00 ; 5,61 ; 20,00 ) = \mathbf{20,00 \text{ cm}^2}$$

On adopte **12T16 = 24,13 cm<sup>2</sup>**

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{\text{max}} = 23,37 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot d) = 23,37 \times 10^3 / (500 \times 450) = 0,104 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \\ \tau_u = 0,104 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'y' à pas de risque de cisaillement.

**Calcul des armatures transversales :**

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 16 / 3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- $V_u$  : Effort tranchant de calcul

- $h_1$  : hauteur totale de la section brute

- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- $\rho_a$  : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$  et à 3,5 dans le cas contraire.

- $S_t$  : Espacement des armatures transversales.

**Espacement :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale :  $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm}$  Soit  $S_t = 10\text{cm}$ .

-En zone courante :  $S_t \leq 15 \varnothing_L = 30 \text{ cm}$  Soit  $S_t = 15\text{cm}$ .

**Calcul de l'élançement géométrique  $\lambda_g$  :**

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec:  $L_f$  : Longueur de flambement du poteau.

$b$  : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 4,32 / 0,5 = 6,05$$

$$\lambda_g = 6,05 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$$

Donc : 
$$A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{10 \times 2,5 \times 23,37 \times 10}{45 \cdot 235} = 0,55 \text{ cm}^2$$

**Quantité d'armatures transversales minimales :**

$A_t / t \cdot b$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 6,05 > 5 : \Rightarrow 0,3 \%$$

Alors : 
$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,02 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On adopte aux poteaux de sous-sol : **4T8** soit **S = 4,02 cm<sup>2</sup>**

**Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

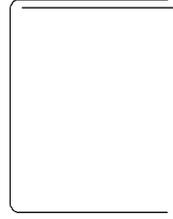
Zone courante : 
$$\frac{4,02 \times 400}{45 \times 15} = 2,38 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Zone nodale : 
$$\frac{4,02 \times 400}{45 \times 10} = 3,57 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Disposition constructive des armatures des nœuds :**

Les nœuds dans une construction sont des points critiques, donc selon les règles parasismiques algériennes au but d'évité l'éclatement des ces zones on doit prévoir des cadres traditionnels ou deux U superposés formant un carré ou un rectangle avec un espacement maximum de 10cm et un nombre minimum de 03 cadres par nœud.

**02 U superposés**



Les sollicitations max et sections d'armatures correspondants aux différents niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

☞ *Tableau :VI.13.* Sollicitations des Poteaux non liés aux voiles de contreventement :

Etages	Efforts	Valeur en KN ; KN.m	As (calculer) (cm <sup>2</sup> )	As (min) (cm <sup>2</sup> )	Choix	As (cm <sup>2</sup> )
<b>10<sup>ème</sup> étage</b> <b>a</b> <b>09<sup>ème</sup> étage</b> <b>(30x30) cm<sup>2</sup></b>	N <sub>max</sub>	361,70	1,94	7,20	<b>8T14</b>	12,31
	M <sub>corr</sub>	20,90				
	N <sub>min</sub>	8,50	0,77			
	M <sub>corr</sub>	14,40	6,59			
	M <sub>max</sub>	71,10				
	N <sub>corr</sub>	117,80				
<b>08<sup>ème</sup> étage</b> <b>a</b> <b>06<sup>ème</sup> étage</b> <b>(35x35) cm<sup>2</sup></b>	N <sub>max</sub>	907,50	0,00	9,80	<b>4T16 + 4T14</b>	14,19
	M <sub>corr</sub>	31,10	1,98			
	N <sub>min</sub>	6,50				
	M <sub>corr</sub>	24,60	7,91			
	M <sub>max</sub>	98,90				
	N <sub>corr</sub>	48,60				
<b>05<sup>ème</sup> étage</b> <b>a</b> <b>03<sup>ème</sup> étage</b> <b>(40x40) cm<sup>2</sup></b>	N <sub>max</sub>	1670,30	0,00	12,80	<b>8T16</b>	16,08
	M <sub>corr</sub>	31,40	2,02			
	N <sub>min</sub>	49,60				
	M <sub>corr</sub>	29,00	0,00			
	M <sub>max</sub>	124,40				
	N <sub>corr</sub>	1200,50				
<b>02<sup>ème</sup> étage</b> <b>et</b> <b>RDC</b> <b>(45x45) cm<sup>2</sup></b>	N <sub>max</sub>	2372,20	0,00	16,20	<b>12T16</b>	18,46
	M <sub>corr</sub>	3,90	2,04			
	N <sub>min</sub>	54,60				
	M <sub>corr</sub>	32,80	0,00			
	M <sub>max</sub>	97,60				
	N <sub>corr</sub>	1968,70				

☞ *Tableau : VI.14.* Sollicitations des Poteaux liés aux voiles de contreventement :

Etages	Efforts	Valeur en KN ;KN.m	As(calculer) (cm <sup>2</sup> )	As(min) (cm <sup>2</sup> )	Choix	As(cm <sup>2</sup> )
<b>10<sup>ème</sup> étage a 09<sup>ème</sup> étage (30x30) cm<sup>2</sup></b>	N <sub>max</sub>	302,60	1,29	7,20	<b>8T14</b>	12,31
	M <sub>corr</sub>	13,90				
	N <sub>min</sub>	51,70	0,00			
	M <sub>corr</sub>	2,50				
	M <sub>max</sub>	36,00	0,58			
	N <sub>corr</sub>	7,00				
<b>08<sup>ème</sup> étage a 06<sup>ème</sup> étage (35x35) cm<sup>2</sup></b>	N <sub>max</sub>	933,10	0,00	9,80	<b>4T16+4T14</b>	14,19
	M <sub>corr</sub>	25,50				
	N <sub>min</sub>	193,30	0,00			
	M <sub>corr</sub>	3,40				
	M <sub>max</sub>	47,40	3,12			
	N <sub>corr</sub>	43,60				
<b>05<sup>ème</sup> étage a 03<sup>ème</sup> étage (40x40) cm<sup>2</sup></b>	N <sub>max</sub>	1854,00	0,00	12,80	<b>8T16</b>	16,09
	M <sub>corr</sub>	39,10				
	N <sub>min</sub>	577,00	1,09			
	M <sub>corr</sub>	17,40				
	M <sub>max</sub>	57,50	0,00			
	N <sub>corr</sub>	1648,80				
<b>02<sup>ème</sup> étage et RDC (45x45) cm<sup>2</sup></b>	N <sub>max</sub>	3448,00	0,00	16,20	<b>12T16</b>	18,46
	M <sub>corr</sub>	44,50				
	N <sub>min</sub>	1477,50	0,00			
	M <sub>corr</sub>	2,20				
	M <sub>max</sub>	87,90	20,00			
	N <sub>corr</sub>	3612,10				

☞ Tableau :VI.15. Ferraillages des poteaux :

Niveaux	Poteaux non liés aux voiles	Poteaux liés aux voiles
10 <sup>ème</sup> étage et 09 <sup>ème</sup> étage (30×30) cm <sup>2</sup>		
08 <sup>ème</sup> étage a 06 <sup>ème</sup> étage (35×35) cm <sup>2</sup>		
05 <sup>ème</sup> étage a 03 <sup>ème</sup> étage (40×40) cm <sup>2</sup>		
02 <sup>ème</sup> étage et RDC (45×45) cm <sup>2</sup>		

## *Chapitre -VII-*

Ferrailage des Voiles de contreventement

**Ferrailage des voiles :****1. Introduction :**

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé ou non armé ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur,

Ainsi tout poteau «allongé » de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Les voiles assurant :

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse)
- D'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

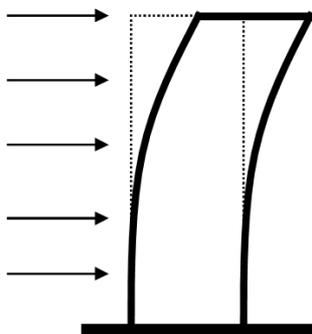
La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

Sous l'action sismique, des parties plus au moins importantes de l'extrémité du voile en béton, sollicité en compression, peuvent se trouver dans le domaine inélastique, cette situation peut être à l'origine d'une instabilité latérale

Compte tenu de cette éventualité, les règlements parasismiques imposent une épaisseur minimale de

l'âme à 15cm. De plus, et à partir d'un certain niveau de contraintes, il ya lieu de prévoir aux extrémités des voiles des renforts conçus comme des poteaux, ou des voiles en retour.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encastree à sa base; soumise à un effort normal  $P_u$ , un effort tranchant  $V_u$  et un moment fléchissant  $M_u$  qui est maximal dans la section d'encastrement.



☞ *Figure :VII.1.* Le comportement d'un voile

Selon les règlements parasismiques, il convient que les Armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance, en flexion composée soient concentrées dans les éléments de rives, aux 02 extrémités de la section transversale du voile ou trumeau.

A la base du voile sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

Les armatures de l'âme horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort tranchant.

Le voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes selon les combinaisons suivantes :

- ▮ **G + Q ± E** (vérification du béton)
- ▮ **0,8G + E** (calcul des aciers de flexion)

Dans ce qui suit la méthode utilisée pour le calcul des voiles en béton armé c'est méthode des contraintes

## 2. Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire,

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

### 1<sup>er</sup> cas :

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

### 2<sup>ème</sup> cas :

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$  ; on compare  $A_v$  avec la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

### 3<sup>ème</sup> cas:

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

**3. Armatures verticales :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égale à 0,15% de la section du béton.

Le ferraillage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le **1/10** de l'épaisseur du voile

**4. Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

**5. Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

**6. Exemple de calcul :**

**Voile V4 (RDC):**

**6.1. Détermination des contraintes :**

**Combinaison :(G + Q ± E) :**

A = 0,68 m<sup>2</sup>

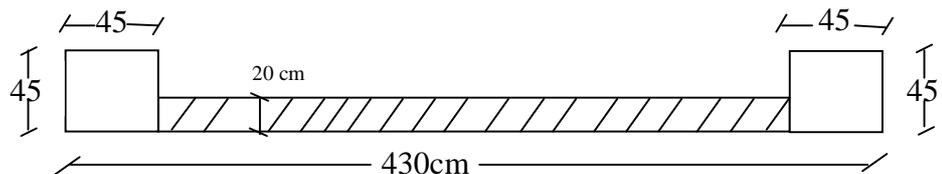
I = 1,656 m<sup>4</sup>

V = 1,70 m

N = 682,48 KN

M = 6476,05 KN.m

T = 1096,42 KN



$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{682,48 \times 10^{-3}}{0,68} + \frac{6476,05 \times 1,65 \cdot 10^{-3}}{1,656} = -7,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{682,48 \times 10^{-3}}{0,68} - \frac{6476,05 \times 1,65 \cdot 10^{-3}}{1,656} = 5,45 \text{ MPa}$$

On a : ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

**6.2. Calcul des armatures verticales (0,8G ± E) :**

N = 531,06 KN

M = 6476,05 KN.m

T = 1096,42 KN

$$\sigma_1 = \frac{531,06 \times 10^{-3}}{0,68} + \frac{6476,05 \times 1,65 \cdot 10^{-3}}{1,656} = -7,23 \text{ MPa}$$

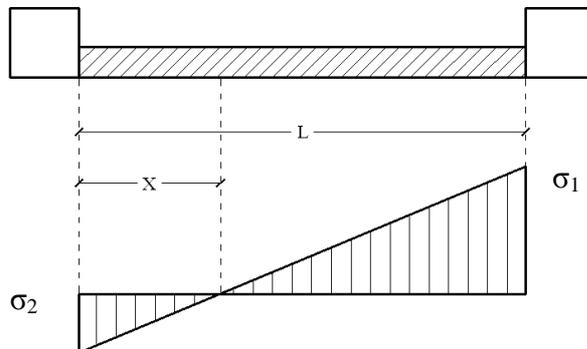
$$\sigma_2 = \frac{531,06 \times 10^{-3}}{0,68} - \frac{2031,32 \times 1,65 \cdot 10^{-3}}{1,656} = +5,67 \text{ MPa}$$

**6.2.1. Calcul de la longueur tendue :**

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L$$

$$\Rightarrow X = \frac{5,67}{7,23 + 5,67} \times 3,4$$

$$\Rightarrow X = 1,49 \text{ m}$$



**6.3. Ferraillage :**

**6.3.1. Effort de traction :**

$$F = |\sigma_2| \times a \times \frac{X}{2} = 5,67 \times 10^6 \times 0,20 \times \frac{1,49}{2} = 844830 \text{ N}$$

$$A_v = \frac{F}{\sigma_e} = \frac{844830}{400} \times 10^{-2} = 21,12 \text{ cm}^2$$

Pour un mètre de longueur on a :

$$A_v = \frac{21,22 \times 100}{149} = 14,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots(1)$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

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

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times V}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 1096,42 \times 10}{400} = 42,21 \text{ cm}^2$$

Soit la section par un mètre linéaire :

$$A_{vj} = \frac{42,21 \times 100}{285} = 14,81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc la section d'armature qu'on doit tenu en compte

$$A_v = 14,24 + 14,81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**6.3.2. Pourcentage minimal d'armature :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

$$A_{\min} = 0,20\% . a . L_T$$

D'où :  $L_T$  c'est la longueur tendue

$$A_{\min} = 0,0020 \times 20 \times 149 = 5,96 \text{ cm}^2$$

On calcule le ferraillage pour une bande de 1 mètre ( $L = 1 \text{ m}$ )

$$A_{\min} = \frac{5,96 \times 100}{149} = 4,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Le diamètre :**

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) \times 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : **D= 12 mm**

**L'espacement:**

- Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min\{2.a , 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{40 , 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30 , 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

Donc :  $St \leq \min \{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 20 cm (zone courante)

En zone nodale, selon RPA 99 v.2003

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

On adopte un espacement de **10 cm** (zone d'about)

**Choix d'aciers verticaux :**

On adopte deux nappes en **2(5 T 12 /ml )** soit  $A_s = 11,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**6.2.4. Vérification de la contrainte de cisaillement  $\tau_b$  :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 99 v.2003).

- La contrainte de cisaillement est :  $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$  , D'ou :  $\bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$

Avec ;

$V_u$  : l'effort tranchant à la base du voile.

$b_0$  : épaisseur de voile.

$d$  : hauteur utile,  $d = 0,9h$

$h$  : hauteur totale de la section brute,  **$h=400\text{cm}$**

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 1096,42 \times 10}{20 \times 400 \times 0,9} = 2,13 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 2,13 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

**6.2.5. Calcul des armatures horizontales :**

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k}{0,8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$K = 1 + \frac{3(N_u / B)}{f_{c28}} \text{ En flexion composée où } N > 0 \text{ (compression), } B : \text{ section du béton}$$

$$K = 1 + \frac{3(531,06 \times 10^3 / 20 \times 450 \times 10^2)}{25} = 1,07$$

$$\text{Donc : } \frac{A_T}{S_t} \geq \frac{(1,89 - 0,3 \times 2,1 \times 1,07)20}{0,8 \times 400 \times (\cos 90 + \sin 90)} = 0,076 \text{ cm}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferraillage qui est de l'ordre de :  
 0,15% de la section du voile considérée si :  $\tau_b \leq 0,025f_{c28}$ .

0,25% de la section du voile considérée si :  $\tau_b > 0,025f_{c28}$

$$\tau_b = 2,13 \text{ Mpa} > 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa} \Rightarrow A_h = 0,0025(b \times S) = 5,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **5T12/ml** de hauteur ( $A_s=5,65 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de **20cm**

$$\frac{A_T}{S_t} = \frac{5,65}{20} = 0,28 \text{ cm} \geq 0,028 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

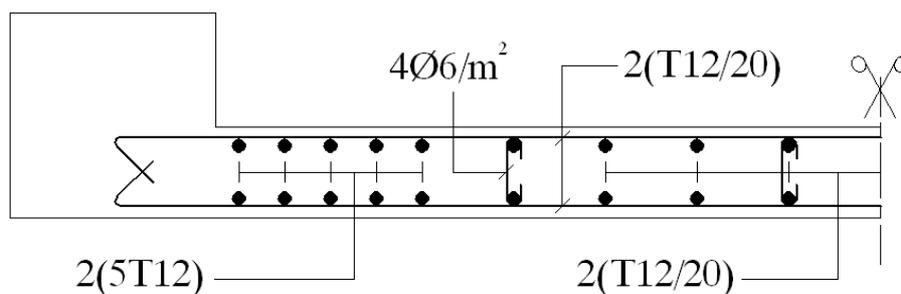
**6.2.6. Calcul des armatures transversales :**

D'après le D.T.R.-B.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché et le BAEL 91, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m<sup>2</sup> au moins; on prend donc **4φ 6 par m<sup>2</sup>**.

**Disposition des armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.



☞ *Figure :VII.2.* Disposition des armatures du voile

☞ **Tableau :VII.1.** Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles :

Voile	comb	(KN.m) ; (KN)		$\sigma_1$ (Mpa)	$\sigma_2$ (Mpa)	X (m)	Fx (KN)	Av (Cm <sup>2</sup> )	Av <sub>(min)</sub> (Cm <sup>2</sup> )	At (Cm <sup>2</sup> )
<b>V1</b>	G+Q+E	M	3765,64	<b>-1,510</b>	<b>1,110</b>	/	/	/	/	/
		N	107,49							
	0,8G+E	M	1898,96	<b>-1,190</b>	<b>0,138</b>	0,28	3864,00	6,24	<b>1,12</b>	<b>5,00</b>
		N	283,25							
<b>V2</b>	G+Q+E	M	1,48	<b>-0,305</b>	<b>-0,301</b>	/	/	/	/	/
		N	181,82							
	0,8G+E	M	1,104	<b>-0,288</b>	<b>-0,286</b>	1,49	42614,00	1,96	<b>5,96</b>	<b>5,00</b>
		N	172,44							
<b>V3</b>	G+Q+E	M	0,505	<b>-0,559</b>	<b>-0,558</b>	/	/	/	/	/
		N	307,38							
	0,8G+E	M	0,427	<b>-0,992</b>	<b>-0,991</b>	1,37	136163,40	2,26	<b>5,49</b>	<b>5,00</b>
		N	545,37							
<b>V4</b>	G+Q+E	M	6476,05	<b>-7,450</b>	<b>5,450</b>	/	/	/	/	/
		N	682,48							
	0,8G+E	M	6476,05	<b>-7,230</b>	<b>5,670</b>	1,49	844830,00	42,21	<b>5,96</b>	<b>5,00</b>
		N	531,06							
<b>V5</b>	G+Q+E	M	1005,39	<b>-2,640</b>	<b>-0,960</b>	/	/	/	/	/
		N	1425,64							
	0,8G+E	M	1005,39	<b>-2,540</b>	<b>-0,860</b>	0,99	85140,00	6,24	<b>3,96</b>	<b>5,00</b>
		N	1346,44							

## 7. Ferraillage des linteaux :

### 7.1. Introduction :

L'importance du voile de contreventement dans un système structural c'est de reprendre la majorités des efforts horizontaux grâce à leur géométrie (inertie) ,donc la présence des ouvertures au niveau des voiles menace la rigidité d'élément ,a cet effet la zone au-dessus du voile doit être renforcée par ce qu'on appelle (linteau)

Les linteaux sont des poutres courtes encastées aux extrémités et reliant les deux trumeaux de voile au niveau des ouvertures .

### 7.2. Sollicitation des linteaux :

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture, et reprendre les moments fléchissant, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et au charge d'exploitation ainsi l'action du séisme

M=203,10 KN.m

T=79,65 KN

**7.3. Vérification de la contrainte de cisaillement  $\tau_b$  :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{1,4 \times 79,65}{0,20 \times 0,45 \times 0,9 \times 10^3} = 1,37 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 1,37 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$ .....condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

**7.4. Ferraillages des linteaux :**

$$\tau_b = 1,37 \text{ Mpa} \leq 0,06 f_{c28} = 1,50 \text{ Mpa}$$

D'après les règles parasismiques algériennes dans ce cas , il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux ( supérieurs et inférieurs ), transversaux et en zone courante ( armatures de peau ) suivant les minimum réglementaires . Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales

( de compression et de traction ) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_D$  à disposer obligatoirement .

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2f_c \sin \alpha}$$

avec :  $\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{L} = \frac{0,36}{1,2} = 0,30$

et  $V = V_{\text{calcul}}$  (sans majoration)

$$\Rightarrow A_D = \frac{79,65 \times 10}{2 \times 400 \times 0,30} = 3,32 \text{ cm}^2$$

**Section minimale :**

On a pour :  $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

La section minimale:

$$A_D \geq 0,0015 . b . h = 1,35 \text{ cm}^2$$

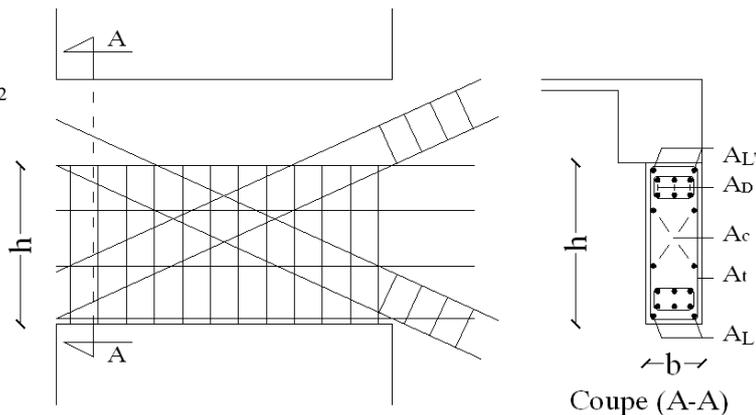
Donc :

On adopte pour des armatures diagonales en **4T12 (S=4,52 cm<sup>2</sup>)**

**Ferraillage minimum réglementaires :**

**a- armatures longitudinales :**

$$(A_L, A_L') \geq 0,0015 . b . h = 0,0015 \times 20 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$



Donc :

On adopte pour des armatures longitudinales **2T12** ( $S=2,26 \text{ cm}^2$ )

**b- armatures transversales :**

On a :  $S_t=h/4= 58/4=14,5\text{cm}$  ; soit:  $S_t=10\text{cm}$ .

-pour  $\tau_b > 0,025 f_{c28}$        $A_t > 0,0025.b.S_t = 0,0025 \times 20 \times 10 = \mathbf{0,50\text{cm}^2}$

Donc :

On adopte pour des armatures transversales en **1T10/face** ( $S=0,79 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 10 cm.

**c- armatures de peau :**

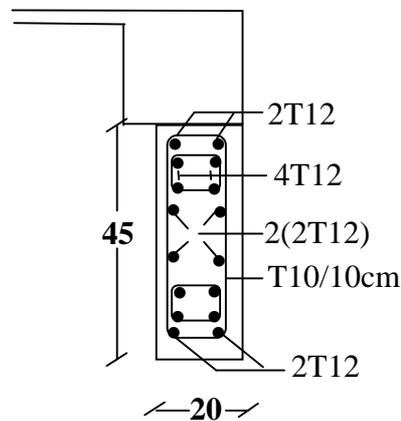
Les armatures longitudinales de peau  $A_c$ , en deux nappes doivent être au total d'un minimum égal à : 0,2%.

$A_c \geq 0,0020.b.h=0,0020 \times 20 \times 45 = \mathbf{1,8\text{cm}^2}$

Donc :

On peut adopter comme armatures de peau deux nappes en **3T10** ( $S=2,36 \text{ cm}^2$ )

mais comme le les armatures transversales des trumeaux sont en T12/20cm a cet effet et de raison de facilité l'exécution et le façonnage des aciers on adopte **2T12** ( $S=2,26 \text{ cm}^2$ )



Ferraillage des Linteaux

☞ **Figure :VII.3.** Ferraillage des linteaux

# *Chapitre -VIII-*

Etude de l'infrastructure

## 1. Fondations (radier général) :

### 1.1. Introduction :

On appelle fondations, la base de l'ouvrage qui se trouve en contacte directe avec le terrain d'assise et qui à pour rôle de transmettre à celui-ci toutes les charges et les surcharges supportées par cet ouvrage.

Les fondations doivent assurées deux fonctions essentiellement :

- Reprendre les charges et les surcharges supporté par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Les fondations doivent être en équilibre sous :
  - Les sollicitations dues à la superstructure.
  - Les sollicitations dues au sol.

Le calcul des fondations se fait comme suit.

- 1 - Dimensionnement à l'E.L.S :  $G+Q$ .
- 2 - Ferrailage à l'E.L.U :  $1,35 G+ 1,5 Q$
- 3 - Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel :  $G\pm 0,8 E$  }  
 $G+Q\pm E$

### 1.2. Choix du type des 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 est égale à 2,5 bar, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

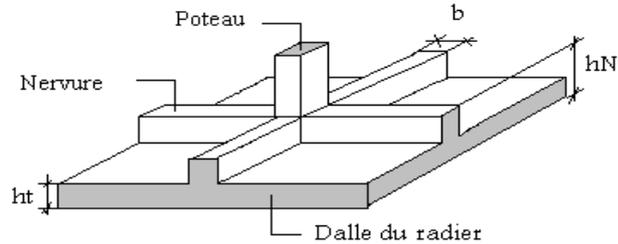
- Semelle filante.
- Radier générale.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ( $S_s / S_b < 50\%$ )

**Définition :**

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges a transmises tout en en résistant aux contraintes de sol.



☞ **Figure : VIII.1.** Radier général

**Calcul du radier:**

- Un radier c'est une semelle unique de très grandes dimensions commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

**1.3. Pré dimensionnement du radier :**

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est charges d'exploitations dues a la Superstructure

$$G_T = \sum_{i=1}^{12} G_i$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^{12} Q_i$$

Avec  $G_T$ : la charge permanente totale.  
 $Q_T$ : la charge d'exploitation totale.

**Combinaison d'actions :**

**a L'E.L.U:**  $N_U = 9584,77 \text{ t}$

**a L'E.L.S:**  $N_{ser} = 7034,76 \text{ t}$

**Surface minimale du radier :**

$$\text{On a : } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{7034,76}{2 \times 10} = 351,73m^2$$

Pour notre projet, si on prend un débord de 150 cm à partir des axes des poteaux on aura une surface d'assise : **S=544,41m<sup>2</sup>**

**Épaisseur du radier (h):**

L'épaisseur minimale d'un radier doit respecter les critères suivants :

**Critère de rigidité :**

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad , \text{avec : } L = 450\text{cm}$$

$$18 \leq d \leq 22,5 \text{ cm} \dots\dots\dots(01)$$

**Critère de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

Avec ; **V<sub>u</sub>** : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1m \cdot (Nu/s) \cdot L}{2} = \frac{1m \cdot (9584,77/544,41) \cdot 4,5}{2} = 39,61t$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{39,61 \times 10^2}{0,06 \times 25 \times 100} = 27 \text{ cm} \dots\dots\dots(02)$$

De (01) et (02) on a  $d \geq 27 \text{ cm}$

Donc :  $h \geq d+c = 27+5=32\text{cm}$

**Soit : h= 40 cm.**

**1.4. Dimensionnement des poutres de libage :**

Comme le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 50 \text{ cm} \leq h \leq 75 \text{ cm}$$

Suivant x :

$$\text{On prend comme dimension : } \begin{cases} \mathbf{h = 75cm, d=68cm} \\ \mathbf{b = 45cm} \end{cases}$$

Suivant y :

$$\begin{cases} \mathbf{h = 65cm, d=68cm} \\ \mathbf{b = 45cm} \end{cases}$$

**Vérification des contraintes :**

On doit vérifier la de sol sous radier a L'ELS sous l'action de la superstructure ainsi son poids propre et compris les nervures.

**Poids propre du radier :**

**Dalle :**  $G_{\text{radier}} = \gamma_b (h_r \times S_r) = 2,5(0,30 \times 544,41) = 408,30 \text{ t}$

**Nervure :**  $G_{\text{nervure}} = \gamma_b ((h_p - h_r) c b_p \times \sum L_i) = 2,5((0,75 - 0,30) \times 0,45 \times 108,09) = 54,72 \text{ t}$

**Charge d'exploitation du RDC :**

$$Q_{RDC} = \gamma_b \times h = 25 \times 3,5 = 87,50 \text{ t}$$

$$N_{ser-T} = N_{ser} + G_{radier} + G_{nervure} + Q_{RDC} = 7034,76 + 408,30 + 54,72 + 87,50 = 7585,28 \text{ t}$$

$$\frac{N_{ser-T}}{S_{radier}} = \frac{7585,28}{544,41} = 13,93 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2 = 2\text{bar} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**La longueur élastique :**

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre :  $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,75)^3 / 12 = 0,015 \text{ m}^4$ .

E : module d'élasticité du béton,  $E = 3216419 \text{ t/m}^2$ .

b : largeur de la poutre  $b=0,45\text{m}$ .

K : coefficient du raideur de sol  $k = 40 \text{ t/m}^2$ .

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,015}{400 \times 0,45}} = 4,91 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5,10 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 7,70 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$L_{max}$  : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc la poutre de libage se calcule, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

**Calcul des contraintes :**

**Sens (X) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \times V_x}{I_x}$$

$$N_{u-T} = N_u + 1,35(G_{radier} + G_{nervure}) + 1,5(Q_{RDC})$$

$$N_{u-T} = 9584,77 + 1,35(408,30 + 54,72) + 1,5(87,50) = 10341,09 \text{ t}$$

$$M_x = 29,47 \text{ t.m}$$

$$I_x = 44151,54 \text{ m}^4$$

$$V_x = 8,25 \text{ m}$$

$$\sigma_1^x = \frac{10341,09}{544,41} + \frac{29,47 \times 8,25}{44151,54} = 19,00 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_2^x = \frac{10341,09}{544,41} - \frac{29,47 \times 8,25}{44151,54} = 19,00 \text{ t/m}^2.$$

**Sens (Y) :**

$$M_y = 29,47 \text{ t.m}$$

$$I_y = 44151,54 \text{ m}^4$$

$$V_y = 8,25 \text{ m}$$

$$\sigma_1^x = \frac{10341,09}{544,41} + \frac{29,47 \times 8,25}{44151,54} = 19,00 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_2^x = \frac{10341,09}{544,41} - \frac{29,47 \times 8,25}{44151,54} = 19,00 \text{ t/m}^2.$$

**Interprétation :**

Puisque les valeurs des moments au niveau de radier sont négligeables devant l'effort normal (presque nulles), donc il ne reste que l'effet de l'effort normal ce qui donne une répartition uniforme des contraintes (19,00 t/m<sup>2</sup>)

**Contrainte résultante de calcul :**

Puisque la réaction du sol est dirigée vers le haut et la contrainte gravitaire du radier vers le bas donc on a la contrainte de calcul égale à la somme algébrique des deux valeurs

$$\sigma_{\text{calcul}} = \sigma_{\text{sol}} - \sigma_{\text{radier}}$$

$$\sigma_{\text{radier}} = [1,35(408,30 + 54,72)]/544,41 = 1,14 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{calcul}} = 19,00 - 1,14 = 17,85 \text{ t/m}^2.$$

**1.5. Ferrailage du radier :**

**1.5.1. Ferrailage de la dalle :**

La dalle du radier est dissociée aux panneaux des dalles encastrées à 04 cotées au libage

☞ *Remarque :*

Le cas de notre projet on a des distances de l'ordre moyen ce qui donne un rapport  $\alpha > 0,4$  ce qui nous conduit à affirmer que tous les panneaux travaillent en deux sens.

**Moments isostatiques (panneau P1):**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

**Moments en travée :**

$$M_t = 0,85M_0 \dots (\text{panneau de rive})$$

$$M_t = 0,75M_0 \dots (\text{panneau intermédiaire})$$

**Moments en appuis :**

$$M_a = 0,4M_0 \dots (\text{appui de rive})$$

$$M_a = 0,5M_0 \dots (\text{appui intermédiaire})$$

**Exemple de calcul :**

$\alpha = L_x/L_y = 4,1/4,65 = 0,88 > 0,4 \Rightarrow$  la dalle travail en deux sens.

$$\alpha = 0,88$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0476 \times 22,21 \times (4,1)^2 = 17,77 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,7438 \times 17,77 = 13,22 \text{ t.m}$$

En travée :

**Sens Lx (rive):**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 17,77 = 13,33 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13,33 \times 10^4}{100(36)^2 \cdot 14,17} = 0,073 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,962$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,33 \times 10^4}{0,962 \times 36 \times 348} = 11,08 \text{ cm}^2$$

On adopte **6T16 / ml** , **A = 12,06 cm<sup>2</sup>/ml**, **S<sub>t</sub> = 17 cm**

**Sens Ly (inter):**

$$M_{ty} = 0,75 \times 13,22 = 9,91 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,91 \times 10^4}{100(36)^2 \cdot 14,17} = 0,053 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,972$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,91 \times 10^4}{0,972 \times 36 \times 348} = 8,15 \text{ cm}^2$$

On adopte **6T14 / ml** , **A = 9,23 cm<sup>2</sup>/ml**, **S<sub>t</sub> = 17 cm**

En appuis :

**Sens Lx et Ly (inter):**

$$M_a = 0,5 \times 13,33 = 6,66 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2.f_{bc}} = \frac{6,66 \times 10^4}{100(36)^2 \cdot 14,17} = 0,036 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,982$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,66 \times 10^4}{0,982 \times 36 \times 348} = 5,41 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T14 / ml** , **A = 6,15 cm<sup>2</sup>/ml** , **S<sub>t</sub> = 20 cm**

Les moments de chaque panneau sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau : VIII.1.:** Moments isostatiques des panneaux à l'ELU

P	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	L <sub>x</sub> /L <sub>y</sub>	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	q <sub>u</sub> (t/m)	M <sub>0x</sub> (kNm)	M <sub>1x</sub> (kNm)	M <sub>0y</sub> (kNm)	M <sub>1y</sub> (kNm)	M <sub>a</sub> (kNm)
P <sub>1</sub>	4,10	4,65	0,88	0,0476	0,7438	22,21	17,77	<b>13,33</b>	13,22	<b>9,91</b>	<b>6,66</b>
P <sub>2</sub>	2,85	4,65	0,61	0,0808	0,3075	22,21	14,57	<b>12,38</b>	4,48	<b>3,36</b>	<b>6,19</b>
P <sub>3</sub>	3,15	4,10	0,76	0,0608	0,5274	22,21	13,40	<b>11,39</b>	7,06	<b>5,29</b>	<b>5,69</b>
P <sub>4</sub>	2,99	4,10	0,73	0,0646	0,4780	22,21	12,82	<b>10,89</b>	6,12	<b>4,59</b>	<b>5,45</b>
P <sub>5</sub>	2,83	4,10	0,69	0,0697	0,4181	22,21	12,39	<b>10,53</b>	5,18	<b>3,88</b>	<b>5,26</b>
P <sub>6</sub>	2,83	3,55	0,79	0,0573	0,5786	22,21	10,19	<b>8,66</b>	5,89	<b>4,41</b>	<b>4,33</b>
P <sub>7</sub>	2,83	3,35	0,87	0,0486	0,7244	22,21	8,68	<b>7,34</b>	6,26	<b>4,69</b>	<b>4,32</b>
P <sub>8</sub>	2,85	3,15	0,90	0,0456	0,7834	22,21	8,22	<b>6,98</b>	6,44	<b>4,83</b>	<b>4,11</b>
P <sub>9</sub>	2,85	2,85	1,00	0,0368	1,0000	22,21	6,60	<b>5,61</b>	6,60	<b>4,21</b>	<b>3,30</b>
P <sub>10</sub>	2,83	2,85	0,99	0,0376	0,9771	22,21	6,68	<b>5,67</b>	6,38	<b>4,78</b>	<b>2,83</b>

Donc le ferrailage de la dalle de radier se fait comme suite:

Nappe supérieure dans les deux sens : **6T16 / ml** , **A = 12,06 cm<sup>2</sup>/ml** , **S<sub>t</sub> = 17 cm**

Nappe inférieure dans les deux sens : **4T14/ ml** , **A = 6,15 cm<sup>2</sup>/ml** , **S<sub>t</sub> = 20 cm**

**Tableau : VIII.2.:** Moments isostatiques des panneaux à l'ELS

P	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	L <sub>x</sub> /L <sub>y</sub>	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	q <sub>u</sub> (t/m)	M <sub>0x</sub> (kNm)	M <sub>1x</sub> (kNm)	M <sub>0y</sub> (kNm)	M <sub>1y</sub> (kNm)	M <sub>a</sub> (kNm)
P <sub>1</sub>	4,10	4,65	0,88	0,0476	0,7438	12,92	10,33	<b>8,78</b>	7,68	<b>5,76</b>	<b>3,89</b>
P <sub>2</sub>	2,85	4,65	0,61	0,0808	0,3075	12,92	8,48	<b>7,20</b>	2,60	<b>1,95</b>	<b>3,60</b>
P <sub>3</sub>	3,15	4,10	0,76	0,0608	0,5274	12,92	7,79	<b>6,62</b>	4,11	<b>3,08</b>	<b>3,31</b>
P <sub>4</sub>	2,99	4,10	0,73	0,0646	0,4780	12,92	7,46	<b>6,34</b>	3,56	<b>2,67</b>	<b>3,17</b>
P <sub>5</sub>	2,83	4,10	0,69	0,0697	0,4181	12,92	7,21	<b>6,12</b>	3,01	<b>2,26</b>	<b>3,06</b>
P <sub>6</sub>	2,83	3,55	0,79	0,0573	0,5786	12,92	5,92	<b>5,03</b>	3,43	<b>2,57</b>	<b>2,50</b>
P <sub>7</sub>	2,83	3,35	0,87	0,0486	0,7244	12,92	5,02	<b>4,26</b>	3,63	<b>2,75</b>	<b>2,13</b>
P <sub>8</sub>	2,85	3,15	0,90	0,0456	0,7834	12,92	4,78	<b>4,06</b>	3,74	<b>2,80</b>	<b>2,03</b>
P <sub>9</sub>	2,85	2,85	1,00	0,0368	1,0000	12,92	3,86	<b>3,28</b>	3,68	<b>2,76</b>	<b>1,64</b>
P <sub>10</sub>	2,83	2,85	0,99	0,0376	0,9771	12,92	3,89	<b>3,30</b>	3,80	<b>2,85</b>	<b>1,65</b>

**1.5.2. Vérification des contraintes à l'E.L.S:**

**En travée (dans les deux sens):**

**Détermination de la position de l'axe neutre:**

$$by^2/2 - 15As(d - y) = 0; As = 9,24\text{cm}^2 ; M=7,98 \text{ KN.m}$$

$$50y^2 + 138,6y - 4365,9 = 0 \Rightarrow y = 8,06\text{cm}$$

**Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta As(d - y_1)^2 = \frac{100(8,06)^3}{3} + 15 \times 9,24(31,5 - 8,06)^2$$

$$I = 93605,05\text{cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{7,98 \times 10^4}{93605,05} \times 8,06 = 6,87 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_c28 = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

**Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

Pour une fissuration préjudiciable, on a:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{7,98 \times 10^4}{93605,05} (31,5 - 8,06) = 299,74\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 299,74\text{Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 202\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on doit augmenter la section d'armatures tractées

Soit : **7T16 / ml** , **A = 14,07 cm<sup>2</sup>/ml**, **S<sub>t</sub> = 15cm**

Ce qu'il donne :

$$y_1 = 9,61\text{cm}$$

$$I = 130712,73\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 200,46\text{Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 202\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**En appuis (dans les deux sens):**

**Détermination de la position de l'axe neutre:**

$$by^2/2 - 15As(d - y) = 0 ; As = 5,65\text{cm}^2 ; M=4,69 \text{ KN.m}$$

$$50y^2 + 115,5y - 2669,63 = 0 \Rightarrow y = 6,51\text{cm}$$

**Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta As(d - y_1)^2 = \frac{100(6,51)^3}{3} + 15 \times 5,65(31,5 - 6,51)^2$$

$$I = 62122,87\text{cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{4,69 \times 10^4}{62122,87} \times 6,51 = 4,99 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,99 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

**Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{4,69 \times 10^4}{62122,87} (31,5 - 6,51) = 282,89\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 282,89\text{Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 202\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on doit augmenter la section d'armatures tractées

Soit : **6T14 / ml** , **A = 9,24 cm<sup>2</sup>/ml** , **S<sub>t</sub> = 17cm**

Ce qu'il donne :

$$y_1 = 8,06\text{cm}$$

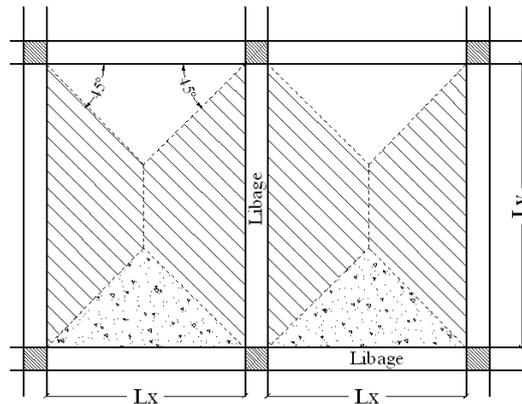
$$I = 93605,05\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 176,16\text{Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 202\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**1.5.3. Ferrailage de poutre libage :**

**Principe de transmission des charges au libage:**



☞ **Figure : VIII.2.** Ligne de rupture d'un panneau

Dans le cas où la dalle travaille en deux sens la transmission des charges et surcharges aux poutres ce fait selon la ligne de rupture représenté par des lignes discontinues suivant un angle de 90° d'où chaque poutre reprendre les charge de surface au voisinage

Les poutres libage sont considérées comme des poutres contenues et les sollicitations de calcul sont évaluées par les méthodes de RDM ou bien modalisées par l'un des logiciels d'analyse des structures.

Pour notre projet en fait la modalisation par «ETABS»

- **Résultats obtenues :**

- **Sens longitudinale (X) :**

$$M_a = 65,61 \text{ t.m}$$

$$M_t = 74,91 \text{ t.m}$$

$$T_{\max} = 66,30 \text{ t}$$

$$b = 45 \text{ cm} , h = 75 \text{ cm} \Rightarrow d = 68 \text{ cm}$$

-**Ferrailage :**

-En appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{65,61 \times 10^4}{45(68)^2 \cdot 14,17} = 0,222 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,873$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{65,61 \times 10^4}{0,873 \times 68 \times 348} = 31,76 \text{ cm}^2$$

On adopte :(4T20 ,4T20 ,4T16)

-En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{74,91 \times 10^4}{45(68)^2 \cdot 14,17} = 0,254 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,851$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{74,91 \times 10^4}{0,851 \times 68 \times 348} = 37,19 \text{ cm}^2$$

On adopte :(4T20, 4T20 ,4T16 ,4T14)

**- Sens transversal(y) :**

$$M_a = 44,16 \text{ t.m}$$

$$M_t = 43,87 \text{ t.m}$$

$$b = 45 \text{ cm} , h = 75 \text{ cm} \Rightarrow d = 68 \text{ cm}$$

**-Ferrailage :**

-En appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{44,16 \times 10^4}{45(68)^2 \cdot 14,17} = 0,149 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,918$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{44,16 \times 10^4}{0,918 \times 68 \times 348} = 20,32 \text{ cm}^2$$

On adopte :(4T14 ,4T16 ,4T20)

-En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{43,87 \times 10^4}{45(68)^2 \cdot 14,17} = 0,148 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,919$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{43,87 \times 10^4}{0,919 \times 68 \times 348} = 20,17 \text{ cm}^2$$

On adopte :(4T14 ,4T16 ,4T20).

**Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{66,30}{0,45 \times 0,68} = 216,66 \text{ t/m}^2 = 2,16 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**2.5.4. Armatures de peau :**

Ce sont des armatures réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins **3 cm<sup>2</sup>** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc :  $A_s = 3 \times 2 \times (0,45 + 0,75) = 7,20 \text{ cm}^2$

Soit : **4T14+2T12** ,  $A_s = 8,42 \text{ cm}^2$

**1.5.5. Armatures transversales :**

**Diamètre:**  $\phi_t \leq \min(h/35; \Phi_1; b/10) = \min(21,43; 16; 4,5) = 16 \text{ mm}$   
 on prend  $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

**Espacement :**

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1\right) = \min(18,75; 19,2) = 18,75 \text{ cm}$

on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}}{0,8 f_e}$

$\Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{tj}) b_0 S_t}{0,8 f_e} = \frac{(1,78 - 0,3 \times 2,1) \times 75 \times 15}{0,8 \times 400} = 4,04 \text{ cm}^2$

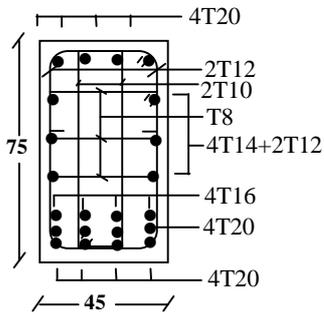
Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 2T12+2T10 ,  $A = 3,84 \text{ cm}^2$ .

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2 ; 0,4 \text{ Mpa}) = \max(0,89; 0,4 \text{ MPa}) = 0,89 \text{ MPa}$

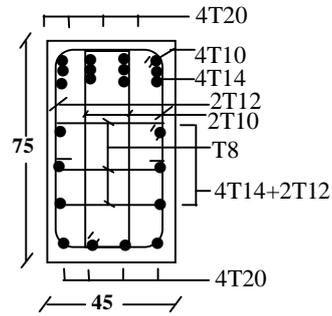
$\frac{3,84 \times 400}{45 \times 15} = 2,27 > 0,89 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Schéma de ferrailage :

– Sens x :

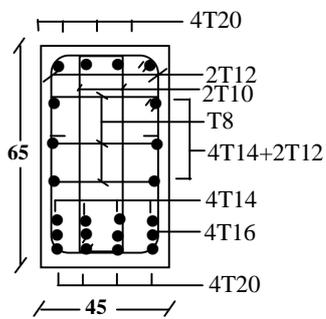


**En appuis**

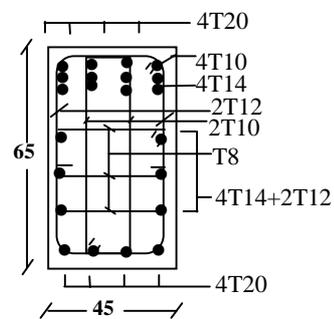


**En travée**

– Sens y :



**En appuis**



**En travée**

☞ *Figure :VIII.3.* Ferrailage du libage

## Conclusion Générale

---

L'étude de notre projet de fin d'étude qui s'intéresse au calcul d'un bâtiment d'habitation R+10 contreventé par un système mixte voiles portiques en béton armé, nous a permis d'exploiter tout ce qu'on a étudié durant les années de spécialité en Génie Civil et on a eu des observations et des constatations déduites des différents chapitres de ce mémoire.

La structure a été étudiée en tenant compte du principal critère à savoir, la résistance, la sécurité et l'économie.

■ La résistance :

Vu les résultats de calcul obtenus, notre structure vérifie toutes les conditions de résistance, et elle est considérée comme une structure stable et rigide.

■ La sécurité :

Toutes les vérifications relatives exigées par les différents règlements de construction (BAEL 91-RPA 99 version 2003) ont été satisfaisantes.

■ L'économie :

L'économie étant un facteur déterminant et ceci a été traduit dans notre projet par le choix optimum des sections de béton et des aciers pour tous les différents éléments résistants.

En fin, l'utilisation de l'outil informatique et les divers logiciels de Génie Civil disponibles, plus particulièrement le l'ETABS, nous a permis d'optimiser les éléments résistants par la modélisation de notre structure vis-à-vis de l'action sismique et les charges verticales.

On espère que ce projet sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle.

## *Références bibliographiques*

## Références bibliographiques

- ▀ Cours de béton armé "B.A.E.L.91" Jean -Pierre Mougine
- ▀ Règles parasismiques algériennes "RPA99 modifier 2003"
- ▀ Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R. B.C. 2.2
- ▀ Calcul des ouvrages en béton armé M.BEL AZOUGUI
- ▀ Le béton armé aux états limites M.BEL AZOUGUI
- ▀ Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché«D.T.R.-B.C.-2.42 »
- ▀ Mémoires de fin d'étude