

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.

---



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES  
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

Présenté par :

Kadaoui abdelwaheb

Kaddouri mohamed yassine

*Sujet du mémoire*

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation  
(RDC+ 8 étages) implanté à Mascara

M<sup>me</sup>. KHELIFA.Z

Rapporteur

Mr. TLIDJI.Y

Examineur

Mr. DRAICHE.K

Examineur

Promotion : 2019/2020

## ***Remerciements***

Notre parfaite gratitude et remerciements à  
ALLAH le tout puissant et miséricordieux, qui  
nous a donné la force, le courage et la volonté  
pour établir ce travail.

Nos remerciements à nos parents qui nous ont  
suivis pendant nos études.

Et c'est avec une profonde reconnaissance et  
considération particulière à notre  
encadreur Mme KHELIFA ZOUBIDA pour son  
soutien, ses conseils judicieux et sa bienveillance  
durant l'élaboration de ce projet.

Nous saisissons également cette opportunité  
pour remercier les membres du C.T.C Tiaret  
pour leur aide.

Aussi nous exprimons nos reconnaissances à  
tous les membres du jury d'avoir accepté  
d'examiner ce travail afin de Enrichir par  
leurs propositions.

Enfin, nous adressons nos plus sincères  
remerciements à tous ceux qui nous ont aidé  
de près ou de loin pour la réalisation de ce projet  
de fin d'étude.

## *Dédicace*

*En signe de respect et reconnaissance.*

*Je dédie ce modeste travail à:*

- *Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
- *Mr TOUFIK et SAAD qui m'ont aidé pour élaborer ce travail.*
- *Mon frère "NADIR" et ma sœur "RADJAA"*
- *Mesami(e)s HAKIM, MOSTAPHA, IKRAM, ISMAHANE.*
- *A toute la promotion 2020*
- *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

• *ABDELWAHEB*

## *Dédicace*

*En signe de respect et reconnaissance.*

*Je dédie ce modeste travail à:*

- *Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
- *Mr TOUFIK et SAAD qui m'ont aidé pour élaborer ce travail.*
- *Mesami(e)s MOSTAPHA, AMER, KADA.*
  - *A toute la promotion 2020*
- *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

• *Mohamed Yassine*

## ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة التخرج قمنا بدراسة عمارة سكنية ذات بنية خرسانية متكونة من طابق أرضي 8 طوابق، هذا الإنجاز سيتم بناءه بولاية معسكر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية ذات الصنف IIB إستقرار البناية مضمون ومحقق بواسطة عارضات ذاتية الإستقرار والجدران المسلحة.

إختيار مختلف العناصر المشكلة للبناية صممت طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (RPA99V2003, BAEL91....)

كلمات مفتاحية: خرسانة مسلحة، عارضات ذاتية الإستقرار، الجدران المسلحة.

## Résumé

Dans le cadre de la préparation de soutenance de notre projet de fin d'étude, nous avons étudié un bâtiment de 8 étages avec RDC, à usage d'habitation. Ce projet est implanté à MASCARA ville, classé en zone II du point de vu sismique.

La stabilisation du bâtiment est assuré par un système de portique auto stable plus voiles de contreventement.

Le choix des différents éléments constituant la structure est réalisée conformément aux règlements utilisés actuellement en Algérie (RPA99V 2003, BAEL91...)

**Mots clé:** béton armé, contreventement, voiles.

## ABSTRACT

As part of the preparation for the defense of the end of the study project, we studied a building consists of a ground floor and seven stories for residential use. This project is located in MASCARA which is classified as seismic zone IIB.

The stabilization of the building is provided by a system of stable self and bracing sails.

The choice of different constituent's structure is in accordance with the regulation currently used in Algeria (RPA99V2003, BAEL 91...)

**Key word:** reinforced concrete, bracing sails.

# Sommaire

---

Sommaire .....	I
liste des figures.....	XI
liste des tableaux .....	XII
liste des notations .....	XIII
Introduction générale .....	1
<b>Chapitre I : présentation de l'ouvrage</b>	
I.1- Présentation de l'ouvrage : .....	3
I.1.1- Caractéristique géométrique (dimensions des plans): .....	3
I.1.2- Ossature et système constructif adopté :.....	4
I.1.2.1- Ossature : .....	4
I.1.2.2- Planchers : .....	4
I.1.2.3- Escaliers : .....	4
I.1.2.4- Maçonnerie :.....	4
I.1.2.5- Revêtement : .....	4
I.1.2.6- Isolation : .....	5
I.1.3- Caractéristiques géotechniques du sol :.....	5
I.1.4- Caractéristiques mécaniques des matériaux : .....	5
I.1.4.1-Le Béton : .....	5
I.1.4.1.1- Résistance mécanique : .....	6
a- Résistance caractéristique à la compression : .....	6
b- Résistance caractéristique à la traction : .....	6
I.1.4.1.2- Déformation et contraintes de calcul :.....	7
a-Diagramme parabole - rectangle : .....	7
b-Diagramme rectangulaire : .....	8
I.1.4.1.3- Contrainte admissible de cisaillement : .....	8
I.1.4.1.4- Modules de déformation longitudinale du béton : .....	9
I.1.4.1.5 - Coefficient de poisson : .....	9
I.1.4.2- Les Aciers :.....	9
I.1.4.2.1- Diagramme déformation- contrainte de calcul : .....	9
1.1.4.2.2- Contraintes limites de traction des armatures : .....	10
1.2-Etats limites :.....	10
I-2.1- E.L.U.R: .....	10
I-2.1.1- Hypothèses de calcul :.....	11
I-2.1.2- Règles des trois pivots:.....	11

# Sommaire

---

I-2.2- E.L.S:.....	12
I-2.2.1- Hypotheses de calcul :.....	12
<b>Chapitre II :pré dimensionnement des éléments</b>	
II.1-Introduction:.....	14
II.2- Pré dimensionnement du plancher: .....	14
II.3-Descente de charges: .....	14
II.3.1-charge permanente : .....	14
II.3.1.1-plancher terrasse inaccessible : .....	14
II.3.1.2-Plancher étage courant : .....	15
II.3.1.3-murs extérieur :.....	15
II.3.1.4-murs intérieur : .....	15
II.3.1.5 : Escaliers :.....	15
II.3.1.6: Balcons : .....	16
II.3.1.7 Acrotère : .....	16
II.3.2-Surcharge d'exploitation :.....	16
II.3.3-La dégression de la surcharge d'exploitation (D.T.R.B.C article 63) : .....	16
II.4- Pré dimensionnement des poutres : .....	17
II.4.1-Sens longitudinal : .....	17
II.4.1.1-Poutre principale : .....	17
II.4.2- Sens transversal :.....	18
II.4.2.1- Poutre secondaire : .....	18
II-5-Pré dimensionnement des poteaux :.....	18
II-5-1-Principe:.....	18
II-5-2- Surface du poteau le plus sollicité :.....	19
II-5-3- Exemple de calcul : .....	19
a-Pré-dimensionnement des poteaux de type 01:.....	19
a-1-Caleul de l'effort normal sollicitant les poteaux $N_u$ : .....	19
a-1-1-les efforts de compression due aux charges permanentent $N_g$ :.....	19
a-1-2 -Les efforts de compression due charge d'exploitation $N_Q$ :.....	19
a-2-Détermination de la section du poteau (a, b) de type 01 : .....	20
b-Détermination de "a" :.....	20
b-1-Vériticiation de flambement: .....	20
c-Détermination de (b): .....	21
d-Vérification des conditions du "RPA99 version 2003": .....	21

# Sommaire

---

## Chapitre III :calcul des planchers

III .CALCUL DES PLANCHERS :.....	23
III.1.Introduction .....	23
III.1.1.Dimensionnement des poutrelles : .....	23
a) Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :.....	24
b) 1 <sup>er</sup> phase (avant le coulage de la dalle de compression) : .....	24
b.1.Evaluation des charges et calcul des combinaisons : .....	24
b.2.Ferraillage de la poutrelle :.....	25
c) 2 <sup>ième</sup> phase (après le coulage de la dalle de compression) :.....	25
III.1.2.Méthode de calcul des poutrelles :.....	25
III.1.2.1.Méthode forfaitaire :.....	25
1) Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :.....	27
2) cas d'une travée de rive : .....	28
III.1.2.2.Méthode des trois moments : .....	28
III.1.3.Calcul des poutrelles des planchers des étages courants:.....	29
III.1.3.1.Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :.....	29
III.1.3.2.Type des poutrelles: .....	30
III.1.3.3.Calcul des sollicitations :.....	30
III.1.3.3.1 Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 1 : .....	31
a).coefficient forfaitaire de la poutrelle type 1 :.....	31
b) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants suivant E.L.U et E.L.S	
type 2 :.....	31
III.2.3.3.1 Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type2 .....	32
a) Les coefficient forfaitaire de la poutrelle type2 : .....	32
III.2.3.3.2 Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 3 : .....	33
a) les coefficient forfaitaire de la poutrelle type 3 : .....	33
b) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants suivant E.L.U et E.L.S :.....	33
1) Cas des charges minimales sur la travée AB : .....	33
2 )Cas des charges minimales sur la travée AB : .....	34
III.2.1.2.Plancher terrasse:.....	35
I.3.Calcul du ferraillage des poutrelles (à l'ELU) :.....	39
III.3.1.Plancher RDC et étage courant : .....	40
III.3.1.1.Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):.....	40
III.3.1.2.Vérification des contraintes à l'E.L.S : .....	41

## Sommaire

---

III.3.1.3.Vérification au cisaillement : .....	42
III.3.1.3.Calcul Les armatures transversales : .....	42
III.3.1.4.Vérification de la flèche : .....	42
III.3.2.Plancher Terrasse: .....	43
III.3.2.1.Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):.....	43
III.3.1.2..Vérification des contraintes à l'E.L.S : .....	44
III.3.1.3.Vérification au cisaillement : .....	45
III.3.1.4.Calcul Les armatures transversales : .....	45
III.3.1.5.Vérification de la flèche : .....	45
III.4.Calcul le ferrailage de la dalle de compression :.....	46
II.5.Etude de la dalle pleine:.....	47
III.5.1.Dalle au niveau du R.D.C : .....	47
III.5.2.Calcul de ferrailage .....	48

### Chapitre IV : Calcule des éléments secondaire

IV.1 Étude de l'acrotère :.....	54
IV.1.1.Introduction .....	54
IV.1.2) Dimensions : .....	54
IV-1-3-Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée: .....	55
IV-1-4-Calcul du ferrailage (E.L.U): .....	55
IV-1-4-1-Vérification de l'existence des armatures comprimée A' :.....	55
IV-1-4-2Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire: .....	56
IV-1-5-Verification a l'E.L.S: .....	56
IV-1-5-1-Vérification des contraintes (E.L.S.): .....	56
IV-1-5-2-Détermination des contraintes dans le béton comprimé :.....	57
IV-1-5-3-Détermination des contraintes dans l'acier tendu : .....	57
IV-1-5-4-Contrainte de cisaillement : .....	57
IV-1-5-5-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :.....	57
IV.2 Escalier:.....	58
IV.2.1 Introduction:.....	58
<u>IV.2.2.Dimensions des escaliers:</u> .....	59
<u>IV.2.3.Dimensionnement des marches et contre marches</u> : .....	59
IV.2.4 épaisseur de la paillasse (ev):.....	60
IV.2.5épaisseur du palier (ep): .....	61

## Sommaire

---

IV.2.6 Calcul moment max en travée à L.E.L.U:.....	61
IV.2.7 Calcul du moment max a travée à L.E.L.S: .....	62
IV.3 Ferrailage: .....	62
IV.3.1 <u>Vérification des contraintes à l'E.L.S:</u> .....	62
IV.3.2Condition de non fragilité: .....	63
IV.3.3Armature de répartition :.....	63
IV.3.4Condition de non fragilité : .....	63
IV.3.5Armature de répartition:.....	63
IV.3.6Vérification des contrainte à L.E.L.S:.....	64
Iv.3.7. étude de la poutre brisée: .....	66
IV.3.8 Ferrailage ( E.L.U):.....	67
IV.3.9 Justification vis à vis de l'effort tranchant:.....	68
IV.3.10 vérification de contrainte à L'E.L.S: .....	68
IV.3.11 vérification de la flèche:.....	69
IV.3.12 pourcentage minimale des armatures transversales: .....	70
IV.4 L'ascenseur: .....	70
IV.4.1 Introduction : .....	70
IV.4.2 L'étude de l'ascenseur :.....	71
IV.4.3 calcul des charges totales eqv: .....	72
IV. 4.4 les moment aux charge concentrée .....	74
IV.4.5 moment au charge répartie:.....	74
IV.4.6 les moment retenus sont:.....	74
IV.4.7calcul du ferrailage de la dalle: .....	75
IV.4.8 section minimale des armatures: .....	76
IV.4.9 choix des aciers: .....	76
IV.4.10 Armature transversales:.....	77
IV.4.11 les vérification à L'ELS:.....	78
IV.4.12 Les moment due aux charges consentré : .....	78
IV.4.13 Moment due aux charges répartie (poids propre): .....	78
IV.4.14 Les moment due aux charges répartie (E.L.S) : .....	79
IV.4.15 Les moment appliqués au centre d'impact du rectangle : .....	79
IV.4.16 Les moments retenue : .....	79
IV.4.17 Verification des contraintes dans le beton : .....	79
IV.5 disposition du ferailage : .....	81

## Sommaire

---

IV.5.1 Arrêt des basses : .....	81
IV.5.2 Cas des charges uniformes : .....	81
IV.5.3. Arrêt des barres sur appuis : .....	81
IV.4.4 Arrêt des barres en travée dans les deux sens : .....	81
IV.5.5 Voile de la cage d'ascenseur : .....	81

### Chapitre V: Étude sismique du bâtiment

V.1 Introduction : .....	82
V.2 Présentation du logiciel ETABS : .....	82
V.3 Méthode de calcul : .....	82
V.4 Méthode d'analyse modale spectrale : .....	83
V.4.1 Principe de la méthode : .....	83
V.4.2 Spectre de réponse de calcul : .....	83
V.4.3 Nombre de mode à considérer : .....	84
V.5 Calcul sismique : .....	84
V.5.1 Définition des masses : .....	84
V.5.2 Calcul des coefficients de participation modale : .....	85
V.6 Calcul de l'effort sismique à la base : .....	85
V.6.1 Principe de la méthode statique équivalente : .....	85
V.6.2 Calcul de la force sismique totale : .....	86
V.7 Calcul des déplacements : .....	89

### Chapitre VI: Ferrailage des portiques

VI.1 Introduction: .....	92
VI.1.1 Les combinaisons de calcul: .....	92
VI.2 Ferrailage des poutres : .....	92
VI.2.1 Méthode de calcul : .....	92
VI.2.2 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales : .....	93
VI.2.3 cas de l'étage courant .....	93
VI.2.3.1 Ferrailage d'une poutre : .....	93
VI.2.3.1.1 sens longitudinal : « poutre principale (30x45) cm <sup>2</sup> » .....	93
a) Armatures longitudinales : .....	93
a.1) Ferrailage sur appuis : .....	94
a.2) Ferrailage en travée: .....	94
VI.2.3.2 Vérification du ferrailage de la poutre: .....	95
a) condition de non fragilité: .....	95

## Sommaire

---

b) contrainte de cisaillement: .....	95
c) Détermination du diamètre des armatures transversal: .....	95
d) l'espacement: .....	95
e) vérification de la section d'armatures minimale: .....	95
f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis: .....	96
h) entrainement des armatures: .....	96
h.1) Vérification de la contrainte d'adhérence:.....	96
h.2) Ancrage des armatures tendues :.....	97
h.3) Calcul des crochets : .....	97
h.4) La longueur de recouvrement: .....	97
j) Vérification de la flèche:.....	98
VI.2.4 Les tableaux récapitulatifs du ferrailage des différents niveaux:.....	98
a)Sens longitudinal: "poutre principale (30*45) cm <sup>2</sup> ".....	98
a.1) Poutre de rive: .....	98
a.2) poutre intermédiaire: .....	98
b) sens transversal : « poutre secondaire (30x35) cm » : .....	98
b.1) Poutre de rive .....	99
b.2) Poutre intermédiaire:.....	99
VI.3 Ferrailage des poteaux : .....	99
a) Méthode de calcul : .....	99
b) Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 : .....	100
VI.3.1. Exemple de calcul: .....	100
VI.3.1.1 Les sollicitations défavorables: .....	100
VI.3.1.2 Calcul d'un poteau :.....	101
VI.3.1.3 Vérifications de la contrainte de cisaillement: .....	102
VI.3.1.4 Calcul des armatures transversales : .....	103
a) Le diamètre des armatures transversales :.....	103
b) l'espacement: .....	103
c) calcul de l'élanement géométrique: .....	103
d) Quantité d'armatures transversales minimales: .....	103
e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales : .....	104
f) Détermination de la zone nodale : .....	104

### **Chapitre VII: Calcul des ferrailages des voiles**

VII.1. Introduction.....	106
--------------------------	-----

## Sommaire

---

VII.2. Calcul des voiles par la méthode des contraintes : .....	107
VII.3 Armatures verticales : .....	108
VII.4 Armatures horizontales : .....	108
VII.5 Armatures transversales :.....	108
VII.6 Ferrailage des voiles : .....	109
a) Détermination des contraintes:.....	109
b) Calcul des armatures verticales :.....	109
c) Calcul des armatures horizontales : .....	110
d) Calcul des armatures transversales :.....	110
e) Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_b$ : .....	110
f) Disposition des armatures : .....	111

### **Chapitre VIII: Étude de l'infrastructures**

VIII.1 Introduction : .....	114
VIII.2 Étude des fondations .....	114
VIII.2.1 Choix du type de fondations :.....	114
VIII.3 Définition du radier : .....	115
VIII.3.1 Pré dimensionnement du radier : .....	116
VIII.3.2 Ferrailage du radier : .....	118
VIII.4 Ferrailage des poutres de libages : .....	120
VIII. 5 Les armatures de peau :.....	123
Conclusion générale .....	125

# Liste des figures

---

## Chapitre I:Présentation de l'ouvrage

Figure I.1: Vue en perspective .....	3
Figure I.2 : Vue en plan de plancher terrasse .....	4
Figure.I.3 diagramme déformations - contraintes du béton .....	7
Figure I.4: Diagramme rectangulaire .....	8
Figure I.5: Diagramme de déformations – contraintes.....	10
Figure : I.6 : Diagramme des déformations limitéesde la section- Règles des trois pivots.	12

## Chapitre II:pré dimensionnement des éléments

Figure II- 1: Dimension à respecter (RPA) .....	18
Figure II.2. Schéma représentatif du poteau le plus sollicite .....	19

## Chapitre III:Calcul des planchers

Figure. III.1.schéma d'un plancher à corps creux.....	23
Figure. III.2.Schéma explicatif.....	26
Figure. III.3. Schéma explicatif.....	26
Figure.III.4.Schéma explicatif.....	27
Figure.III.5. Schéma explicatif.....	28
Figure.III.6. Schéma explicatif.....	28
Figure.III.7. Schéma explicatif.....	29
Figure.III.8. Schéma explicatif.....	31
Figure. III. 9.Schéma des poutrelles.....	32
Figure.III.10.Schéma explicatif.....	32
Figure.III.11.Schéma explicatif.....	33
Figure.III.12.Schéma cas particulier de la méthode forfaitaire.....	33
Figure.III.13.Schéma cas particulier de la méthode forfaitaire.....	34
Figure.III.14Ferrailage de la dalle de compression.....	46
Figure.III.15.Dessin Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle pleine. ....	51
Figure.III.16.Dessin Ferrailage Inférieur du panneau de la dalle pleine.....	52

## Chapitre IV : Calcule des éléments secondaire

Figure IV.1 coupe transversale de l'acrotère .....	54
Figure IV.2 : disposition des armatures dans l'acrotère .....	58
Figure IV.3 schéma d'un escalier .....	59
Figure IV.4: ascenseur dans un bâtiment .....	71

# Liste des figures

---

## **Chapitre VI: Ferrailage des portiques**

figure VI.1: la zone nodale.....	104
Figure VI.2: Dessin de ferrailages des sections des poteaux. ....	104

## **Chapitre VII : Calcul des ferrailages des voiles**

Figure VII.1 : le comportement d'un voile .....	106
Figure VII. 2: Schéma du voile + poteaux .....	109
Figure VII.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	111
Figure VII.4 : Disposition du ferrailage du voile .....	112

## **Chapitre VIII : Étude de l'infrastructures**

Figure VIII.1 Schéma du panneau le plus défavorable .....	119
Figure VIII.2: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture .....	122
Figure VIII.3: Schéma représentant les armatures de peau.....	123

# Liste des tableaux

---

## **Chapitre I: Présentation de l'ouvrage**

Tableaux I.1: Règles des trois pivots .....	11
---	----

## **Chapitre II:pré dimensionnement des éléments**

Tableau II.1 : La loi de dégression .....	17
---	----

## **Chapitre III:Calcul des planchers**

Tableau 1 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 1. ....	32
Tableau.III.2.Les sollicitations que subit la poutrelle de type 3. ....	35
Tableau.III.4. récapitulatif des résultats obtenus : .....	39

## **Chapitre V:Étude sismique du bâtiment**

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone.....	86
Tableau V.2 : pénalité à retenir pour le critère de qualité .....	86
Tableau V.3 : Coefficient de pondération .....	87
Tableau V.4 : Périodes associées à la catégorie de site.....	88
Tableau V.5 : Pourcentage d'amortissement critique Portiques.....	88
Tableaux V.6 : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.....	90

## **Chapitre VI:Ferraillage des portiques**

Tableau VI.1 : Armatures minimales et maximales pour les poteaux. ....	100
Tableau VI.2: Sollicitations du premier genre .....	100
Tableau VI.3: Sollicitations du deuxième genre .....	101
Tableau VI.4: Ferraillage des poteaux .....	102

## **Chapitre VII:Calcul des ferrailages des voiles**

Tableau VIII.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.....	118
Tableaux VIII.2: ferraillage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale .....	121
Tableaux VIII.3: ferraillage de la poutre sur appui suivant le sens transversale. ....	122

## Notations

---

G: Action permanente	Cp : Facteur de force horizontal
Q : Action d'exploitation	Br : Section réduite
E: Action accidentelle	M: Moment fléchissant
$\overline{\sigma_{bc}}$ : Contrainte admissible du béton	T: Effort tranchant
$\overline{\sigma_{st}}$ : Contrainte admissible d'acier	N: Effort normal
$\tau_u$ : Contrainte ultime de cisaillement	A : Coefficient d'accélération de zone
$\sigma_{bc}$ : Contrainte du béton	D: Facteur d'amplification dynamique
$\sigma_{st}$ : Contrainte d'acier	R: Coefficient de comportement global de la structure
$\tau_u$ : Contrainte de cisaillement	Q : Facteur de qualité
fbc : Contrainte de calcul	W: Poids total de la structure
fcj: Résistance à la compression	V: Force sismique total
ftj : Résistance à la traction	Wi: Poids sismique au niveau « i »
fc28 : Résistance caractéristique a 28 jours	CT: Coefficient de période
Ast: Section d'armature	B : Coefficient de pondération
Ar : Armature de répartition	
$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité béton	
$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité d'acier	
$\Theta$ : Coefficient d'application	
$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement	
$I_{x,y}$ : Moment d'inertie	
$i_x, i_y$ : Rayon de giration	
$\mu_u$ : Moment ultime réduit	
$\alpha$ : Position relative de la fibre neutre	
Z: Bras de levier	
d: Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures	
d': Distance entre les armatures et la fibre neutre	

# **Introduction générale**

---

# Introduction générale

---

Le présent travail est relatif à une étude technique d'une structure en béton armé à usage d'habitation, implanté à Mascara ville, classée en zone sismique 2B.

Il consiste à dimensionner cette structure en béton armé qui est un bâtiment en R+8, Contreventé par un système mixte, voiles - portiques avec interaction.

Le problème qui sera posé à cette structure est d'assurer sa résistance aux différents effets, tout en prenant en considération le coté économique.

Notre travail est structuré de la manière suivante :

- Étude préliminaire du pré dimensionnement des éléments horizontaux (poutres, chaînages et Planchers) et des éléments verticaux (poteaux, murs voiles).
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier, Ascenseur).
- Étude sismique
- Calcul des éléments structuraux
- Calcul des portiques longitudinaux et transversaux qui constituent le squelette de notre structure.
- Calcul des voiles qui sont des éléments de contreventement contre les efforts horizontaux dues au séisme
- Étude des différents éléments de l'infrastructure (radier général, voile périphérique).

**Chapitre I:**

***Présentation de l'ouvrage***

## I.1- Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude (dimensionnement de l'ossature en béton armé) d'un bloc en R+7 avec, implanté à Tiaret, classée en zone de faible sismicité (zone 1) d'après les règles parasismiques Algériennes R.P.A 99 (version 2003).

### I.1.1- Caractéristique géométrique (dimensions des plans):

- Longueur totale du bâtiment.....24.48 m
- Largeur totale du bâtiment.....21.26 m
- Hauteur totale du bâtiment.....25,60 m
- Hauteur du R.D.C et 1er étage .....3,06 m
- Hauteur des étages courants.....3,06 m

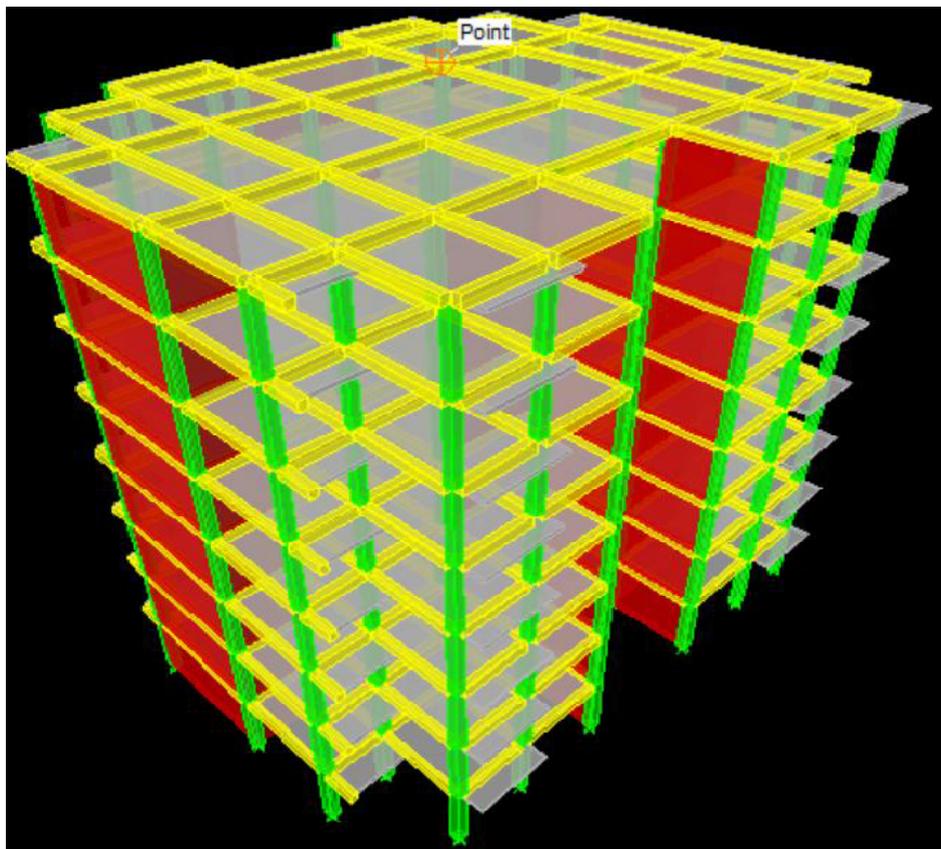


Figure I.1: Vue en perspective

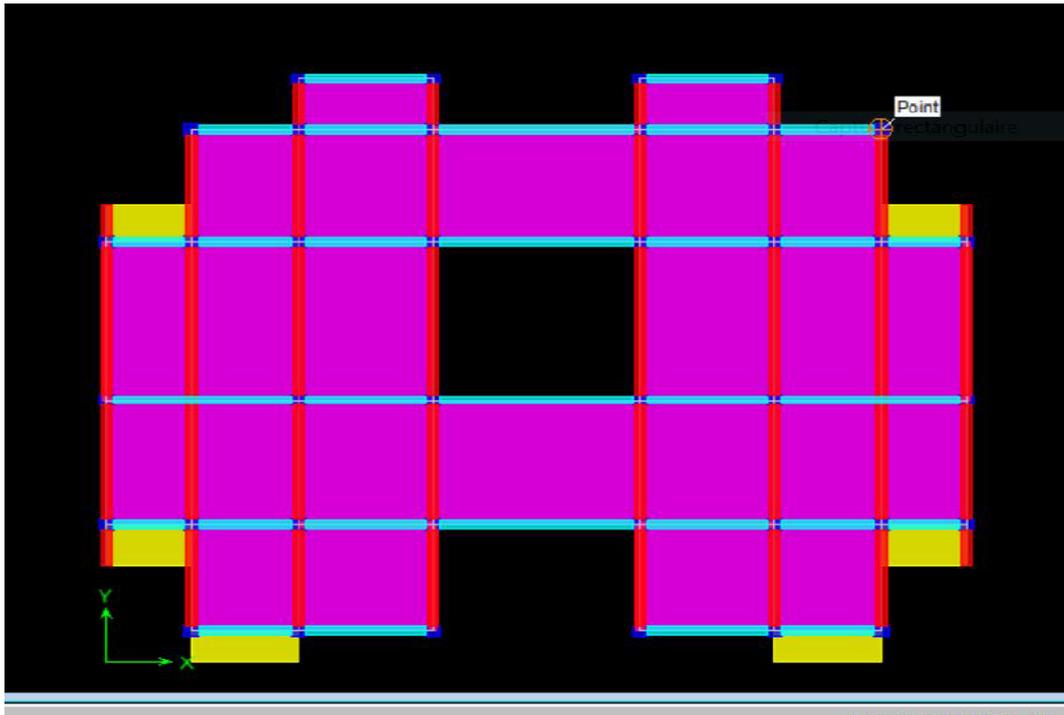


Figure I.2 : Vue en plan de plancher terrasse

## I.1.2- Ossature et système constructif adopté :

### I.1.2.1- Ossature :

La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton (Voiles et portiques).

### I.1.2.2- Planchers :

Les planchers adoptés pour notre structure sont :

- Des planchers à corps creux (16+4)
- Dalle pleine dans la partie de forme irrégulière.

### I.1.2.3- Escaliers :

Escalier à deux volées avec un seul palier utilisés pour l'accès du 1<sup>ème</sup> étage jusqu'au 7<sup>ème</sup> étage.

### I.1.2.4- Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont faits en double cloisons en briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5cm; les cloisons sont faites en simple cloisons de 10 cm d'épaisseur.

### I.1.2.5- Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.

- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

#### **I.1.2.6- Isolation :**

- Isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrènes pour les planchers terrasses et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

#### **I.1.3- Caractéristiques géotechniques du sol :**

Selon le rapport géotechnique du laboratoire LTPO, Le sol d'assise de la construction est un sol non agressif :

- La contrainte du sol est  $\sigma_{\text{sol}} = 1,00$  bars pour un ancrage  $D = 2,5$  m.
- Le poids spécifique de terre  $\gamma = 1,7$  t/m<sup>3</sup>.
- L'angle de frottement interne du sol  $\phi = 35^\circ$
- La cohésion  $C = 0$  (sol pulvérulent).

#### **I.1.4- Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

##### **I.1.4.1-Le Béton :**

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

Le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structures (B.A.E.L.91 et R.P.A 99). La composition d'un mètre cube (mo) de béton courant est comme suit :

350 Kg de ciment .....CPA 325  
 400 L de sable..... dg < 5 mm  
 800 L de gravillons.....dg < 25 mm  
 175 L d'eau de gâchage.

La préparation du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton.

#### **Principaux caractères et avantages :**

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.

- c) Le coulage du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton. Les principaux avantages du béton armé sont :
  - 1) Économie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
  - 2) Souplesse des formes : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
  - 3) Résistance aux agents atmosphériques : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
  - 4) Résistance au feu ; le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

#### **I.1.4.1.1- Résistance mécanique :**

##### **a- Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$$

$$f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28}$$

- pour 28 jours < j < 60 jours ..... f<sub>cj</sub> = f<sub>c28</sub>

- pour j ≥ 60 jours ..... f<sub>cj</sub> = 1,1 f<sub>c28</sub>

Pour notre étude, on prend : f<sub>c28</sub> = 25 Mpa

##### **b- Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours est conventionnellement définie par la relation : f<sub>tj</sub> = 0,6 + 0,06 f<sub>cj</sub>

Donc pour f<sub>c28</sub> = 25 Mpa, f<sub>t28</sub> = 2,1 Mpa.

##### **Méthode de calcul :**

Une connaissance plus précise du comportement du béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul.

**Définition des états limites :**

un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- de sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

Etat limite ultime :

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

Etat limite de service:

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformations excessives des éléments porteurs).

**I.1.4.1.2- Déformation et contraintes de calcul :**

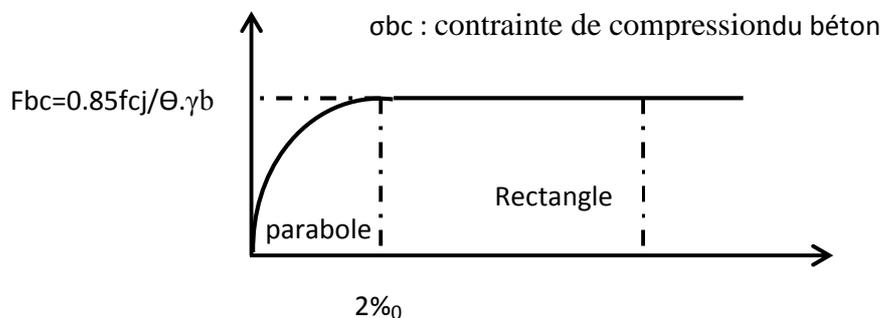
- Etat limite de résistance :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit :

"Parabole -rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

**a-Diagramme parabole - rectangle :**

c'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.



**Figure.I.3 diagramme déformations - contraintes du béton**

Avec :

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

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

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

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

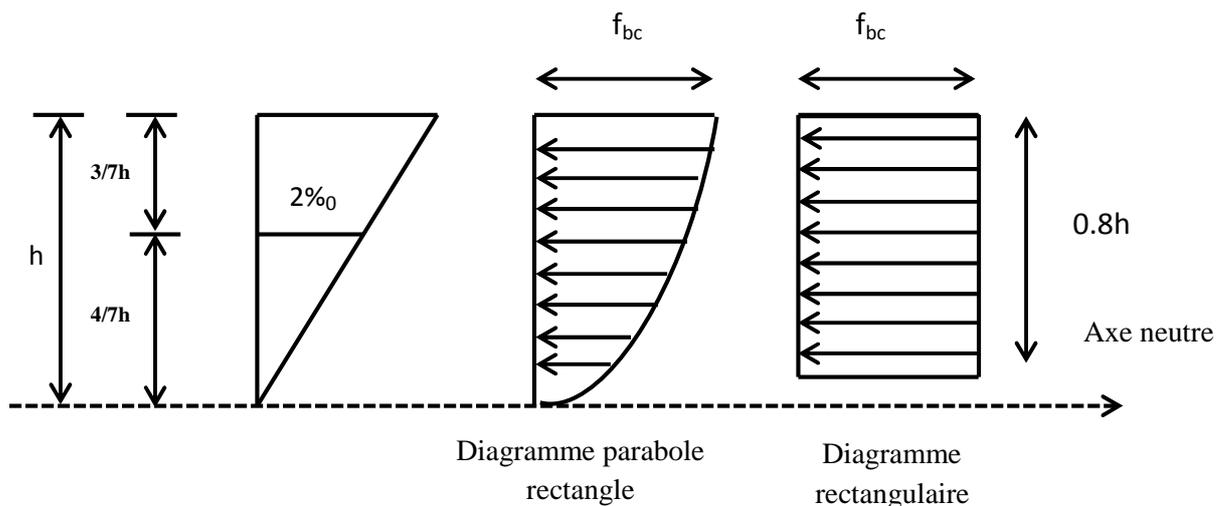
$\gamma_b = 1,5$  cas générale

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

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

### b-Diagramme rectangulaire :

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



**Figure I.4: Diagramme rectangulaire**

#### I.1.4.1.3- Contrainte admissible de cisaillement :

$\tau_u = \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b, 5\text{Mpa})$  Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4\text{Mpa})$  Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

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

$\tau_u = T_u / b_o \cdot d$  avec :  $b_o$ : largeur de la pièce.

$d$ : hauteur utile.

**I.1.4.1.4- Modules de déformation longitudinale du béton :**

-Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h:

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25\text{Mpa} ; E_{i28} = 32164,2 \text{ Mpa.}$$

- Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700(f_{ej})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25\text{Mpa} ; E_{i28} = 10818,9\text{Mpa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

**I.1.4.1.5 - Coefficient de poisson :**

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L)$$

avec:

$(\Delta d/d)$ : déformation relative transversale.

$(\Delta L/L)$ : déformation relative longitudinale.

Il est pris égal à 0,2 pour E.L.S (béton non fissuré)

à 0 pour E.L.U (béton fissuré)

**I.1.4.2- Les Aciers :**

Acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage, les aciers pour le béton armé sont ceux de :

- Nuance pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Nuance mi-dure et dure pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Dans la pratique on utilise les nuances d'aciers suivants :

- Acier naturel (fe E 215, fe E 235)
- Acier à haute adhérence (fe E 400, fe E 500)
- Treillis soudés de maille (150 x 150) mm<sup>2</sup> avec  $\varnothing = 3,5$  mm (T.S.L fe E500)
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à:  $E_s = 200\,000$  Mpa

**I.1.4.2.1- Diagramme déformation- contrainte de calcul :**

$$\sigma_s = f(\varepsilon\%)$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1.15$  cas général.

$\gamma_s = 1.00$  cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers Fe E400.

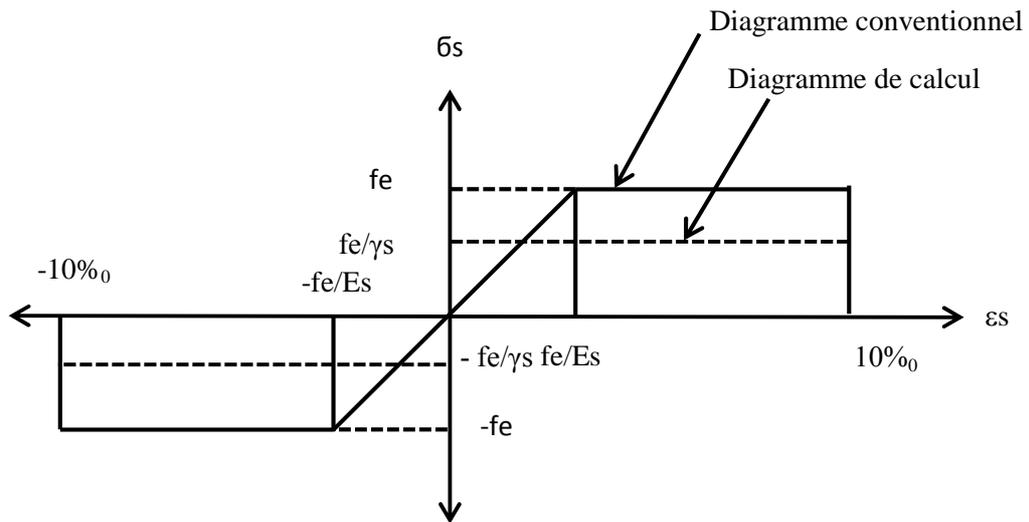


Figure I.5: Diagramme de déformations – contraintes.

#### 1.1.4.2.2- Contraintes limites de traction des armatures :

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

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

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

$\eta$ : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  Pour ronds lisses

$\eta = 1,6$  Pour hautes adhérences avec  $\varnothing \geq 26$ mm

$\eta = 1,3$  Pour hautes adhérences avec  $\varnothing < 26$ mm

Poids volumique :

- Béton armé.....  $\gamma_b = 25$  KN/m<sup>3</sup>
- Béton non armé.....  $\gamma_b = 22$  KN/m<sup>3</sup>
- Acier.....  $\gamma_b = 78,5$  KN/m<sup>3</sup>

#### 1.2-Etats limites :

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R
- Etats limites de service E.L.S

##### I-2.1- E.L.U.R:

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture mine , ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003). On

doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

### I-2.1.1- Hypothèses de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :

$\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$  en flexion composée.

$\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$  en compression simple.

L'allongement de l'acier est limité à:  $\epsilon_{bc} = 10\text{‰}$  L les diagrammes déformations contraintes sont définis pour:

- Le béton en compression.
- L'acier en traction est en compression.

### I-2.1.2- Règles des trois pivots:

On fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir:

- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations son partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- la déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10%
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5%
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2%

**Tableaux I.1: Règles des trois pivots**



$G+Q\pm E$                       G: charge permanente

$G+Q\pm 1,2E$  Avec : Q: charge d'exploitation

$0,8G\pm E$                       E: effort de séisme

## **Chapitre II**

### ***pré dimensionnement des éléments***

## II.1-Introduction:

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

Pour cela nous évaluons une décente des charges et des surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

## II.2- Pré dimensionnement du plancher:

Les planchers c'est l'ensemble horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation et les charges permanentes (cloisons, chapes revêtements...) et les transmettre sur les éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs...)

Dans ce projet les plancher sont des corps creux.

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

$$ht/L \geq 1x/22.5 \quad ht : \text{hauteur totale du planchr}$$

avec

$$ht \geq 360/22.5 = 16 \text{ cm} \quad Lx : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur h-20cm, et l'on choisit des planchers à corps creux de type (16+4) cm constitué d'entre cux (corps creux) de 16 cm d'épaisseur et une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

## II.3-Descente de charges:

### II.3.1-charge permanente :

#### II.3.1.1-plancher terrasse inaccessible :

1-Protection lourd en gravier roulé (5cm).....	1.00KN/m <sup>2</sup>
2-Etanchéité multicouche (2cm).....	0.12KN/m <sup>2</sup>
3-Forme de pente en béton léger (10cm).....	2.00KN/m <sup>2</sup>
4-Isolation thermique en polystyrène (4cm).....	0.16 KN/m <sup>2</sup>
5-Plancher en corps creux +dalle de compression (16+4).....	2.80 KN/m <sup>2</sup>
6-Enduit de plâtre (2m).....	0.2 KN/m <sup>2</sup>

$$G_t = 6,28 \text{ KN/ m}^2$$

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

**II.3.1.2-Plancher étage courant :**

1-Revêtement en carrelage (2cm) .....	0.40 KN/ m <sup>2</sup>
2-Mortier de pose (2cm).....	0.36 KN/ m <sup>2</sup>
3-Lit de Sable sous mortier (2cm).....	0.36 KN/ m <sup>2</sup>
4-Plancher en corps creux (16+4 .....	2.80 KN/ m <sup>2</sup>
5-Cloison en briques creuses (10 cm).....	0.9 KN / m <sup>2</sup>
6-Enduit en plâtre / sous plafond (2cm).....	0.2 KN/ m <sup>2</sup>
	Ge= 5.06 KN/ m <sup>2</sup>
	Qe= 1.5 KN/ m <sup>2</sup>

**II.3.1.3-murs extérieur :**

1-Enduit en plâtre extérieure (1.5cm).....	0.27 KN/ m <sup>2</sup>
2- Brique creuse (15cm).....	1.30KN/ m <sup>2</sup>
3-Enduit en plâtre intérieure (1.5cm).....	0.27KN/ m <sup>2</sup>
4- Brique creuse (10cm).....	0.27 KN/ m <sup>2</sup>
	G=2.75 KN/ m <sup>2</sup>

**II.3.1.4-murs intérieur :**

1-Enduit en plâtre extérieure (1.5cm).....	0.27 KN/m <sup>2</sup>
2- Brique creuse (15cm).....	0.90KN/m <sup>2</sup>
3-Enduit en plâtre intérieure (1.5cm).....	0.27KN/m <sup>2</sup>
	G = 1.44 KN/m <sup>2</sup>

**II.3.1.5 : Escaliers :****A: Palier de repos :**

Carrelage (20 cm).....	0.40 KN/ m <sup>2</sup>
Mortier de pose (20cm).....	0.40 KN/ m <sup>2</sup>
Lit de sable (18 cm) .....	0.36 KN/ m <sup>2</sup>
Poids propre du palier (25 cm).....	3.75 KN/ m <sup>2</sup>
Enduit de ciment (10 cm).....	0.2 KN/ m <sup>2</sup>
	G= 5.11 KN/ m <sup>2</sup>
	Q= 2.5 KN/ m <sup>2</sup>

**B: volée d'escalier (paillasse) :**

Carrelage horizontale (20 cm).....	0.40 KN/ m <sup>2</sup>
Carrelage ver (20cm).....	0.23 KN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose (20 em).....	0.40 KN/m <sup>2</sup>

Poids de marches (22 cm) .....	1.87 KN/m <sup>2</sup>
Paillasse (25 cm) .....	4.45 KN/m <sup>2</sup>
Enduite ciment (10 cm) .....	0.20 KN/m <sup>2</sup>
Garde –corps.....	0.15 KN/m <sup>2</sup>
	G=7.70 KN/ m <sup>2</sup>
	Q=2.50 KN/ m <sup>2</sup>

**II.3.1.6: Balcons :**

Dalles pleines (15 cm) .....	3.70 KN/ m <sup>2</sup>
Lit de sable (2 cm).....	0.35 KN/ m <sup>2</sup>
Mortier de pose (2 cm) .....	0.40 KN/ m <sup>2</sup>
Carrelage (2 cm).....	0.43 KN/ m <sup>2</sup>
Enduit en ciment (1.50 cm).....	0.30 KN/m <sup>2</sup>
	G=35.18 KN/ m <sup>2</sup>
	Q=3.50 KN/ m <sup>2</sup>

**II.3.1.7 Acrotère :**

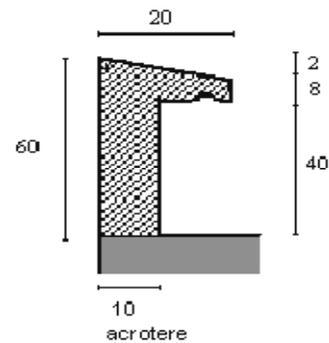
Surface d'acrotère :

$$S=(0.02 \times 0.2) / 2 + (0.08 \times 0.2) + (0.1 \times 0.5) = 0.068 \text{ m}^2$$

$$G = 0.068 \times 25 = 1.70 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 1.70 \text{ KN/m}$$

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



**II.3.2-Surcharge d'exploitation :**

- 1) Surcharge d'exploitation du plancher courants (habitation) Q= 1,50 KN/ m<sup>2</sup>
- 2) Surcharge d'exploitation du plancher terrasse Q= 1.00 KN/ m<sup>2</sup>
- 3) Surcharge d'exploitation du plancher RDC et 1<sup>er</sup> étage (commercial) Q=5.00 KN/m<sup>2</sup>

**II.3.3-La dégression de la surcharge d'exploitation (D.T.R.B.C article 63) :**

Dans les bâtiments à usage d'habitation et pour calculer l'ossature (Poteaux, mur, fondation), on suppose que toutes les surcharges ne s'appliquent pas simultanément sur tous les planchers et on détermine comme suite la surcharge En sur les éléments porteurs du niveau n en fonction des surcharges si appliquée sur les différents niveaux :

$$Q = Q_0 + \left[ \frac{3 + n}{2 \cdot n} \right] * \sum_{i=1}^n Q_1$$

On adoptera pour le calcul

**Tableau II.1** : La loi de dégression

Niveau	La loi de dégression	Q(KN/ m <sup>2</sup> )
Terrasse	$Nq_0=1$ KN/ m <sup>2</sup>	1.00
07	$Nq_1=q_0+q_1$	2.50
06	$Nq_2=q_0+0.95(q_1+q_2)$	3.85
05	$Nq_3=q_0+0.9(q_1+q_2+q_3)$	5.05
04	$Nq_4=q_0+0.85(q_1+q_2+q_3+q_4)$	5.80
03	$Nq_5=q_0+0.8(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7.00
02	$Nq_6=q_0+0.75(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7.75
01	$Nq_7=q_0+0.71(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8.54
RDC	$Nq_8=q_0+0.68(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	9.16

Par application de la loi de dégression des surcharges on a :  $Q=8.45$  KN/m<sup>2</sup>

#### II.4- Pré dimensionnement des poutres :

Selon le **R.P.A 99(version 2003)** l'article : 7.5.1, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4$$

$$b_{\max} \leq 1.5h_t + b_1$$

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

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad h_t: \text{ hauteur totale de la poutre}$$

$$0.3d \leq b \leq 0.4d \quad \text{avec} \quad b: \text{ largeur de la poutre}$$

$$h_t/b \leq 4 \quad L: \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis}$$

d: hauteur utile

On distinguera deux types de poutres :

a- Poutre principale :  $L_{\max} = 4.8$  m

b- b-Poutre secondaire :  $L_{\max} = 4$  m

#### II.4.1-Sens longitudinal :

##### II.4.1.1-Poutre principale :

$$L=450 \text{ cm} \quad 32 \text{ cm} \leq h_t \leq 48 \quad \text{on prend } h_t = 40 \text{ cm}$$

$$d= 0.9h_t \quad 14.4 \leq b \leq 31.6 \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99(version 2003)

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

$h_t = 40\text{cm}>30\text{ cm}$ .....Condition vérifiée

$ht/b=1.33<4\text{cm}$ .....Condition vérifiée

Donc on prend la section des poutres principales (30x45) cm<sup>2</sup>

## II.4.2- Sens transversal :

### II.4.2.1- Poutre secondaire :

$L=400\text{ cm}$                        $26.6\text{cm}\leq h_t\leq 40$     on prend  $h_t = 25\text{ cm}$

$d= 0.9h_t$                        $12.6\leq b\leq 25.2$     on prend  $b = 30\text{ cm}$

D'après le R.P.A 99(version 2003) :

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

$h_t = 35\text{cm}>30\text{ cm}$ ..... Condition vérifiée

$ht/b=1.16<4\text{cm}$ .....Condition vérifiée

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

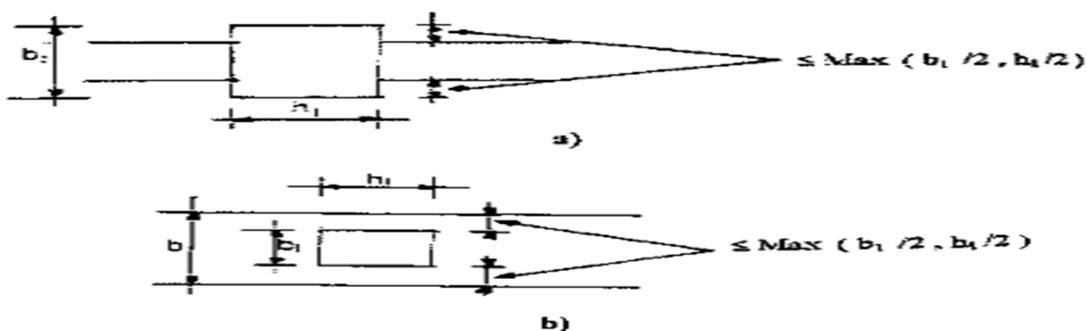


Figure II- 1: Dimension à respecter (RPA)

## II-5-Pré dimensionnement des poteaux :

### II-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 qu'il correspondait un poteau reprendre a surface du plancher la plus importante.

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

On distingue trois (03) types de coffrage:

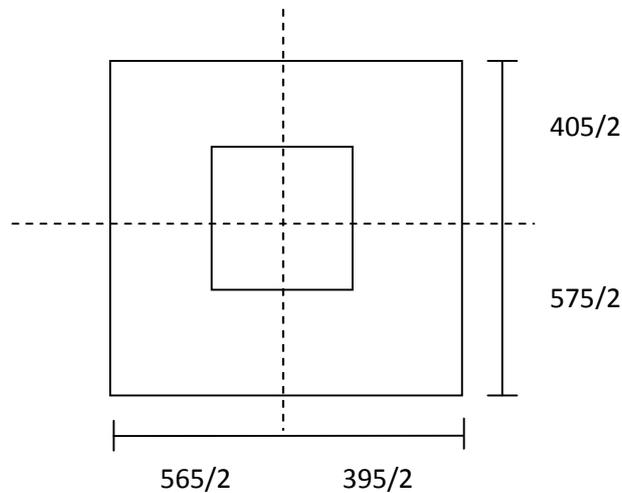
-Type 01: RDC-let 2ème étage.

-Type 02: 3-4-5 eme étage

- Type 03: 6-7-8 eme étage

Pré-dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central)

-La surface est donnée par, (Figure II-5):



**Figure II.2.** Schéma représentatif du poteau le plus sollicité

### II-5-2- Surface du poteau le plus sollicité :

$$S = (2.4+1.9) (2+1.9) = 16.77$$

$$S = 16.77 \text{ m}$$

### II-5-3- Exemple de calcul :

#### a-Pré-dimensionnement des poteaux de type 01:

#### a-1-Caleul de l'effort normal sollicitant les poteaux $N_u$ :

#### a-1-1-les efforts de compression due aux charges permanentent $N_g$ :

plancher terrasse :  $G.S = 6,28 \times 16.77 = 105.31 \text{ kN/m}$

-plancher RDC+ étage courant :  $n.G.S = 8 \times 5.06 \times 16.77 = 678.84 \text{ kN/m}$

$n=8$  (nombre de plancher d'étage courant)

On majore les efforts de 10%

$$N_G = 1,10 (809.05) = 889.95 \text{ kN}$$

#### a-1-2 -Les efforts de compression due charge d'exploitation $N_Q$ :

Par application de la loi de dégression :  $Q=9.16 \text{ kN/m}^2$

$$N_Q = 1,1 \times 9.16 \times 16.77 = 168.97 \text{ KN/m}$$

$$D'où : N_u = 1,35N_G - 1,5N_q = 1,889.95 + 1,5 \times 168.97$$

$$N_u = 1454.89 \text{ kN}$$

**a-2-Détermination de la section du poteau (a, b) de type 01 :**

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

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec

- $(\alpha = f(\lambda))$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ si } \lambda < 50$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ si } 50 < \lambda < 100$$

- $\lambda : \left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$

- $i : \left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

- $I : \left( \frac{bh^3}{12} \right)$

- B: (B=a x b).

- $Y_\beta$ : ( $Y_\beta=1,50$ )...situation durable.

- $Y_s$ : ( $Y_s=1,15$ )..situation durable.

- $f_e$  : ( $f_e=400\text{MPa}$ ).

- $f_{c28}$  : ( $f_{c28}=25\text{MPa}$ ).

- Br: (Br= (a-0,02) (b-0,02)) [m<sup>2</sup>].

**b-Détermination de "a" :****b-1-Vériticationom de flambement:**

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

$$\lambda = Lf/i = 0.7L/i$$

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

$$B = a \cdot b$$

$$I = b \cdot a^3 / 12$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

on a :  $L_0 = 3.06 \text{ m}$  ;

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m} = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_f/i = 214.2/0.289a \leq 50 \rightarrow a \geq 214.2/0.289 \times 50 = 14.82 \text{ cm}$$

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

$$I = 0.289 \times 50 = 11.56 \text{ cm} = 14.45 \text{ cm}$$

$$\Delta = 0.7 L_0/i \rightarrow 214.2/11.56 = 18.52 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### c- Détermination de (b):

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

$$N_u \leq a. \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

$$Br = \text{section réduite} \quad Br = (50-2) \times (b-2) = 48(b-2) \text{ cm}^2$$

$A_s$  = section d'armature longitudinale

$$A_s = 0, 8\% B \dots\dots\dots \text{Zone Ua (selon le RPA l'article 7.4.2.1)}$$

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

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

$$\lambda \leq 50 \rightarrow L_f/i = 214.2/14.45 = 18.52 < 50$$

$$\alpha = 0.85 / (1 + 0.2(\lambda/35)^2)$$

$$\alpha = 0.85 / (1 + 0.2(18.52/35)^2)$$

$$\alpha = 0.80$$

$$N_u \leq 0.81 \left( \frac{48(b-2) \times 25}{0.9 \cdot 1.5} + \frac{0.384(b-2) \times 400}{1.15} \right)$$

$$N_u \leq 0.81 \left( \frac{48(b-2) \times 25}{0.9 \cdot 1.5 \cdot 10} + \frac{0.384(b-2) \times 400}{1.15 \cdot 10} \right)$$

$$N_u = 1454.89 \text{ KN}$$

$$b \geq 19.82 \text{ cm}$$

Donc : on prend  $b = 50 \text{ cm}$ .

### d- Vérification des conditions du "RPA99 version 2003":

D'après l'article 7.4.1 pour une zone sismique I, on doit avoir au minimum:

$$\text{Min (a;b)} = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Min (a;b)} = h_c/20 = 360/20 = 18 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$1/4 < a/b < 4 \rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, On adopte pour des poteaux de type 1 une section carrée  $(a=b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$

# **Chapitre III**

## **Calcul des planchers**

### III .CALCUL DES PLANCHERS :

#### III.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 surcharges d'exploitation,
- **Fonction d'isolation**: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages,

Comme notre projet est à usage de bureaux et d'habitation, on adopte un plancher à corps creux.

-le plancher est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton.

-les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

#### III.1.1.Dimensionnement des poutrelles :

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

On a un seul type de planchers à corps creux  $h_t = 20 \text{cm}$

- { 16cm : corps creux
- { 4cm : dalle de compression

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis

- { Hauteur du plancher  $h_t = 20 \text{cm}$
- { Épaisseur de la dalle de compression  $h_0 = 4 \text{cm}$
- { Largeur de la nervure  $b_0 = 12 \text{cm}$

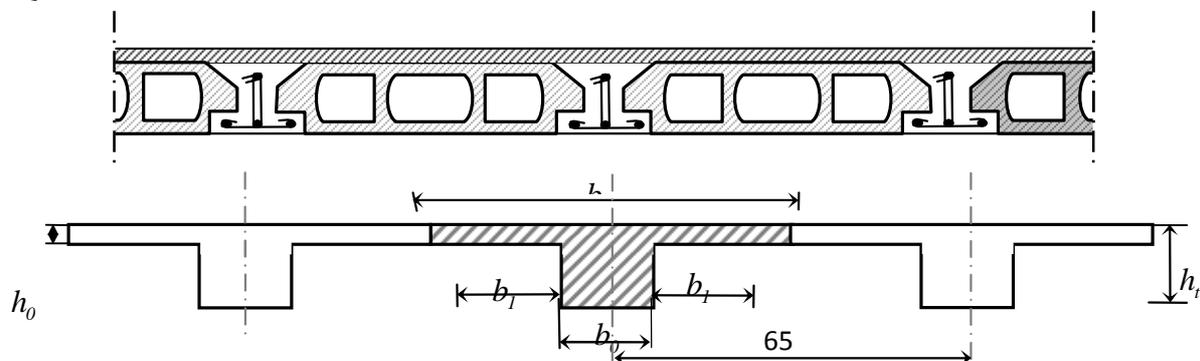


Figure. III.1.schéma d'un plancher à corps creux.

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

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

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

$$L = 4,15 \text{ m} \quad l_1 = 0,65 \text{ m}$$

$$b_1 \leq (l_1 - b_0) / 2 \quad \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq L/10 \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (65-12)/2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 350/10 = 41,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend:  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ .

$$(1) \Rightarrow b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}.$$

Donc : **b=65 cm**

**b) 1<sup>er</sup> phase (avant le coulage de la dalle de compression) :**

Dans cette phase les poutrelles sont supposées simplement appuyées, elles travaillent isostatiquement et elles sont soumises à leurs poids propre, aux poids des hourdis et une surcharge due à l'ouvrier ( $Q = 1 \text{ kN/m}^2$ ). Ces charges engendrent un moment fléchissant ( $M_0 = q l^2 / 8$ ), les poutrelles sont incapables de prendre cette sollicitation, d'où la nécessité

d'un étaieement à mi travée pour diminuer le moment fléchissant.

**b.1. Evaluation des charges et calcul des combinaisons :**

• Charges permanentes :

$$\text{Poids propre de la poutrelle : } 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids propre du corps creux : } 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ kN/m}$$

$$\text{Donc : } G = 0,74 \text{ kN/m}$$

- Surcharges d'exploitations :

$$\text{Une surcharge due à l'ouvrier : } Q = 1 \text{ kN/m}$$

- Les combinaisons et les efforts :

Le calcul se fait à l'E.L.U et la vérification à l'E.L.S :

**E.L.U :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 2,50 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,50 \times 3,5^2}{8} = 3,83 \text{ kN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,50 \times 3,5}{2} = 4,375 \text{ kN.m}$$

**E.L.S :**

$$q_s = G + Q = 1,74 \text{ kN/m}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1,74 \times 3,5^2}{8} = 2,66 \text{ kN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{1,74 \times 3,5}{2} = 3,05 \text{ kN}$$

**b.2.Ferraillage de la poutrelle :**

On a:  $b = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 3,6 \text{ cm}$  ;  $h = 4 \text{ cm}$  ;  $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,83 \times 10^3}{12 \times 3,6^2 \times 14,17} = 1,79 > \mu_r = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

$\mu > \mu_r \rightarrow$  Ça veut dire que les armatures comprimées sont nécessaire, mais elles sont difficiles à mettre en place de par la faible épaisseur de la poutrelle, la solution est de mettre des étaies la poutrelle pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

**c) 2<sup>ème</sup> phase (après le coulage de la dalle de compression) :**

Après durcissement du béton, la poutrelle forme un corps creux monolithe et continu avec la table de compression, elle sera donc sur des appuis continus et elle forme un système hyperstatique.

**III.1.2.Méthode de calcul des poutrelles :**

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite " méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

**III.1.2.1.Méthode forfaitaire :****▪ Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

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

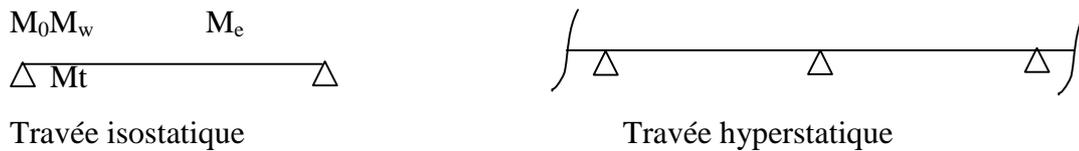
1. La charge d'exploitation  $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$  ;
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentestravées ;
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

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

- 4 la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

**Principe de calcul :**

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



**Figure. III.2.Schéma explicatif.**

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

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

$M_0$  : moment maximal dans la travée indépendante

$M_t$  : moment maximal dans la travée étudiée

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

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

$\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les surcharge d'exploitation Q :  $\alpha = \frac{G}{G+Q}$

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

- **Travée de rive :**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

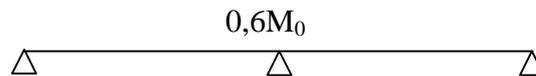
- **Travée intermédiaire :**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

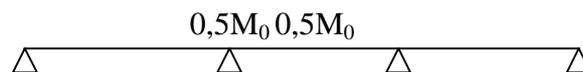
**Valeurs des moments aux appuis:**

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

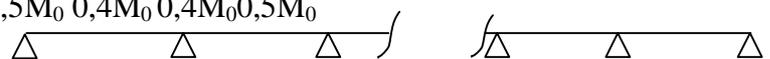
- Cas de deux travées :



- Cas de trois travées :



- Cas de plus de trois travées: 0,5M0 0,4M0 0,4M0 0,5M0



**Figure. III.3. Schéma explicatif**

**Effort tranchant :**

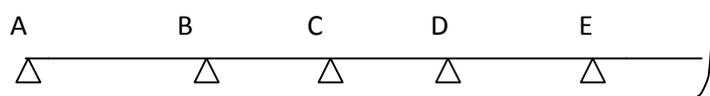
L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

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

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

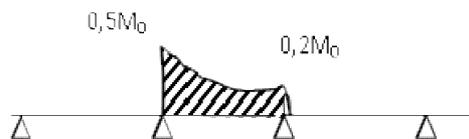
**La méthode forfaitaire modifiée :**

Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25. Selon les travées, on distingue deux cas :

**1) Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :**

Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus.  $0,5M_0$  ( $M_0$  correspond à la travée (AB) puis de portée sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité  $0,4M_0$  ( $M_0$  correspond au moment isostatique maximal de 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)



**Figure.III.4.Schéma explicatif.**

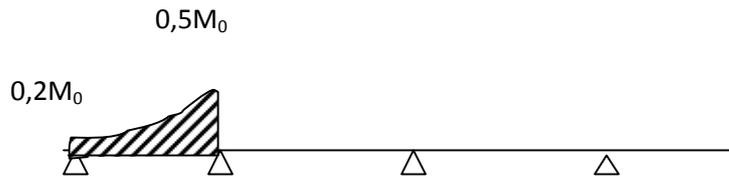
Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right); x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire.

La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à  $0,5M_0$

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

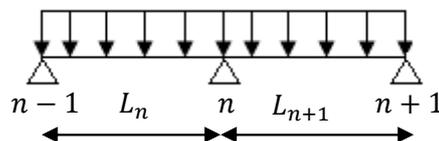
**2) cas d'une travée de rive :****Figure.III.5. Schéma explicatif.**

Il suffit de porter sur l'appuis (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire  $0,6M_0(BC)$  s'il y a que deux travées ou  $0,5 M_0( BC)$  s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de ( AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment  $0,5M_0(BC)$  si la poutrelle est à plus de deux travées et  $0,6 M_0 (AB)$  s'il n'y a que deux travées.

**III.1.2.2.Méthode des trois moments :**

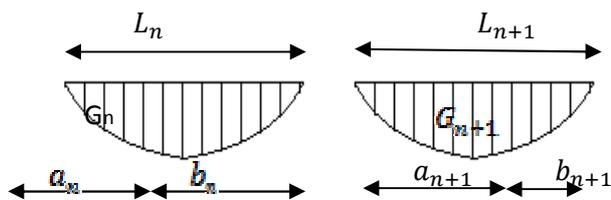
Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

**Figure.III.6. Schéma explicatif.**

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

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

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



**Figure.III.7. Schéma explicatif.**

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

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

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

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

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

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

$$\theta' = \theta'' \Leftrightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1})$$

$$= -6 \left[ \frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

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

**III.1.3.Calcul des poutrelles des planchers des étages courants:**

**III.1.3.1.Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- 1- La charge d'exploitation  $Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2)$ 
  - a- Plancher étage courant :  $G=5,04 \text{ KN/m}^2, Q=1,5\text{KN/m}^2$   
 $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,08\text{KN/m}^2$ .....Condition Vérifiée.
  - b- Plancher terrasse :  $G= 6,64 \text{ KN/m}^2, Q=1\text{KN/m}^2$   
 $Q=1\text{KN/m}^2 < 2G= 13,28 \text{ KN/m}^2$ .....Condition Vérifiée.
- 2- Poutrelle à inertie constante ( $I=\text{cte}$ ).....Condition Vérifiée.
- 3- Fissuration peu préjudiciable.

Plancher du 1<sup>er</sup> au 6<sup>ème</sup> étage, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciable .....non vérifié.

Donc dans le cas du plancher terrasse, on applique la méthode de trois moments

- 4-  $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$  ..... cette condition n'est pas vérifiée

La méthode forfaitaire modifiée est applicable sur les planchers des étages courant.

Les charges par mètre linéaire /mL

❖ **Etage courant:**

$$\begin{cases} G = 5,06 \cdot 0,65 = 3,28 \text{ KN/mL} \\ Q = 1,50 \cdot 0,65 = 0,975 \text{ KN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,90 \text{ KN/mL} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,26 \text{ KN/mL} \end{cases}$$

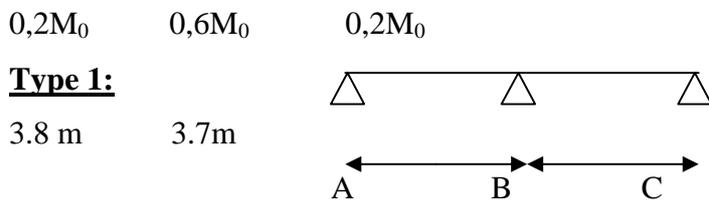
❖ **Plancherterrasse:**

$$\begin{cases} G = 6,28 \cdot 0,65 = 4,08 \text{ KN/mL} \\ Q = 1,00 \cdot 0,65 = 0,65 \text{ KN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,49 \text{ KN/mL} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,73 \text{ KN/mL} \end{cases}$$

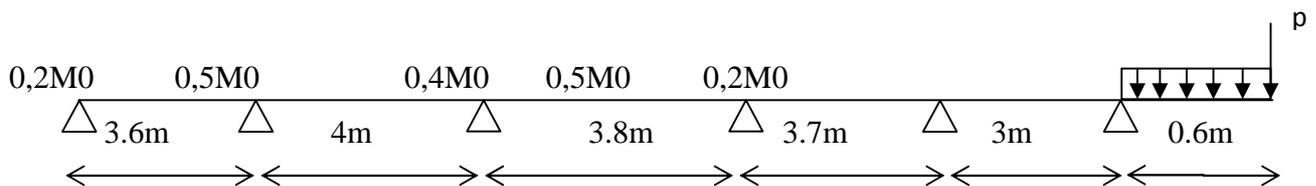
$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0,2294$$

**III.1.3.2. Type des poutrelles:**

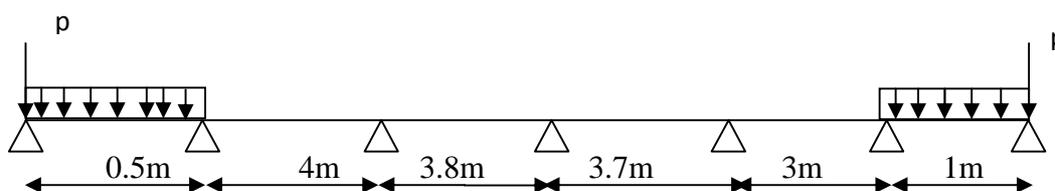
Notre construction comporte trois types de poutrelles; ces poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction.



**Type 2 :**



**Type 3:**



**III.1.3.3. Calcul des sollicitations :**

$Q_u = 5,90 \text{ kN/m}$  et  $Q_{ser} = 4,26 \text{ kN/m}$

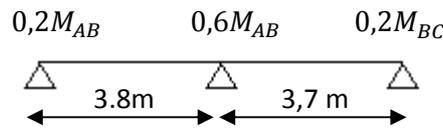
$$M_t \geq \max \begin{cases} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} M_t \quad (1) \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 M_t \quad (2) \end{cases}$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} M_t \quad (1) \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 M_t \quad (3) \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } \alpha = 0,2291 ; \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3\alpha = 1,07 > 1,05 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,269 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53 \end{array} \right.$$

**III.1.3.3.1 Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 1 :**

**a).coefficient forfaitaire de la poutrelle type 1 :**



**Figure.III.8. Schéma explicatif.**

**b) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants suivant E.L.U et**

**E.L.S :**

les travée AB- BC- CD- DE- EF seront calculées avec la méthode forfaitaire

Travée		AB	BC	CD	DE	EF	
L (m)		3.6	4	3.8	3.7	3	
$M_0 = \frac{ql^2}{8} (kN.m)$	E.L.U	9.55	11.8	10.64	10.09	3.17	
	E.L.S	6.9	8.52	7.68	7.28	1.33	
Appui		A	B	C	D	E	F
Coefficient forfaitaire		0.2	0.5	0.4	0.4	0.5	0.2
$M_a$ (Appui)	E.L.U	1.91	5.9	4.72	4.25	5.04	0.63
	E.L.S	1.38	4.26	3.4	3.07	3.64	0.26
$M_t$ (1)	E.L.U	6.30	7.31	6.89	6.14	0.55	
	E.L.S	4.56	5.28	4.97	4.42	0.53	
$M_t$ (2)	E.L.U	6.05	/	/	/	2.01	
	E.L.S	4.37	/	/	/	0.84	
$M_t$ (Adopté)	E.L.U	/	6.25	5.63	5.34	/	
	E.L.S	/	4.51	4.07	3.85	/	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2} (kN)$	$T_w$	9.52	12.09	11.29	10.71	10.32	
	$T_e$	-11.42	-11.59	-11.13	-11.06	-7.73	

$$\rho_{mur} = \delta.b.h*1 = 13*0.1*1.1*1 = 1.43$$

$P_u = 1.35 \cdot 1.43 = 1.93 \text{ Kn}$

$Q_u = 1.35(6.15) + 1.5(3.5) = 13.55 \text{ Kn}$

$M = q_u \cdot l^2 / 2 + p \cdot l = 3.6$

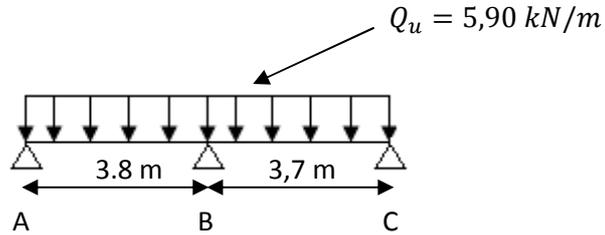


Figure. III. 9. Schéma des poutrelles.

Tableau 1 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 1.

Travée		AB	BC	
L (m)		3.8	3.7	
$M_0 = \frac{ql^2}{8} \text{ (kN.m)}$	E.L.U	10.69	10.09	
	E.L.S	7.68	7.28	
Appui		A	B	C
Coefficient forfaitaire		0.2	0.6	0.2
$M_a \text{ (Appui)}$	E.L.U	2.14	6.05	2.02
	E.L.S	1.54	4.60	1.46
$M_t \text{ (1)}$	E.L.U	7.34	6.77	
	E.L.S	5.15	4.76	
$M_t \text{ (2)}$	E.L.U	6.73	6.36	
	E.L.S	4.84	4.59	
$M_t \text{ (Adopté)}$	E.L.U	7.34	6.77	
	E.L.S	5.15	4.76	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2} \text{ (kN)}$	$T_w$	10.18	12.00	
	$T_e$	-12.02	-10.07	

**III.2.3.3.1 Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 2 :**

**a) Les coefficient forfaitaire de la poutrelle type 2 :**

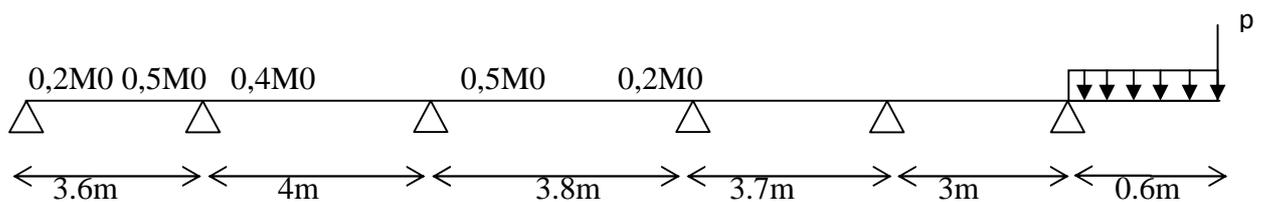
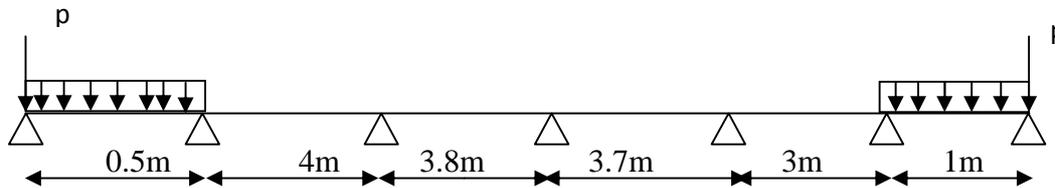
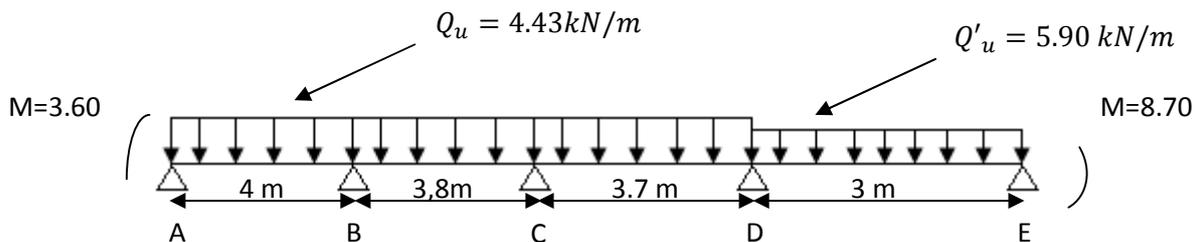


Figure.III.10.Schéma explicatif.

**III.2.3.3.2 Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 3 :****a) les coefficient forfaitaire de la poutrelle type 3 :****Figure.III.11.Schéma explicatif.****b) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants suivant E.L.U et E.L.S :**

Les travées AB – BC –CD seront calculées avec la méthode forfaitaire, la travée DE ne vérifiant pas la condition du rapport des portées successives qui doit être compris entre 0,8 et 1,25, sera calculée avec la méthode forfaitaire modifiée.

$$Q'_u = 1,35G = 1,35 \times 3,28 = 4,43 \text{ kN/m}$$

**1) Cas des charges minimales sur la travée AB :****Figure.III.12.Schéma cas particulier de la méthode forfaitaire.**

- Moment isostatique et moments sur appuis :

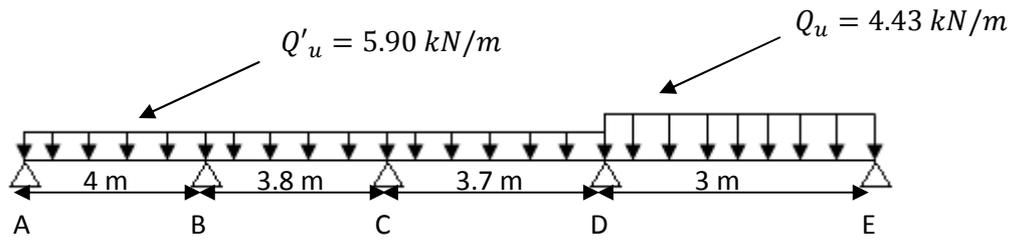
$$\begin{cases} M_{0DE} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,43 \times 1,65^2}{8} = 8,86 + 3,6 = 12,46 \text{ kN.m} \\ M_D = 0,5 \max(M_{0CD}; M_{0DE}) = 6,23 \text{ kN.m} \\ M_E = 0,2 M_{0DE} = 2,5 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée particulière AB :

$$X = \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{Q'_u \times l_{DE}} = \frac{4}{2} + \frac{6,23 - 2,5}{4,43 \times 4} = 2,21 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{t \min(x)} &= \frac{Q'_u \times (l_{DE} - X)}{2} - M_D \left( \frac{1 - X}{l_{DE}} \right) - M_E \left( \frac{X}{l_{DE}} \right) \\ &= \frac{4,43 \times (4 - 2,21)}{2} - 6,23 \left( \frac{1 - 2,21}{4} \right) - 2,5 \left( \frac{2,21}{4} \right) = 4,45 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

## 2) Cas des charges maximales sur la travée AB :



**Figure.III.13.Schéma cas particulier de la méthode forfaitaire.**

- Moment isostatique :

$$M_{0AB} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{5,90 \times 4^2}{8} = 15,40 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,43 \times 3,8^2}{8} = 7,99 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,43 \times 3,7^2}{8} = 7,58 \text{ kN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{4,43 \times 3^2}{8} = 3,71 \text{ kN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_D = 0,5 \max(M_{0CD} ; M_{0DE}) = 7,70 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0,2 M_{0DE} = 3,8 \text{ kN.m}$$

- Moment en travée particulière DE :

$$X = \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{Q_u \times l_{DE}} = \frac{4}{2} + \frac{7,7 - 3,08}{5,90 \times 4} = 2,19 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{t \min(x)} &= \frac{Q_u \times (l_{DE} - X)}{2} - M_D \left( \frac{1 - X}{l_{DE}} \right) - M_E \left( \frac{X}{l_{DE}} \right) \\ &= \frac{5,90 \times (4 - 2,19)}{2} - 7,70 \left( \frac{1 - 2,19}{4} \right) - 3,08 \left( \frac{2,19}{4} \right) = 5,94 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{DE} = 5,94 \text{ kN.m} \\ M_D = 7,70 \text{ kN.m} \\ M_E = 3,08 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \text{et } M_0 = 3,71 \text{ kN.m}$$

Les résultats trouvés sont notifiés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.2.Les sollicitations que subit la poutrelle de type 3.**

Travée		AB	BC	CD	DE	
L (m)		4	3.8	3.7	3	
$M_0 = \frac{ql^2}{8} (kN.m)$	E.L.U	15.4	10.64	10.09	9.06	
	E.L.S	13.06	7.68	7.28	3.90	
Appui		A	B	C	D	E
Coefficient forfaitaire		0.2	0.5	0.4	0.5	0.2
$M_a$ (Appui)	E.L.U	3.08	5.32	4.25	5.04	0.41
	E.L.S	2.61	3.84	3.07	3.64	0.78
$M_t$ (1)	E.L.U	12.27	6.59	6.14	0.52	
	E.L.S	10.74	4.75	4.43	1.96	
$M_t$ (2)	E.L.U	9.77	/	/	1.30	
	E.L.S	8.28	/	/	2.47	
$M_t$ (3)	E.L.U	/	5.63	5.34	/	
	E.L.S	/	4.07	3.85	/	
$M_t$ (Adopté)	E.L.U	12.27	6.59	6.14	0.52	
	E.L.S	10.74	4.75	4.43	1.96	
$T = \frac{M_w - M_e}{l} \pm \frac{ql}{2} (kN)$	$T_w$	11.24	11.49	10.70	10.39	
	$T_e$	-12.36	-10.93	-10.52	-7.31	

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 12,87 kN.m \\ M_{rive \max} = 3,04 kN.m \\ M_{inter \max} = 3,76 kN.m \\ T_{\max} = 13,53 kN \end{array} \right.$$

E.L.U

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 9,31 kN.m \\ M_{rive \max} = 2,20 kN.m \\ M_{inter \max} = 3,26 kN.m \end{array} \right.$$

E.L.S

### III.2.1.2.Plancher terrasse:

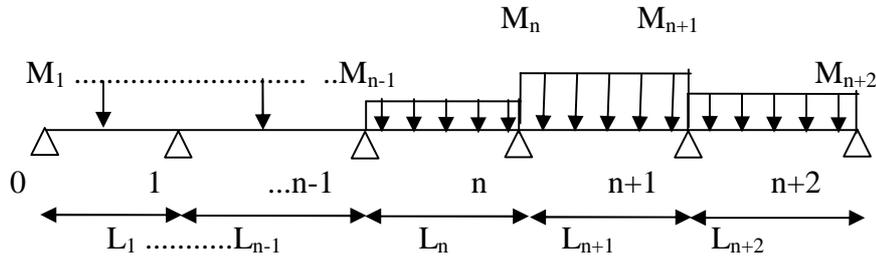
On a les mêmes types de poutrelles définies précédemment.

#### Méthode de calcul:

Vu que la 3<sup>ème</sup> condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis **la méthode des trois moments.**

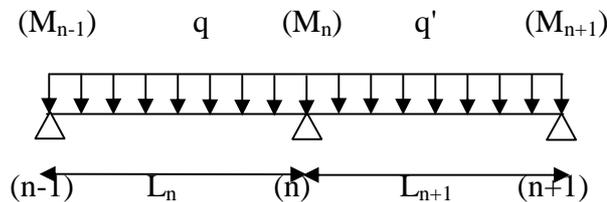
**Principe de calcul de la méthode des trois moments:**

Pour les poutres continues à plusieurs appuis,

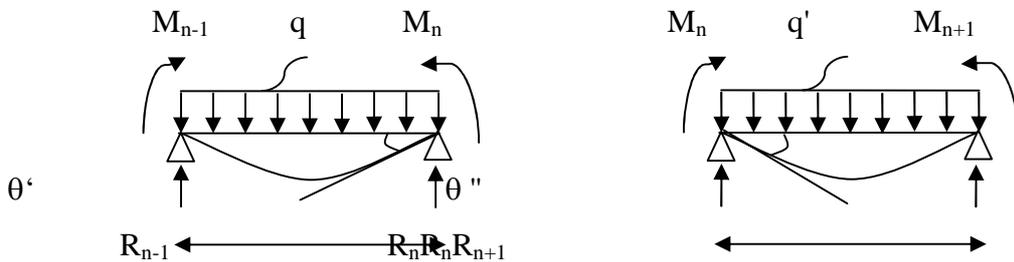


**Figure.III.14.Schéma explicatif.**

Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



///

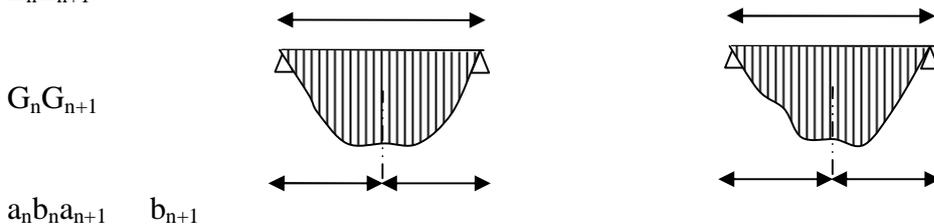


$L_n L_{n+1}$

$M_n, M_{n-1}, M_{n+1}$  : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les condition de continuité, ( $\theta' = \theta''$ ).....(1)

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

$L_n L_{n+1}$



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

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$  :sont la signification indiquésur la figure.

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

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

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

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

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

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

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme généraliste applicable à tous les types de chargement. Cette équation est appelée **équation de CLAPEYRON**.

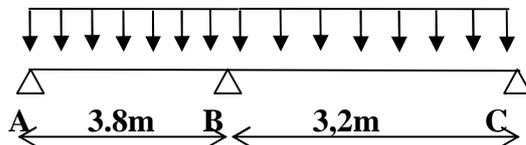
Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 6.28 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1.00 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 9.96 \times 0.65 = 6.49 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = 7.28 \times 0.65 = 4.73 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

**Exemple de calcul:**

On prend comme exemple de calcul le 1<sup>er</sup> type de poutrelle (avec 3 travées)

$$Q_u = 6.48 \text{ KN/ml}$$

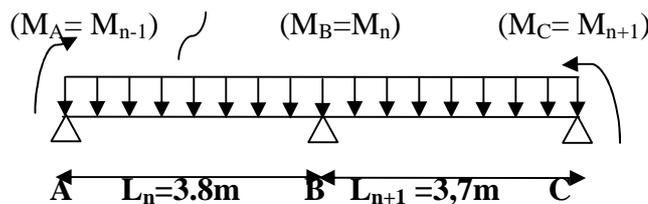


Le calcul se fait selon la formule:

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

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

$$Q = 6.49$$



**Partie AB:**

$$M_{0AB} = Ql^2/8 = 11.71 \text{KN.m}$$

$$a_n = b_n = 3.8/2 + 1.9 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0AB} = 29.66 \text{m}^2$$

**Partie BC:**

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 11.10 \text{KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1.85 \text{m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0BC} = 27.38 \text{m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3.8M_A + 2(3.8+3.7) \cdot M_B + 3.7M_C = -6[(29.66 \cdot 1.9/3.8) + (27.38 \cdot 1.85/3.7)]$$

Les moments sur appuis sont:

$$M_A = -0.2 \cdot M_{0AB} = -2.34 \text{KN.m}$$

$$M_B = -0.2 \cdot M_{0BC} = -2.22 \text{KN.m}$$

$$M_C = -10.27 \text{KN.m}$$

**L'effort tranchant:**

- **Travée (AB):**

$$\begin{cases} T_w = (-2.34 + 10.27)/3.8 + (6.49 \cdot 3.8)/2 = 14.41 \text{ KN} \\ T_e = (-2.34 + 10.27)/3.8 - (6.49 \cdot 3.8)/2 = -10.25 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Travée (BC):**

$$\begin{cases} T_w = (-10.27 + 2.22)/3.7 + (6.49 \cdot 3.7)/2 = 9.82 \text{KN} \\ T_e = (-10.27 + 2.22)/3.7 - (6.49 \cdot 3.7)/2 = -14.17 \text{KN} \end{cases}$$

**Les moments en travée:**

$$M_{tAB} = M_A + M_B / 2 + M_{0AB} = 5.41 \text{KN.m}$$

$$M_{tBC} = M_B + M_C / 2 + M_{0BC} = 4.86 \text{KN.m}$$

**Tableau.III.4. récapitulatif des résultats obtenus :**

Pour le plancher terrasse, les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre  
 Pour les autres types de poutrelles (E.L.U):

Type de poutrelle	travée	L(m)	E.L.U					
			M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
01	A-B	3.6	9.55	6.30	-1.91	-9.04	9.52	-11.42
	B-C	4	11.8	7.31	-9.04	-2.34	12.09	-11.59
	C-D	3.8	10.64	6.89	-2.34	-10.31	11.29	-11.13
	D-E	3.7	10.09	6.14	-10.31	-2.22	10.71	-11.06
	E-F	3	3.17	0.55	-2.22	-1.46	10.32	-7.73
02	A-B	4	15.14	12.27	-2.60	-12.41	11.24	-12.36
	B-C	3.8	10.64	6.59	-12.41	-2.34	11.49	-10.93
	C-D	3.7	10.09	6.14	-2.34	-8.42	10.70	-10.52
	D-E	3	2.06	0.52	-8.42	-1.46	10.39	-7.31
03	A-B	3.8	10.69	7.34	-2.34	-10.27	10.19	-12.02
	B-C	3.7	10.09	6.77	-10.27	-2.22	-12	-10.07

Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$M_{travée_{max}} = 7.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui_{max}} = -10.31 \text{ KN.m}$$

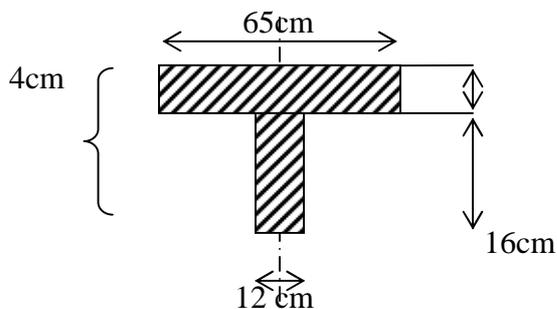
$$T_{max} = 12.09 \text{ KN}$$

**I.3.Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :**

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

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



**Données :**

- Largeur de la poutrelle  $b=65\text{cm}$ .
- Largeur de la section  $b_0=12\text{cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_t=20\text{ cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_0=4\text{ cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d=0,9h=18\text{cm}$

Et on a :

- contrainte des aciers utilisés  $f_e=400\text{ Mpa}$
- contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25\text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$ .
- Fissuration peu préjudiciable

**III.3.1.Plancher RDC et étage courant :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 12,27 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 3,08 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 5,90 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 12.36 \text{ kN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 10.74 \text{ kN.m} \\ M_{rive \max} = 2.61 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 4.26 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

E.L.U

E.L.S

**III.3.1.1.Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):**❖ **En travée (armatures inférieures) :**

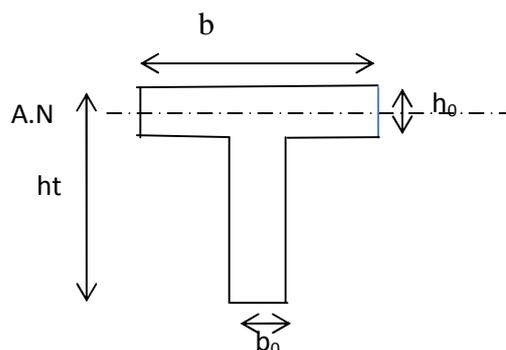
Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibré par la table

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

$$M_{t \max} = 12,87 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

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  $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  soumise à  $M_{t \max} = 12,87 \text{ KN.m}$



$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{12,27 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 18^2 \cdot 65} = 0,041 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,041 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,979$$

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

$$A_s = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,27 \cdot 10^3}{0,979 \cdot 18 \cdot 348} = 2 \text{ cm}^2$$

**Le choix: 3T12= 3,39 cm<sup>2</sup>**

**Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 1,41 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**Sur appuis (armatures supérieures) intermédiaire :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b<sub>0</sub>xh)=(12x 20) cm<sup>2</sup>

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{5,90 \times 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,107 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,107 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,943$$

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

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,90 \times 10^3}{0,943 \cdot 18 \cdot 348} = 0,99 \text{ cm}^2$$

**Le choix: 2T10 =1,57 cm<sup>2</sup>.**

**Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times b_0 \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,12 \times 0,18 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 0,26 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

**III.3.1.2.Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

**En travée :**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilise est le FeE400, alors la vérification des contraintes a ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma \gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{12,87}{10,74} = 1,14$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{25}{100} \alpha \quad \alpha \leq 0,32$$

$$\alpha = 0,32 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

### **En appuis :**

$$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{12,87}{10,74} = 1,14$$

$$\frac{1,14-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,32$$

$$\alpha = 0,32 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

### **III.3.1.3.Vérification au cisaillement :**

L'effort tranchant maximal  $T_{\max} = 12,68$  KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12,36 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,57 \text{ MPa}$$

Pour Fissuration peu préjudiciable:  $\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$$\tau_u = 0,57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \dots \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

### **III.3.1.3.Calcul Les armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35; b_0/10; \Phi_L)$$

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

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

### **Calcul des espacements :**

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

### **III.3.1.4.Vérification de la flèche :**

D'après BAEL91 modifiée 99, il faut que les conditions qui suivent soient vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \text{ avec } : L_{max} : \text{La portée maximale des poutrelles .}$$

Dans notre cas , on a :  $L_{max} = 3,60 \text{ m}$

$$\frac{360}{500} = 0,72 \text{ m}$$

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

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot 0,20^3}{12} + 15 \cdot 3,39 \cdot 10^{-4} \left( \frac{0,20}{2} - 0,020 \right)^2 \quad [\text{car: } d' = 0,1h = 0,02 \text{ m}]$$

$$I_0 = 4,66 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \frac{0,12}{0,65}) \cdot 0,015} = 3,13$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot 6_{st}) + f_{t28}} = 0,818$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1,1 \cdot 4,66 \cdot 10^{-4}}{(1 + 3,13 \cdot 0,818)} = 1,44 \cdot 10^{-4} \cdot m^4$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}} = \frac{12,27 \cdot 10^{-3} \cdot 3,6^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 1,44 \cdot 10^{-4}} = 3,43 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Avec :  $E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$

Donc :  $f = 3,43 \cdot 10^{-3} \leq f_{adm} = 0,72 \dots \dots \dots$  Condition Vérifiée .

**III.3.2. Plancher Terrasse:**

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

$$\left. \begin{array}{l} M_{travée_{max}} = 7,34 \text{ KN.m} \\ E.L.U \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{appui_{max}} = 10,31 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 12,09 \text{ KN} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

**III.3.2.1. Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):**

**❖ En travée (armatures inférieures) :**

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

On calcul le moment équilibre par la table

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

**Mtmax = 7,34 KN.m < 58,95 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 (bxht) = (65 x 20) cm<sup>2</sup> soumise à

Mtmax = 7,34 KN.m

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{7,34^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,02 < 0,39 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,02 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,990$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,34^3}{0,984 \cdot 18 \cdot 348} = 1,18 \text{ cm}^2$$

**Le choix: 3T12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**

**Condition de non fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,41 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**sur appuis (armatures supérieures) intermédiaire :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{10,31 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,18 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,18 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,900$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,31 \cdot 10^3}{0,900 \cdot 18 \cdot 348} = 1,83 \text{ cm}^2$$

**Le choix:** 2T12=2,26 cm<sup>2</sup>.

**Condition de non fragilité:**

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b_0 \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 0,12 \times 0,18 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,26 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**III.3.1.2..Vérification des contraintes à l'E.L.S :****En travée :**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilise est le FeE400, alors la vérification des contraintes a ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec : } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{12,27}{1,74} = 1,14$$

$$\alpha \leq \frac{1,14-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,32$$

$$\alpha = 0,32 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée .}$$

**En appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12,27}{10,74} = 1,14$$

$$\frac{1,14-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,32$$

$\alpha = 0,15 \leq 0,32$ ..... Condition Vérifiée .

**III.3.1.3. Vérification au cisaillement :**

L'effort tranchant maximal  $T_{max} = 12,36 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12,36 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,57 \text{ MPa}$$

Pour Fissuration peu préjudiciable:  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$

$\tau_u = 0,57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ ..... Condition Vérifiée .

**III.3.1.4. Calcul Les armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L)$$

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

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

**Calcul des espacements :**

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

**III.3.1.5. Vérification de la flèche :**

D'après BAEL91 modifiée 99, il faut que les conditions qui suivantes soient vérifiées :

$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$  avec :  $L_{max}$  : La portée maximale des poutrelles .

$$\frac{360}{500} = 0,72 \text{ m}$$

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

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot 0,20^3}{12} + 15 \cdot 3,39 \cdot 10^{-4} \left(\frac{0,20}{2} - 0,020\right)^2 \text{ [car: } d' = 0,1 \text{ h} = 0,02 \text{ m]}$$

$$I_0 = 4,66 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \frac{0,12}{0,65}\right) 0,015} = 3,13$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \delta_{st}) + f_{t28}} = 0,818$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1I_0}{(1+\lambda_i\mu)} = \frac{1,1 \cdot 4,66 \cdot 10^{-4}}{(1+3,13 \cdot 0,818)} = 1,44 \cdot 10^{-4} \cdot m^4$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{Fi}} = \frac{12,87 \cdot 10^{-3} \cdot 3,6^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 1,44 \cdot 10^{-4}} = 3,43 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Avec :  $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$

Donc :  $f = 3,43 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,72 \text{ cm} \dots \dots \dots$  Condition Vérifiée .

**III.4.Calcul le ferrailage de la dalle de compression :**

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

20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

33cm (3.par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

❖ section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

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

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

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

❖ section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

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

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

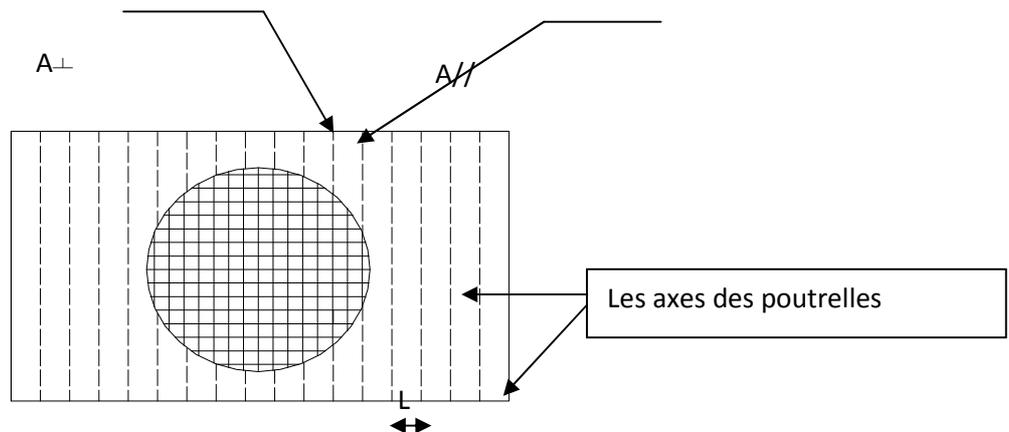
$$Fe = 225 \text{ Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 225 = 1,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

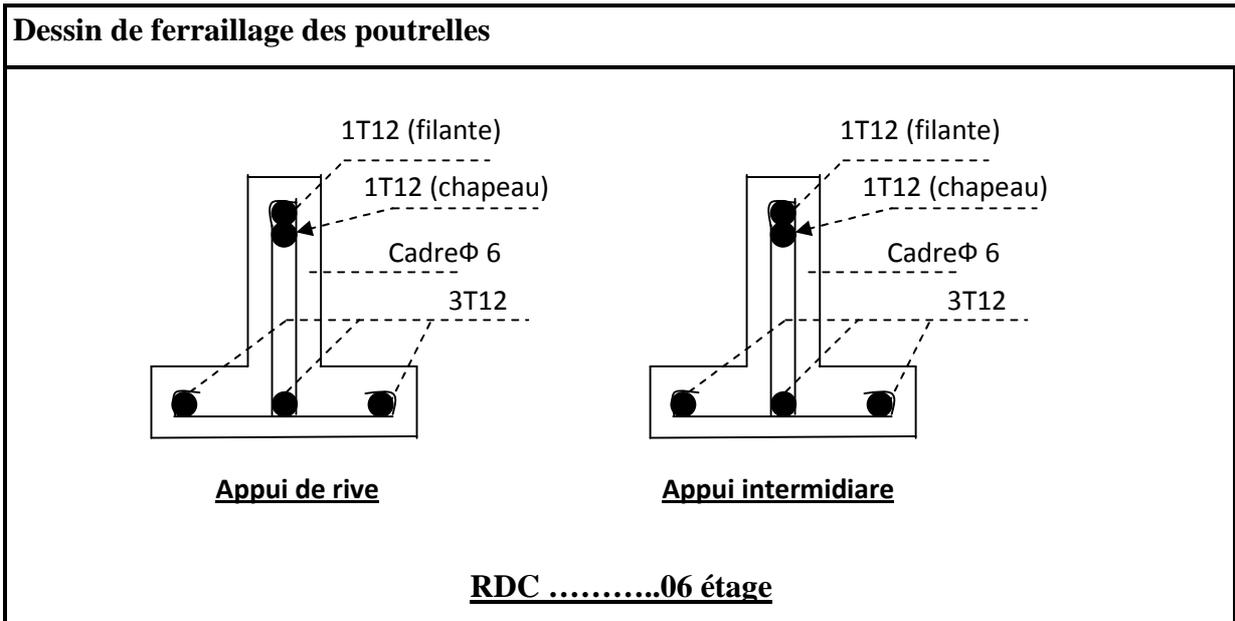
On prend  $A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{//} \geq 1,41/2 = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 3 \phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On prend un quadrillage de section TS  $\phi 6$  avec un espacement de 15 cm



**Figure.III.114.Ferrailage de la dalle de compression.**



**III.5. Etude de la dalle pleine:**

**III.5.1. Dalle au niveau du R.D.C :**

Condition de résistance à la flexion

Épaisseur minimale requise  $h_0$  :

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} \quad \text{Si } \alpha < 0.4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \quad \text{Si } \alpha > 0.4$$

Avec : 
$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

$l_x$  : Petit coté du panneau de dalle

$l_y$  : Grand coté du panneau de dalle

**Panneau 1 : panneau de rive**

$$\alpha = \frac{360}{450} = 0.80 \quad , l_x = 360\text{cm} \quad l_y = 450\text{cm}$$

**Chargement :**

Charge permanente :

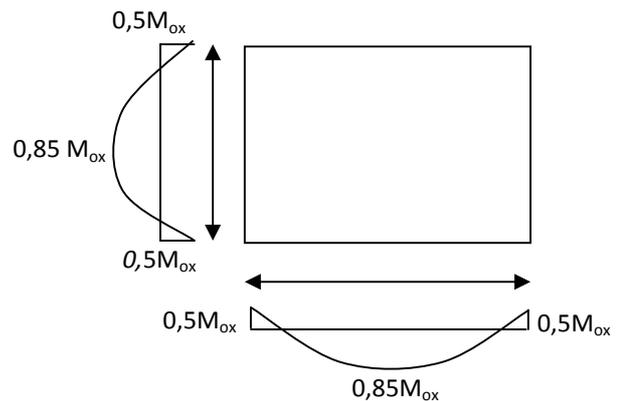
$$G = 5,06 \text{KN/m}^2$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \text{KN/m}^2$$

Charge ultime :

$$Qu = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1 = 12,08 \text{KN/m}$$



**Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{150}{350} = 0.8 > 0.4 \text{ la dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\alpha = 0.8 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases}$$

**Moment isostatique :****Sens  $l_x$  :**

$$M_{ox} = \mu_x q l_x^2 = 0.0561 \cdot 12.08 \cdot (3.6)^2 = 8.78 \text{ KN.m}$$

**Sens  $l_y$  :**

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.5959 \cdot 8.78 = 5.23 \text{ KN.m}$$

**Moments en travée et sur appuis :**

$$M_{tx} = 0.75 \cdot M_{ox} = 0.75 \cdot 8.78 = 6.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \cdot M_{oy} = 0.75 \cdot 5.23 = 3.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{xx} = M_{yy} = 0.5 \cdot M_{ox} = 0.5 \cdot 8.78 = 4.39 \text{ KN.m}$$

**III.5.2. Calcul de ferrailage:****A l'E.L.U :****1) Dalle RDC :**

Pour une bande de 1m de largeur ( $b=100 \text{ cm}$ ;  $d = 0.9 h = 0.9 \times 9 = 8.1 \text{ cm}$ )

**❖ Les armatures inférieures (en travée) :****• Sens  $L_x$  :**

$$M_{tx} = 6.58 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{6.58 \cdot 10^3}{14.17 \cdot (8.1)^2 \cdot 100} = 0.07 < 0.392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0.070 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0.9965$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.58 \cdot 10^3}{0.9965 \cdot 8.1 \cdot 348} = 2.34 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**• Sens  $L_y$  :**

$$M_{ty} = 3.92 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{3.92 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (8.1)^2 \cdot 100} = 0,04 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,04 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,998$$

$$A_{sy} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3.9 \cdot 10^3}{0,998 \cdot 8.1 \cdot 1.348} = 1.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Les armatures supérieures (sur appui):**

• **Appui de rive :**

$$M_{a \text{ rive}} = 4.39 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{4.39 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (8.1)^2 \cdot 100} = 0,04 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,04 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,998$$

$$A_{a \text{ rive}} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{39 \cdot 10^3}{14.17 * 8.1 \cdot 1.348} = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Appui intermédiaire :**

$$M_{a \text{ inter}} = 4.39 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{4.39 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (8.1)^2 \cdot 100} = 0,04 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,004 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,998$$

$$A_{a \text{ inter}} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{39 \cdot 10^3}{14.17 * 8.1 \cdot 1.348} = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Pourcentage minimal des armatures :**

• **Sens Ly :**

$$A_{y \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml}) = 8 \cdot h_0 \quad (\text{feE400})$$

$$A_{y \text{ min}} = 8 \times 0.09 = 0.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sens Lx :**

$$A_{x \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml}) = A_{y \text{ min}} \cdot \frac{3 - \alpha}{2} \quad ; \quad \alpha = 3.6/4.5 = 0,8$$

$$A_{x \text{ min}} = 0.72 \cdot \frac{3 - 0.8}{2} = 0.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **En travée :**

$$A_{tx} = \max (A_{x \text{ min}}, A_{sx}) = \max (0.79 ; 2.34) = 2.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = \max (A_{y \text{ min}}, A_{sy}) = \max (0.72 ; 1.39) = 1.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Sur appui :**

$$A_{a \text{ rive}} = \max (A_{x \text{ min}}, A_{a \text{ rive}}) = \max (0.79 ; 1.56) = 1,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a \text{ inter}} = \max (A_{y \text{ min}}, A_{a \text{ inter}}) = \max (0.72 ; 1.56) = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des aciers:****Diamètre :**  $\phi \leq (h_0 / 10)$ D'où :  $\phi \leq 90 / 10$ Et puis :  $\phi \leq 9 \text{ mm}$ **Espacement des armatures (fissuration peu préjudiciable)**• **Sens Lx :**

$$S_{tx} \leq \min (3.h_0; 33 \text{ cm})$$

$$S_{tx} \leq \min (27; 33 \text{ cm})$$

$$S_{tx} \leq 27 \text{ cm}$$

• **Sens Ly :**

$$S_{ty} \leq \min (4.h_0; 45 \text{ cm})$$

$$S_{ty} \leq \min (4.9; 45 \text{ cm})$$

$$S_{ty} \leq 36 \text{ cm}$$

**Le choix des aciers :****En travée :**• **Sens Lx :**

$$A_{tx} = 2.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_{tx} \leq 2.7 \text{ cm}$$

• **Sens Ly :**

$$A_{ty} = 1.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_{ty} \leq 36 \text{ cm}$$

**Sur appui :**• **Appui de rive :**

$$A_{\text{rive}} = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_{\text{rive}} \leq 36 \text{ cm}$$

• **Appui intermédiaire :**

$$A_{\text{inter}} = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_{\text{inter}} \leq 27 \text{ cm}$$

**Nécessité de disposer des armatures transversales :**

- 1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- 2) l'épaisseur de la dalle est de 15 cm
- 3) on vérifie l'effort tranchant :

$$\alpha > 0,4 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = Qu \frac{l_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \left( \frac{12,08 * 36}{2} \right) \left( \frac{1}{1 + \frac{0,8}{2}} \right) = 155,314 KN \\ V_y = Qu \frac{l_x}{3} = \frac{12,08 * 3,6}{3} = 14,50 KN \end{array} \right.$$

$$V_{max} = \max (V_x ; V_y) = (15,53 ; 14,50)$$

$$V_{max} = 15,53 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} = \frac{15,53 \cdot 10^3}{1000 \cdot 81} = 0,19 Mpa$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,16 Mpa$$

$\tau_u = 0,19 \leq \bar{\tau} = 1,16 Mpa$  .....condition vérifiée.

**Armatures finales :**

Suivant  $L_x$  :  $A_t = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 6T12 /mL avec  $S_t = 17\text{cm}$

Suivant  $L_y$  :  $A_t = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 6T12 /mL avec  $S_t = 17\text{cm}$

$A_{arive} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 6T12 /mL avec  $S_t = 17\text{cm}$

$A_{ainter} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 6T12 /mL avec  $S_t = 17\text{cm}$

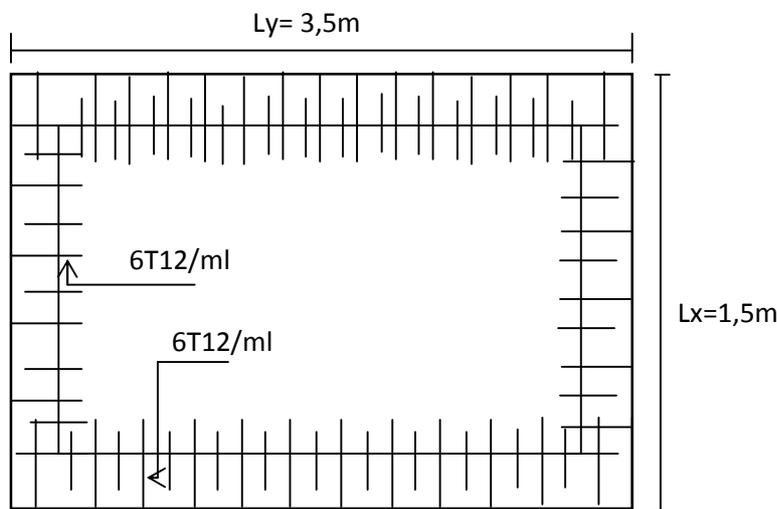


Figure.III.15.Dessin Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle pleine.

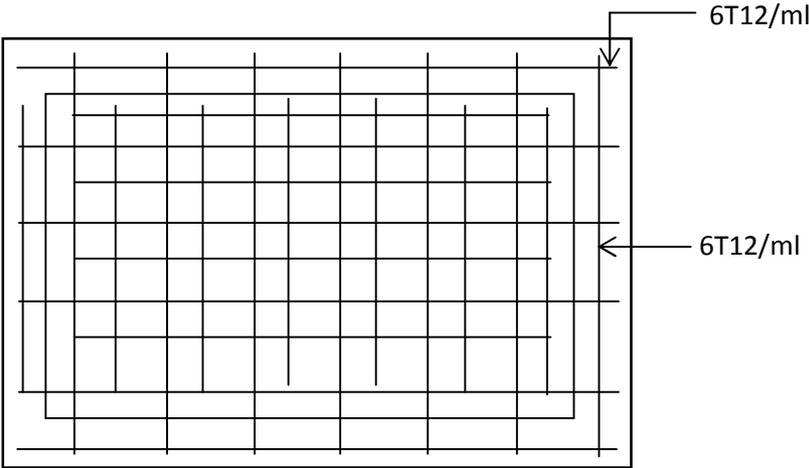


Figure.III.16.Dessin Ferrailage Inférieur du panneau de la dalle pleine.

## **Chapitre IV**

### ***Calcul des éléments secondaire***

## IV.1 Étude de l'acrotère :

### IV.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 et au séisme qui créent un moment de renversement.

### IV.1.2) Dimensions :

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

L'épaisseur  $e_p = 10 \text{ cm}$

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

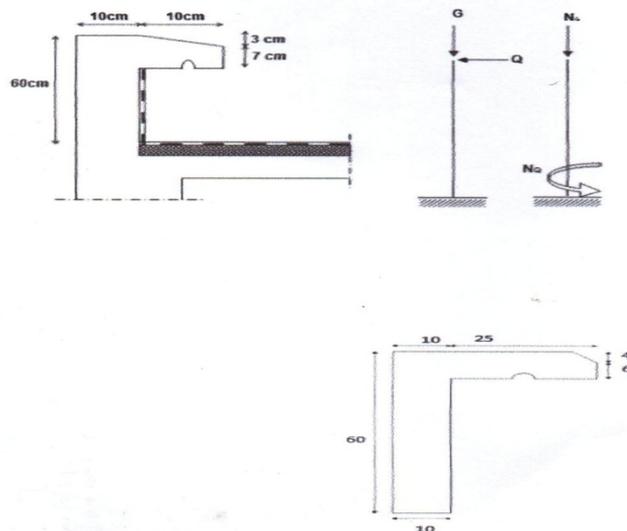


Figure IV.1 coupe transversale de l'acrotère

#### Calcul des sollicitations:

##### Poidspropre:

$$S = [((0,21+0,25) \cdot 0,04/2) + (0,1 \cdot 0,6) + ((0,06 \cdot 0,25) - (3,14 \cdot 0,022/2))]$$

$$S = 0,0836 \text{ m}^2$$

$$G = S \cdot \gamma = 0,0836 \cdot 25 = 2,09 \text{ KN/ml}$$

##### Surcharge:

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

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 2,09 = 2,82 \text{ KN/ml}$$

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

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée.

**a) Enrobage:**

Vu que la fissuration préjudiciable:

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

**b) L'excentricité:**

$$e_{0u} = M_u / N_u = 0.9 / 2.3 = 0.39\text{m}$$

$$e_{0ser} = M_{ser} / N_{ser} = 0.9 / 2.3 = 0.35\text{m}$$

$$e_p: \text{Epaisseur de l'acrotéer} / 6 = 0.10 / 2 = 0.3 < 0.39\text{m}$$

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

**IV-1-3-Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée:**

$$M_{ser} \left[ e + \frac{h}{2} - c \right] = 1.7 \left[ 0.35 + \frac{0.1}{2} - 0.03 \right] = 0.629\text{Kn.m}$$

0,987

$$(d-c') N_{ser} - M_{ser} \leq (0.337h - (0.81c')) \sigma_{bc} * b * h$$

$$B \leq A$$

$$B = (d-c') N_{ser} - M_{ser}$$

$$A = ((0.337 * h) - (0.81 * c')) \sigma_{bc} * b * h$$

$$A = ((0.337 * 0.1) - (0.81 * 0.02)) * 14.17 * 1 * 0.1 = 24.79\text{KN.m}$$

condition vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$(b \times h) = (100 \times 10) \text{cm}^2.$$

**IV-1-4-Calcul du ferrailage (E.L.U):**

$$\mu = \frac{M_{ser}}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0.3 * 10^{-3}}{1 * 0.7^2 * 14.17} = 0.086$$

$$\text{Avec } d = h - 2 = 0.10 - 0.03 = 0.07 \text{ cm}$$

**IV-1-4-1-Vérification de l'existence des armatures comprimée A' :**

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 * (1 - (0.4 \alpha_1))$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668$$

$$\text{avec : } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E * \gamma_s} = \frac{400}{2 * 10^5 * 1.15} = 1.74\%$$

$$\mu_1 = 0.8 * 0.668 * (1 - (0.4 * 0.668)) = 0.392 > \mu = 0.086 \rightarrow \text{pivot A A}'=0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.086}}{0.8} = 0.113$$

$$Z=d(1-0.4 \alpha)= 0.07(1-0.4*0.113)=0.069m$$

On calcul d'armatures:

$A_{fs}$ : Section d'armatures en flexion simple;

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

$$A_{fs} = \frac{M_u}{Z_{\sigma_s}} = \frac{0.6 * 10^{-3}}{0.069 * 201.6} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} = \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.36 \text{ cm}^2$$

#### IV-1-4-2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

##### a) les armatures principales:

On adopte: 4T6 p.m;

##### b) Les armature de répartitions :

$$A_r = A_s / 4 = 1.70/2 = 0.85 \text{ cm}^2$$

On adopte: 4T6p.m.

#### IV-1-5-Verification al'E.L.S:

##### IV-1-5-1-Vérification des contraintes (E.L.S.):

###### a) Moment de service:

$$M_{ser} = N_{ser} \left( e - c + \frac{h}{2} \right) = 1.45 * \left( 0.35 - 0.02 + \frac{0.10}{2} \right) = 0.55 \text{ Kn. m}$$

###### b) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15 * A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 25.5y - 204 = 0 \rightarrow y = 1.78 \text{ cm}$$

###### c) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 A_s(d - y)^2 = \frac{100 * 1.78^3}{3} + (15 * 1.70) * (8 - 1.78)^2 = 1174.55 \text{ cm}^4$$

##### IV-1-5-2-Détermination des contraintes dans le béton comprimé :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} * y = \frac{550}{1174.55} * 1.78 = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.83 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

**IV-1-5-3-Détermination des contraintes dans l'acier tendu :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta * f_{t28}}\right); \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Avec :  $\eta$ : coefficient de fissuration pour les aciers à  $HA\Phi \geq 6$  mm;  $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266.67 \text{ MPa}, 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 * \frac{550}{1174.55} * (8 - 1.78) = 43.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 43.69 < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

**IV-1-5-4-Contrainte de cisaillement :**

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

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

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

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

$$F_p = 4 * C_p * A * W_p$$

Avec :

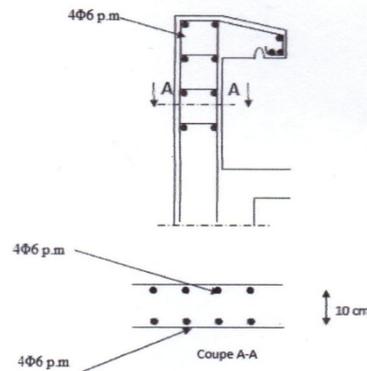
A: Coefficient d'accélération de zone A = 0,15

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale = 0,8

W<sub>p</sub>: Poids propre de l'acrotère = KN

F<sub>p</sub>: Force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

$$F_p = 4 * 0,8 * 0,1 * 1,70 = 0,63 \text{ KN} < 1,5 Q = 1,5 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$



**Figure IV.2 : disposition des armatures dans l'acrotère**

## IV.2 Escalier:

### IV.2.1 Introduction:

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

Dans notre cas on a un seul type d'escalier un escalier console.

Terminologie :

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

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

Dimensionnement des escaliers : type d'escalier

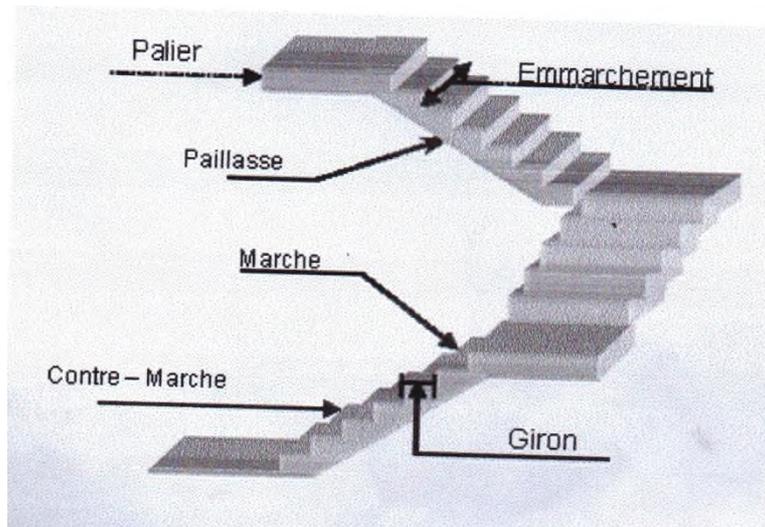


Figure IV.3 schéma d'un escalier

**IV.2.2. Dimensions des escaliers:**

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

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

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche,

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

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

n : nombre de contre marches

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

$$H = \frac{He}{3} = \frac{306}{3} = 102\text{cm}$$

**IV.2.3. Dimensionnement des marches et contre marches :**

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

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

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

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

M= 64 cm, H=102cm, et L=180cm

$$L=(n-h)g \rightarrow g = \frac{l}{n-1}$$

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

Et puis:  $mn^2 - (m+L+2H)n + 2H = 0$ .....(1)

Avec  $m=64\text{cm}$ ,  $H=102\text{cm}$  et  $L=180\text{ cm}$

Donc équation 1 devient

$$64 n^2 - 44.8n + 204 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 385.33$$

La solution de l'équation  $n=7$  (nombre de contre marche)

Donc:  $n-1=6$  (nombre de marche)

$$h = \frac{102}{7} = 15 ; g = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$

on vérifie avec la formule de Blondel

$$59 \text{ cm} \leq (2 * 15) + 30 \leq 64 \text{ cm} \quad \text{c.v}$$

$$\tan \alpha = \frac{15}{30} = 26.56^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0.89$$

Pour étage courant on  $H_{es}=3.06 \text{ m}$

$$H = \frac{306}{3} = 102 \text{ cm}$$

Selon BLONDEL

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

Et puis:  $mn^2 - (m+L+2H)n + 2H = 0$ .....(1)

Avec:  $m=64\text{cm}$ ,  $H=102\text{cm}$  et  $L=120\text{cm}$ .

Donc l'équation (1) devient :  $64n^2 - 408n + 204 = 0$

La solution de l'équation est:  $n=6$  (n.c. marche)

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

$$h = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm} \quad g = \frac{120}{5} = 24 \text{ cm}$$

on vérifie avec la formule de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq (2*17)+24 \leq 64 \text{ cm} \quad \text{c.v}$$

L'angle d'inclination est:

$$\tan \alpha = \frac{17}{24} = 0.70 \rightarrow \alpha = 35.31 \rightarrow \cos \alpha = 0.81$$

#### IV.2.4 épaisseur de la paille (ev):

$$\frac{l}{30} \leq ev \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ev \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\rightarrow \frac{180}{30 * 0.81} \leq ev \leq \frac{180}{20 * 0.81} \rightarrow 7.40 \leq ev \leq 11.11$$

Donc on prend  $ev=10\text{cm}$

**IV.2.5 épaisseur du palier (ep):**

$$ep = \frac{ev}{\cos \alpha} = \frac{10}{0.85} = 11.76 \text{ cm}$$

Donc on prend  $ep = 12\text{cm}$

Paillasse:

$$\begin{cases} G=6.18 \text{ KN/m}^2 \\ Q=2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} Q_{u1}=12.1 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{ser 1}=8.68 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Palier:

$$\begin{cases} G=4.33 \text{ KN/m}^2 \\ Q=2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} Q_{u2}=9.59 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{ser 2}=6.83 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**IV.2.6 Calcul moment max en travée à L.E.L.U:**

$$\sum f/g = 0 \rightarrow R_A + R_B = (12.1 * 1.8) + (9.59 * 1.2) = 33.28 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow -R_A * 3 + \left[ 12.1 * 1.8 \left( \frac{1.8}{2} + 1.2 \right) \right] + \left( 9.59 * \frac{1.2^2}{2} \right)$$

$$\rightarrow R_A = 17.53 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_B = 15.75 \text{ KN}$$

Distance	Schéma statique	Effort tranchant	Moment fléchissant
$0 \leq x \leq 1.8\text{m}$		$T(x) = R_A - q_1 * x$ $T(x) = 0 \rightarrow x = 1.44 \text{ m}$ $X=0 \rightarrow T(x) = R_A$ $X=(1.8) \rightarrow T(x) = -4.25 \text{ KN}$	$M(x) = R_A * x - q_1 * x^2 / 2$ $M(x=1.44) = 12.7 \text{ KN.m}$ $M(0) = 0$ $M(1.8) = 11.95 \text{ KN.m}$
$1.8 \leq x \leq 3$		$T(x) = R_A - 1.8q_1 - q_2(x-1.8)$ $X=1.8 \rightarrow T(x) = 4.25$ $X=3 \rightarrow T(x) = -15.83 \text{ KN}$	$M(x) = R_A * x - q_1 * 1.8(x-1.8/2) - q_2(x-1.8)^2 / 2$ $M(3) = 0$

**Donc E.L.U:**

$$M_{max}=12.70\text{KN.m}$$

$$M_T= 0.85*12.70=1.79 \text{ KN.m}$$

$$M_a= 0.4*12.70=5.08 \text{ KN.m}$$

**IV.2.7 Calcul du moment max a travée à L.E.L.S:**

$$\sum F/y=0 \rightarrow R_A+R_B= (8.69*1.8)+(6.83*1.2)=23.81 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \rightarrow - R_A*3+[8.68*1.8((1.8/2)+1.2)]+(6.83*(1.2^2/2))$$

$$R_A=12.57 \text{ KN}$$

$$R_B=11.24\text{KN}$$

Distance	Schéma statique	Effort tranchant	Moment fléchissant
$0 \leq x \leq 1.8\text{m}$		$T(x)=R_A-q_1*x$ $T(x)= 0 \rightarrow x=$ $1.44 \text{ m}$ $X=0 \rightarrow T(x)=$ $R_A$ $X=(1.8) \rightarrow$ $T(x)= -3.05 \text{ KN}$	$M(x)= R_A*x-q_1*x^2/2$ $M(x=1.44)=9.11\text{KN.m}$ $M(0)=0$ $M(1.8)=8.56\text{KN.m}$
$1.8 \leq x \leq 3$		$T(x)=R_A-1.8q_1-$ $q_2(x-1.8)$ $X=1.8 \rightarrow T(x)= -$ $3.05$ $X=3 \rightarrow T(x)= -$ $11.24 \text{ KN}$	$M(x)= R_A*x-q_1*1.8(x-$ $1.8/2)- q_2(x-1.8)^2/2$ $M(3)= 0.$

Donc E.L.S:

$$M_{max}= 9.11\text{KN.m}$$

$$M_{Tser}= 0.85*9.11=7.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{aser}= 0.4*9.11=3.64 \text{ KN.m}$$

**IV.3 Ferrailage:**

**IV.3.1 Vérification des contraintes à l'E.L.S:**

En travée:

$$u = \frac{mt}{F_{bc} * d^2 * b} = \frac{10.79 * 10^3}{14.17 * 9^2 * 100} = 0.094 < u_l \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$B=0.951$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{\delta_{bc} * d * B} = \frac{10.79 * 10^3}{348.9 * 0.951} = 3.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**IV.3.2 Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * Fc28}{F_e} = \frac{0.23 * 100 * 9 * 2.1}{400} = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 3.62 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{c.v}$$

On adopte 5T12 →  $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

St = 20cm

**IV.3.3 Armature de répartition:**

$$A_t = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: 5T10 = 3.93 cm<sup>2</sup>/ml

Avec St = 20 cm

Sur appui:

$M_a = 5.08 \text{ KN.m}$ ,  $d = 0.9h = 0.9 * 12 = 10.8 \text{ cm}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$

$$u = \frac{mt}{F_{bc} * d^2 * b} = \frac{5.08 * 10^3}{14.17 * 10.8^2 * 100} = 0.030 < u_l \rightarrow A_{sc} = 0$$

B = 0.985

$$A_{st} = \frac{Mt}{\delta_{bc} * d * B} = \frac{5.08 * 10^3}{348 * 10.8 * 0.951} = 1.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**IV.3.4 Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * Fc28}{F_e} = \frac{0.23 * 100 * 10.8 * 2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 1.37 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{c.v}$$

On adopte 5T10 →  $A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**IV.3.5 Armature de répartition:**

$$A_t = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: 5T10 = 3.93 cm<sup>2</sup>/ml

Avec St = 20 cm

Vérification:

Condition	Vérification en travée	
Condition de non fragilité	$0.23.b.d.ft28/fe=1.08 \text{ cm}^2$	$A=3.62 > A_{min} \text{ c.v}$
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{11.24 * 10}{100 * 9}$ $= 0.12 \text{ mpa}$ $\tau = \min(0.13F_c28 ; 5 \text{ MPA})$ $= 3.25 \text{ mpa}$	$\tau > \bar{\tau} \text{ c.v}$
	$A > 1.15/Fe(T+Ma/0.9d)=0.0014$	$A=1.37 > A=0.0014 \text{ cm}^2$ c.v

**IV.3.6 Vérification des contrainte à L.E.L.S:**

En travée:

$$M_{tser} = 7.74 \text{ KN.m} \quad A = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 30.1y - 271.3 = 0$$

$$Y = 2.04 \text{ cm}$$

**L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimé**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100}{3}(2.04)^3 + 15(2.01(9 - 2.04))^2$$

$$I = 1743.5 \text{ cm}^4$$

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

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7.74 * 10^3}{1743.5} \cdot 2.04 = 9.05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\delta}_{bc} = 0.6 F_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} = 9.05 \text{ MPa} < \bar{\delta}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{c.v}$$

Sur appui:

$$M_a = 0.4 * 9.11 = 3.64 \text{ KN.m}$$

$$A = 3.93 \text{ cm}^2$$

**Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 15 * 3.93(9 - y) = 0$$

$$50y^2 + 58.95y - 530.55 = 0$$

$$Y = 2.77 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimé

**Détermination di moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y^2) = 1075.71 \text{ cm}^4$$

**Détermination de contrainte dans le béton comprimé:**

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3.64 * 10^3}{1075.71} * 2.77 = 9.37 \text{ MPa}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6 F_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} = 9.37 \text{ MPa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{c.v}$$

Condition	Verification	/
$e > L/30$	$0.1 > 1.8/30 = 0.06$	c.v
$A_s / b.d \leq 4.2 / \text{Fe}$	$0.004 < 0.0105$	c.v
$L < 8\text{m}$	$1.8 \text{ m} < 8 \text{ m}$	c.v

Puisque toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est plus nécessaire.

**Le calcul de ce type d'escalier se fait comme suite:****La section de calcul:**

$$S_{cal} = u_{\min} \cdot h_{eq} \text{ avec } h_{eq} = a_1 + a_2 / 2$$

$$h_{eq} = h/2 + ev / \cos\alpha$$

$$h_{eq} = 15/2 + 5/0.81 = 13.67 \text{ cm}$$

on prend  $g_{\min} = 30\text{cm}$

les charges:

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

avec :  $Q = 150 \text{ kg.F/marche}$

$$G (\text{marche} + \text{paillasse}) = \alpha_{BA} \cdot g \cdot h_{eq}$$

$$G = 25000.030 * 0.136 = 1020 \text{ N/m}$$

$$Q_u = (1.35 * 1020) + (1.5 * 1500) = 3627 \text{ N/m}$$

Les sollicitation:

$$M_{euc} = q_u \frac{l^2}{2} = \frac{3627 * (1.2)^2}{2} = 2611.44 \text{ N.m}$$

Le ferrailage:

$$M_e = 2611.44 \text{ Nm}$$

$$d = 0.9 * h_{eq} = 0.9 * 13.67 = 12.30 \text{ cm}$$

$$u = \frac{M_e}{b \cdot d^2 \delta_{bc}} = \frac{2611.44}{30 * (12.30)^2 * 14.17} = 0.040$$

$$\beta = 0.980$$

$$A_{pr} = \frac{Me}{B.d.\delta_s} = \frac{2611.44}{0.980 * 12.30 * 348} = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 * 30 * 12.30 * 2.1 / 400 = 0.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.44 < A_{cal}$$

Le choix des armature:

$$\text{On adopte } 2\Phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

### IV.3.7. étude de la poutre brisée:

Dimensionnement:

D'après la condition de la rigidité (BAEL 91)

On a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$$

On prend  $h = 40 \text{ cm}$

$$D = 0.9 * h = 36 \text{ cm}$$

$$0.3d \leq b \leq 0.4d \rightarrow 10.8 \leq b \leq 14.4$$

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

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad c.v$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \quad c.v$$

#### a) Partie I droite:

- Poids propre de la poutre :  $25 * 0.3 * 0.4 = 3 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur situé sur la poutre :  $9 * 0.3 * 2.04 = 5.50 \text{ KN/ml}$
- Réaction du chaque volée:  $R_b = 11.24 \text{ Kn/ml}$

#### a-1) la charge totale:

$$Q_u = (1.35 * 19.74) + (1.5 * 2.5) = 30.39 \text{ KN/ml}$$

$$G_{ser} = 19.74 + 2.5 = 22.24 \text{ KN/ml}$$

#### b) Partie II droite:

- Poids propre de la poutre :  $25 * 0.3 * 0.4 = 3 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur situé sur la poutre :  $9 * 0.3 * 1.02 = 2.75 \text{ KN/ml}$
- Réaction du chaque volée:  $R_b = 11.24 \text{ Kn/ml}$

#### b-1) la charge totale:

$$Q_u = (1.35 * 16.99) + (1.5 * 2.5) = 26.68 \text{ KN/ml}$$

$$G_{ser} = 16.99 + 2.5 = 19.49 \text{ KN/ml}$$

**c) Partie inclinée:**

- Poids propre de la poutre :  $(0.3 \cdot 0.4 \cdot 25) / \cos 34.2 = 3.65 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur situé sur la poutre :  $(9 \cdot 0.3 \cdot 1.53) / \cos 34.2 = 4.13 \text{ KN/ml}$
- Réaction des marches  $q.l = 3.62 \cdot 1.2 = 4.34 \text{ KN/ml}$

**c-1) la charge totale:**

$$Q_u = (1.35 \cdot 12.12) + (1.5 \cdot 2.5) = 20.11 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{ser}} = 12.12 + 2.5 = 14.62 \text{ KN/ml}$$

**E.L.U:**

$$T_{\text{max}} = 53.82 \text{ KN}$$

$$M_{\text{max}} = 47.65 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.82 M_{\text{max}} = 40.50 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.4 M_{\text{max}} = 19.06 \text{ KN.m}$$

**E.L.S:**

$$T_{\text{max}} = 39.48 \text{ KN}$$

$$M_{\text{max}} = 35.05 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_{\text{max}} = 29.79 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.4 M_{\text{max}} = 14.02 \text{ KN.m}$$

**IV.3.8 Ferrailage ( E.L.U):**

En appuis:  $M_a = 19.06$

La section ferrillée:  $(30 \cdot 40) \text{ cm}^2$  avec  $d = 36 \text{ cm}$

$$u = \frac{M_a}{\delta_{bc} d^2 \cdot b} = \frac{19.06 \cdot 10^3}{14.17 (36)^2 \cdot 30} = 0.034 < u_l \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$U = 0.034 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\delta_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{19.06 \cdot 10^3}{348 \cdot 36 \cdot 0.983} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**a-1) condition de non fragilité:**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot F_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot 2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{min}} = 1.3 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{c.v}$$

Donc on adopte 3T12  $\rightarrow A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**b) en travée:**

$$M_t = 40.50 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M_t}{\delta_{bc} d^2 \cdot b} = \frac{40.50 \cdot 10^3}{14.17 (36)^2 \cdot 30} = 0.073 < u_l \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$U = 0.073 \rightarrow \beta = 0.9625$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\delta_s * d * \beta} = \frac{40.50 * 10^3}{348 * 36 * 0.9625} = 3.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**b-1) condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * F_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 * 30 * 36 * 2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 3.35 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{c.v}$$

Donc on adopte 3T12  $\rightarrow A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**Les armatures de répartition:**

$$A_t = \frac{A_{adop}}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$$

On adopte 3Φ 8 / ml = 1.51 cm<sup>2</sup>/ml

### IV.3.9 Justification vis à vis de l'effort tranchant:

$$T = 53.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Tu}{b.d} = \frac{53.82 * 10^3}{300.360} = 0.49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = (0.13 F_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.49 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \quad \text{c.v}$$

donc pas de risque de cisaillement

### IV.3.10 vérification de contrainte à L'E.L.S:

a) En travée:

$$M_{tser} = 29.79 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 2.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**a-1) position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 36.6y - 1317.6 = 0$$

$$Y = 8.23$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimé

**a-2) détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30(8.23)^3}{3} + 15 * 2.41(36 - 8.23)^2$$

$$I = 33799.33 \text{ cm}^2$$

**a-3) détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\delta_{bc}$ :**

$$\delta_{bc} = \frac{M_{aser}}{I}y = \frac{14.02 * 10^3}{33799.3}8.23 = 3.41 \text{ MPa}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\delta_{bc} = 3.41 \text{MPa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad c.v$$

**b) En appuis:**

$$M_{aser} = 14.02$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**b-1) position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 0 \rightarrow 15 y^2 + 50.85 y - 1830.6 = 0$$

$$Y = 9.50 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimé

**b-2) détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{30}{3} 9.5 + 1.5 * 3.39 (36 - 9.5)^2 = 44283.1 \text{ cm}^4$$

**b-3) détermination de contrainte dans le béton comprimé:**

$$\delta_{bc} = \frac{M_{aser}}{I} y = \frac{14.02 * 10^3}{44283.1} 9.5 = 3.01 \text{MPa}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6 F_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\delta_{bc} = 3.41 \text{MPa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad c.v$$

**IV.3.11 vérification de la flèche:**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{450} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.08 \geq 0.06 \quad c.v$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{15 * M_{aser}} = \frac{29.79}{15 * 35.05} = 0.05 \rightarrow 0.08 \geq 0.05 \quad c.v$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4.2}{Fe} \rightarrow \frac{2.44}{30.36} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.002 \leq 0.0105 \quad c.v$$

Donc il est inutile de calculer la fleche

Section des armatures transversales:

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l \right) = \min(11.42; 30.14) \rightarrow \Phi_t = 10 \text{mm}$$

**L'espacement:**

$$St \leq \min(0.9 d; 40 \text{cm}) = \min(32.4; 40) \rightarrow St = 20 \text{cm}$$

D'après le R.P.A 99/2003:

$$\text{Zone modale: } St \leq \min(15 \text{ cm}; 10\Phi) = \min(15 \text{ cm}, 14 \text{ cm}) \rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante: } St \leq 15\Phi = 21 \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

$$\frac{At \cdot Fe}{b \cdot s_t \cdot \delta_s} \geq \frac{\tau_u \cdot 0.3 k f_{tj}}{0.9(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

K=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

F<sub>tj</sub>=min (2.1 ; 3.3 MPa) =2.1 MPa

A= → (sin α+cosα)=

$$\frac{At}{St} \geq \frac{(0.4 - 0.3 * 1 * 2.1)30 * 1.15}{0.9 * 400} =$$

### IV.3.12 pourcentage minimale des armatures transversales:

$$\frac{At \cdot Fe}{b \cdot s_t \cdot \delta_s} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) = \max (0.2 ; 0.4) = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{At}{St} \geq \frac{30}{400} = 0.03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(2)$$

Donc on prend le max de (1) et (2)

At ≥ 0.03 St

On prend St =15 cm → At= 0.045cm<sup>2</sup> → 3Φ8= 1.51

Et St= 15 cm

## IV.4 L'ascenseur:

### IV.4.1 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 lesquelles 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).

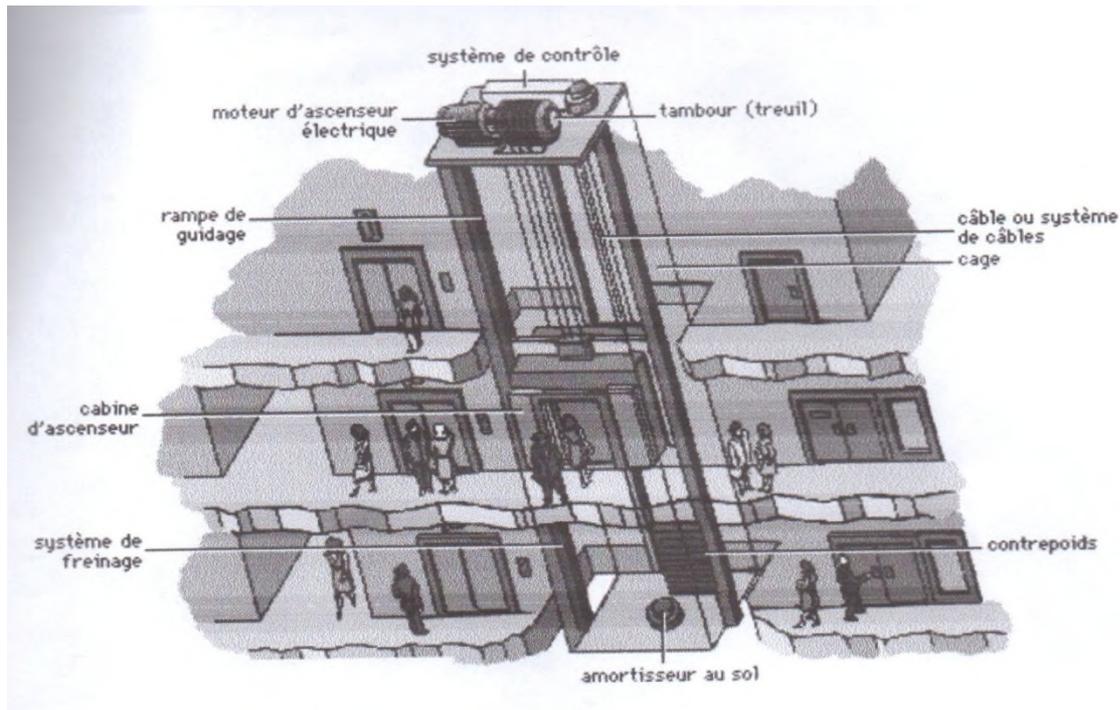


Figure IV.4: ascenseur dans un bâtiment

#### IV.4.2 L'étude 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 :

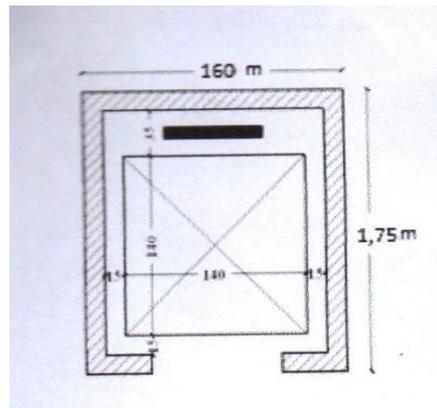
-  $P_m$  « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

-  $Q$ : la charge en cabine

-  $P_p$ : le poids de contrepoids tel que  $P_p = P_m + Q$

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  $1,96 \text{ m}^2$ .

Ses dimensions selon (NFP82-22):



- Largeur de la cabine : 1,40 m
- Longueur de la cabine : 1,40 m
- Hauteur : 2,20m
- La largeur de passage libre : 0,80 m
- La hauteur de passage libre : 1,60 m
- La hauteur de la course : 35,53 m
- La surface latérale : ,

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA, donc on prend une épaisseur de 15 cm.

Poids de la cabine: $S = (2*1.4+1.4)*2.2=9.24$	$=11.5*9.24*1.65=175.33$ kg
Poids de plancher: $S = 1.6*1.75=2.8$	$=110*2.9=319$ kg
Poids du toit	$=20*2.9= 58$ kg
Poids de l'arcade	$=60+(80*1.7)=196$ kg
Poids de parachute	$=40$ kg
Poids des accessoires	$=80$ kg
Poids des poulies de moulage	$= 2*30=60$ kg
Poids de la porte de cabine: $S 2.2*0.8=1.76$	$= 80+(2*25)= 130$ kg

Tableau III: poids mort de l'ascenseur.

Poids mort totale:  $\zeta_m = \sum M_i = 1058.33$  Kg

Contre poids:  $P_p = \zeta_m + Q/2 = 1058.33 + 675/2 = 1395.83$  Kg

#### IV.4.3 calcul des charges totales eqv:

##### a) Calcul de la charge de rupture

$D/d = 45$  et  $D = 500$  m  $\rightarrow d = 11.11$  mm

$C_s = 11$

$C_r = C_s * M = C_s * (Q + \zeta_m) = 11 * (6H' + 1058.33) = 19066.63$  Kg

$$Cr = 19066.63/0.85=22431.32$$

Pour un câble de  $d= 11.11$  et  $m=2$  on a  $Cr= 8152$  kg

$$n = \frac{Cr}{Cr_{cable} * M} = \frac{22431.32}{8152 * 2} = 1.37$$

On prend  $n=2$

**b) Calcul des poids des calcul:**

$$Mg = m*n*L = 0.515*2*27.54=28.36 \text{ kg}$$

$$M = Q + \zeta m + Mg = 675 + 1058.33 + 28.36 = 1761.69 \text{ kg}$$

Vérification de  $Cr$ :

$$Cr = Cr_{cable} * m/n = 8152 * 2 * 0.85 = 27716.8 \text{ kg}$$

$$Cr = Cs * m \rightarrow Cs = Cr/M = 27716.8/1761.69 = 15.73 > 12 \text{ c.v}$$

**c) Calcul la charge permanant total G:**

$$\text{On a: } \ell_{treil} = 1200 \text{ kg}$$

$$G = \ell m + Pp + \ell_{treil} + Mg = 1058.33 + 1395.83 + 1200 + 28.36 = 36.82.52 \text{ Kg}$$

$$Q = 675 \text{ Kg}$$

$$qu = 1.35G + 1.5 Q = 5983.90 \text{ kg}$$

**vérification de la dalle au poinçonnement**

$$q_0 = \frac{qu}{4} = \frac{5983.90}{4} = 1495.97 \text{ kg}$$

**La condition de non poinçonnement**

$$q_0 \leq 0.045 U_c * h_0 * (F_{c28}/\delta_b)$$

$$U_c = 2(u+v)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$U_c = 2(25 + 25) = 10 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0.045 U_c * h_0 * (F_{c28}/\delta_b)$$

$$q_0 \leq 0.045 * 100 * 15 * (25 * 10 / 1.5) = 11250 \text{ kg} > q_0$$

il n'y a pas de risque de poinçonnement

**distance des rectangle:**

$$\text{rectangle (01): } u=110 \text{ cm} \quad v=125 \text{ cm}$$

$$\text{rectangle (02): } u=60 \text{ cm} \quad v=125 \text{ cm}$$

$$\text{rectangle (03): } u=110 \text{ cm} \quad v=75 \text{ cm}$$

$$\text{rectangle (04): } u=60 \text{ cm} \quad v=75 \text{ cm}$$

$$\ell' = \frac{q_0}{u.v} = \frac{1495.97}{(0.25)^2} = 23935.52 \text{ kg/m}^2$$

Lx=1.6m

Ly=1.75 m

rectangle	U/Lx	V/Lx	M1	M2	S	$\ell'$	$\ell=\ell'.s$	Mx	My
1	0.68	0.71	0.072	0.057	1.37	23935.52	32791.6	2360.96	1869.12
2	0.37	0.71	0.098	0.073	0.75	23935.52	17951.6	1759.25	1310.46
3	0.68	0.42	0.083	0.074	0.83	23935.52	19866.4	1648.91	1470.11
4	0.37	0.42	0.118	0.098	0.45	23935.52	10770.9	1270.97	1055.54

#### IV. 4.4 les moment aux charge concentrée

$$M_{x1}=M_{x1}-M_{x2}-M_{x3}+M_{x4}=223.77 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1}=M_{y1}-M_{y2}-M_{y3}+M_{y4}=144.09 \text{ kg.m}$$

#### IV.4.5 moment au charge répartie:

Lx =1.60 m

Ly=1.75m

h<sub>0</sub>= 15cm

$$\text{Poidspropre: } G=0.15*2500=375\text{kg/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q=100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Charge ultime: } q_u=1.35G+1.5Q=656.25 \text{ kg/m}^2$$

##### a) Sollicitation:

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{160}{175} = 0.91 > 0.4$$

#### La dalle travaille dans les deux sences

$$M_{x2} = U_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = U_y \cdot M_{x2}$$

$$\alpha=0.91 \rightarrow U_x = 0.0447 \text{ et } U_y = 0.8036$$

donc :

$$M_{x2} = 75.096 \text{ kg.m}$$

$$M_{y2} = 60.34 \text{ kg.m}$$

##### b) Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{ox} = M_{x1} + M_{x2} = 223.77 + 75.096 = 298.86 \text{ kg.m}$$

$$M_{oy} = M_{y1} + M_{y2} = 144.09 + 60.34 = 204.43 \text{ kg.m}$$

#### IV.4.6 les moment retenus sont:

##### a) En travée

$$M_{tx} = 0.75 M_{ox} = 224.14 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{oy} = 153.32 \text{ kg.m}$$

**b) Sur appuis:**

$$M_{ax}=M_{ay}=0.5 M_{ox}= 149.43 \text{ kg.m}$$

**IV.4.7calcul du ferrailage de la dalle:**

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur

On a :  $b=100\text{cm}$ ;  $h=15\text{cm}$ ;  $d=13.5\text{cm}$ ;  $F_e= 400 \text{ MPa}$ ;  $\delta_s= 348$ ;  $F_{c28}=25\text{MPa}$ ;  $F_{bc}=14.17 \text{ MPa}$ ;

$F_{t28}= 2.1\text{MPa}$

Fissuration peu préjudiciable.

**a) En travée:****a-1) sens Lx:**

le moment ultime:

$$M_{lx}=224.14 \text{ kg.m}=2241.4 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $U_u$ :

$$u = \frac{M_{tx}}{\delta_{bc} d^2 \cdot b} = \frac{2241.4}{100 (13.5)^2 * 14.17} = 0.008 < u_l \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a :  $\beta= 0.996$

La section d'acier:

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{\beta * d * \delta_s} = \frac{2241.4}{0.996 * 13.5 * 348} = 0.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**a-2) sens Ly:**

le moment ultime:

$$M_{ly}=153.32 \text{ kg.m}=1533.2 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $U_u$ :

$$u = \frac{M_{ty}}{\delta_{bc} d^2 \cdot b} = \frac{1533.2}{100 (13.5)^2 * 14.17} = 0.005 < u_l \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a :  $\beta= 0.9975$

La section d'acier:

$$A_{st} = \frac{M_{ty}}{\beta * d * \delta_s} = \frac{1533.2}{0.9975 * 13.5 * 348} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**b) Sur appuis:**

le moment ultime:

$$M_{ax}= M_{ay}= 149.43 \text{ kg.m}= 1494.3 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $U_u$ :

$$u = \frac{M_{ax}}{\delta_{bc} d^2 \cdot b} = \frac{1494.3}{100 (13.5)^2 * 14.17} = 0.005 < u_l \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a :  $\beta= 0.9975$

La section d'acier:

$$A_{st} = \frac{M_{ax}}{\beta * d * \delta_s} = \frac{1494.3}{0.9975 * 13.5 * 348} = 0.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### IV.4.8 section minimale des armatures:

Puisque  $h_0=15\text{cm}$  ( $12\text{cm} \leq h_0 \leq 30\text{cm}$ ) et  $\alpha=0.91$

On peut appliquer la formule suivante:

$$A_{ymin}=8 h_0=8*0.15=1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty}=0.31 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ymin}=1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{ty}= A_{ymin}= 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ay}=0.31 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ymin}=1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{ay}= A_{ymin}= 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Sens Lx:**

$$A_{xmin} = A_{ymin} \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) = 1.2 \left( \frac{3-0.91}{2} \right) = 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx}=0.47 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{xmin}=1.26 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{tx}= A_{xmin}= 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ax}=0.31 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{xmin}=1.26 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{ax}= A_{xmin}= 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### IV.4.9 choix des aciers:

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \rightarrow \Phi \leq 15\text{mm}$$

**a) En travée:**

**a-1) sens Lx:**

$$A_{tr}=1.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_{tx} \leq \min (3h_0; 33 \text{ cm}) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4\text{T}10 \text{ P.M} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx}=25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

a-2) sens Ly:

$$A_{ty}=1.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_{ty} \leq \min (4h_0; 45 \text{ cm}) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4\text{T}10 \text{ P.M} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx}=25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**b) Sur appuis (chapeaux):**

$$A_a = 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4\text{T}10 \text{ P.M} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx}=25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**IV.4.10 Armature transversales:**

La mise armature transversales dépend de la condition suivante:

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  avec:

$$\tau_u \leq \frac{V_{utot}}{b * d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0.13 F_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$V_{utot} = V_x + V_v \rightarrow$  sens Lx

$V_{utot} = V_y + V_u \rightarrow$  sens Ly

$V_x$  et  $V_y$ : sont les efforts tranchants dû aux charges répartir

$V_u$  et  $V_v$ : sont les efforts tranchants dû aux charges localises

**On calcul  $V_x$  et  $V_y$ :**

$$A > 0.4 \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = qu \cdot \frac{Lx}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = qu * \frac{Lx}{3} \end{array} \right. \quad V_x > V_y$$

$$V_x = 6562.5 * \frac{1.6}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.9}{2}} = 3570 \text{ N} = 3.57 \text{ KN}$$

$$V_y = 6562.5 * \frac{1.6}{3} = 3500 \text{ N} = 3.50 \text{ KN}$$

$V_y < V_x$

Calcul  $V_v$  et  $V_u$ :

$$V_v = \frac{q_u}{2v + v} = \frac{5983.9 * 10}{(2 * 0.25) + 0.25} = 79785.3 \text{ N} = 79.78 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3v} = \frac{5983.9 * 10}{3 * 0.25} = 79785.3 \text{ N} = 79.78 \text{ KN}$$

$V_v = V_u$  que  $u=v$

Donc:

$V_{tot} = v_x + v_v = 3.57 + 79.78 = 83.35 \text{ KN} \rightarrow$  sens Lx

$V_{tot} = v_y + v_u = 3.5 + 79.78 = 83.23 \text{ KN} \rightarrow$  sens Ly

Et  $V_{tot} = \max(V_{v_{totx}}; V_{u_{toty}}) = 83.35 \text{ KN}$

Donc on a:

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b \cdot d} = \frac{83.35 * 10^3}{1000 * 135} = 0.61 \text{ MPa}$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$  on vérifier que.

$$\bar{\tau}_v = \frac{10h_0}{3} \min(0.13 F_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 * 0.15}{3} = 1.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_v = 1.63 \text{ MPa} \quad c.v$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### IV.4.11 les vérifications à L'ELS:

Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées:

$$M_{ox} = (M_1 + VM_2) \ell'_{ser} \text{ avec : } V = 0.2 \text{ (E.L.S)}$$

$$M_{oy} = (M_2 + VM_1) \ell'_{ser}$$

$$\ell'_{ser} = q_{ser} * S' = \frac{\ell_{aser}}{u * v} * S'$$

$$\ell_{aser} = (G * Q)^{1/4}$$

$$\ell_{aser} = (3682.5 + 6.75)^{1/4} = 1089.38 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{\ell_{aser}}{u * v} = \frac{1089.38}{(0.25)^2} = 17430.08 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\ell'_{ser} = 17430.08 * S'$$

les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :

$$L_x = 1.60 \text{ m et } L_y = 1.75 \text{ m}$$

rectangle	U/Lx	V/Lx	M1	M2	S'	$\ell'_{ser} = q_{ser} \cdot S'$	Mx	My
1	0.68	0.71	0.072	0.057	1.37	23879.2	1719.30	1361.11
2	0.37	0.71	0.098	0.073	0.75	13072.56	1281.11	954.29
3	0.68	0.42	0.083	0.074	0.83	14466.96	1200.75	1070.55
4	0.37	0.42	0.118	0.098	0.45	7843.53	925.53	768.66

#### III.4.12 Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{oxc} = M_{ox1} - M_{ox2} - M_{ox3} + M_{ox4} = 162.97 \text{ kg.m}$$

$$M_{oyc} = M_{oy1} - M_{oy2} - M_{oy3} + M_{oy4} = 104.93 \text{ kg.m}$$

#### III.4.13 Moment dus aux charges réparties (poids propre):

Chargement :

$$L_x = 1.60 \text{ m ; } L_y = 1.75 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre :  $G = 0.15 * 2500 = 375 \text{ kg/m}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 100 \text{ kg/m}$
- Charge ultime :  $q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg/m}$

**III.4.14 Les moment due aux charges répartie (E.L.S)**

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.60}{1.75} = 0.91$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens

$U_x = 0.0518$  et  $U_y = 0.8646$  (tirée de l'abaques)

Donc :  $M_{oxr} = U_x * q_{ser} * l^2_x = 62.98 \text{ kg.m}$

$M_{oyr} = U_y * q_{ser} * l^2_y = 54.46 \text{ kg.m}$

**III.4.15 Les moment appliqués au centre d'impact du rectangle :**

$M_{ox} = M_{oxc} + M_{oxr} = 162.97 + 62.98 = 225.95 \text{ kg.m}$

$M_{oy} = M_{oyc} + M_{oyr} = 104.93 + 54.46 = 159.39 \text{ kg.m}$

**III.4.16 Les moments retenue :**

a) En travée :

$M_{tx} = 0.75 M_{ox} = 169.46 \text{ kg.m}$

$M_{ty} = 0.75 M_{oy} = 119.54 \text{ kg.m}$

b) Sur appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{ox} = 112.97 \text{ kg.m}$

**III.4.17 Verification des contraintes dans le beton :**

Suivant lx :

a-1) en travée :

$M_{tx} = 1694.6 \text{ N.m}$ ,  $A_{tx} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $A' = 0$

$\eta = 15$ ;  $d = 13.5 \text{ cm}$

a-2) position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta A' (y - d) - y A (d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47.1y - 635.85 = 0$$

$$Y = 3.13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 * (3.13)^3}{3} + (15 * 3.14 * (13.5 - 3.13))^2 = 6087.13 \text{ cm}^4$$

a-3) détermination des contraintes dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = K.Y = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1694.6}{6087.13} * 3.13 = 0.87 \text{ MPa}$$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = 0.87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow c.v$$

Donc les armatures calculées à L'E.L.U sont convenable

**b-1) sur appuis :**

$$M_a = 1129.7 \text{ N.m}, A_a = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}, A_{sc} = 0$$

**b-2) position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A'(y - d) - yA(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47.1y - 635.85 = 0$$

$$Y = 3.13 \text{ cm}$$

**b-3) moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 * (3.13)^3}{3} + (15 * 3.14 * (13.5 - 3.13))^2 = 6087.13 \text{ cm}^4$$

**b-4) détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K.Y = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{1129.7}{6087.13} * 3.13 = 0.58 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow c.v$$

Donc les armatures calculées à L'E.L.U sont convenable

**Suivant  $L_y$  :**

**a-1) en travée :**

$$M_{ty} = 1195.4 \text{ N.m}, A_{ty} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}, A' = 0$$

$$\eta = 15; d = 13.5 \text{ cm}$$

**a-2) position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A'(y - d) - yA(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47.1y - 635.85 = 0$$

$$Y = 3.13 \text{ cm}$$

**a-3) moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 * (3.13)^3}{3} + (15 * 3.14 * (13.5 - 3.13))^2 = 6087.13 \text{ cm}^4$$

**a-4) détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K.Y = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{1195.4}{6087.13} * 3.13 = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.61 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow c.v$$

Donc les armatures calculées à L'E.L.U sont convenable

**III.5 disposition du ferrailage :****III.5.1 Arrêt des basses :**

La longueur de scellement  $L_s$  est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct

On a :  $f_e = 400$  et  $f_{c28} = 25$  MPa

$$L_s = 40\Phi = 40 \cdot 0.8 = 32 \text{ cm}$$

**III.5.2 Cas des charges uniformes :**

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers ..... le ..... Sont ancrés au delà de celui-ci

**III.5.3. Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_1 = \max (l_s, 0.2 l_y) = \max(32\text{cm}, 35\text{cm}) = 35\text{cm}$$

$$L_2 = \max (l_s, (L_1/2)) = \max(32\text{cm}, 17.5\text{cm}) = 35\text{cm}$$

**III.5.4 Arrêt des barres en travée dans les deux sens :**

Les aciers ..... A la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contrainte, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{160}{10} = 16 \text{ cm}$$

Soit la distance d'arrêt des barres est 25 cm

Armatures

**a) Suivant  $L_x$** 

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

**b) Suivant  $L_y$  :**

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

**III.5.5 Voile de la cage d'ascenseur :**

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile est  $e_p \geq 15\text{cm}$ , on adopte une épaisseur  $e_p = 15\text{cm}$

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{\min} = 0.1\% \cdot b \cdot h_t = 0.1\% \cdot 100 \cdot 15 = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 5T10/ml

$$\text{Soit } A_{\text{adop}} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L'espacement :  $S_t = 20\text{cm}$

## *Chapitre V*

### *Étude sismique du bâtiment*

### V.1 Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme et d'éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

### V.2 Présentation du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité BQ selon RPA99/version 2003 (dans notre cas  $B=0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2,5 \text{ t/m}^3$ .

### V.3 Méthode de calcul :

Le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure, on distingue principalement deux méthodes d'analyse :

- Méthode d'analyse statique équivalente ;
- Méthode d'analyse modale spectrale.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel ETABS qui peut calculer suivant différentes méthodes : Response Spectrum Function, Time History Function,...

Response Spectrum Function a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (neud maitre);
- 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 que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

## V.4 Méthode d'analyse modale spectrale :

### V.4.1 Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure, La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

### V.4.2 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) \quad 0 \leq T \leq T_1$$

$$\frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

$$2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) \quad T \leq 3.0s$$

### V.4.3 Nombre de mode à considérer :

D'après le RPA 99/2003 (article 4.3.4-a):

1. Pour les structure représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
  - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
  - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
2. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

N: nombre de niveau au-dessus du sol et  $T_K$ : la période du mode K

## V.5 Calcul sismique :

### V.5.1 Définition des masses :

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau d'où :

$$I_m = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

$I_m$  : Inertie massique (t.m<sup>2</sup>);

M: Masse sismique qui est égale au rapport W/g;

W: Poids de chaque niveau i;

g: L'accélération de la pesanteur = 9,81 m/s<sup>2</sup> ;

S: Surface du plancher ;

$I_{xg}$  : Inertie du plancher suivant l'axe X;

$I_{yg}$  : Inertie du plancher suivant l'axe Y ;

$x_g$  et  $y_g$  : Coordonnées du centre de gravité; 14.49

$X_G$  et  $Y_G$  : Coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max :

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{\max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{\max} \end{cases}$$

Le logiciel ETABS calcul automatiquement l'inertie massique.

### V.5.2 Calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifier que :  $\sum \bar{a}_i \geq 90\%$  avec :

$$\bar{a}_l = \frac{(\sum_{k=1}^n w_k \Phi_{ki})^2}{(\sum_{k=1}^n w_k \Phi_{ki})} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n w_k}$$

$$w = \sum w_k = 4473.025t$$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

- Sens longitudinal :

$$\sum a_x = 95,013 \% > 90\%; \text{ Condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

$$\sum a_y = 95,581 \% > 90\%; \text{ Condition vérifiée}$$

### V.6 Calcul de l'effort sismique à la base :

#### V.6.1 Principe de la méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Uneductilité suffisante ;
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire des secousses sismiques majeures.

### V.6.2 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale « V » est appliquée à la base de la structure et doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales, selon la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone, il est tiré à partir du tableau 4.1 (RPA 2003);

**Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone**

groupe	Zone		
	I	II a	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

Dans ce cas, A = 0,10

Q: Facteur de qualité :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

$P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

**Tableau V.2 : pénalité à retenir pour le critère de qualité**

Critère q	$P_q$	
	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement.	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1 + \sum 0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1 = 1.15$$

R: Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 2003 en fonction du système de contreventement, en cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées, il y a lieu d'adopter pour les coefficients R la valeur la plus petite, dans ce cas R=5

Après plusieurs études de variantes comportant différentes disposition des voiles on a choisi la variante suivante

Mode 1: translation T=0,5997 s

W: Poids totale du bâtiment. W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i):

$$w = \sum_{i=1}^n w_i ; avec w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure ;

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation ;

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau suivant :

**Tableau V.3 : Coefficient de pondération**

Cas	Type d'ouvrage	B
1	Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	0.30
	Salles d'exposition, ... Salles de classes, ...	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1.00
5	Autre locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans ce cas, le poids a été tiré directement du logiciel ETABS :

$$w = \sum_{i=1}^n w_i = 3942.30t$$

D: Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement «n » et de la période fondamentale de la structure «T».

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \leq 3s \end{cases}$$

$T_1$  et  $T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont dans le tableau suivant :

**Tableau V.4 : Périodes associées à la catégorie de site**

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub>	0.15	0.15	0.15	0.15
T <sub>2</sub>	0.30	0.40	0.50	0.70

Le facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7$$

$\varepsilon$  : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau suivant :

**Tableau V.5 : Pourcentage d'amortissement critique Portiques**

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton / maçonnerie
Léger	6	4	10
dense	7	5	

a) Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :  $T = C_t h_N^{3/4}$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau (N);

$C_t$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA 2003.

On a un sol meuble  $\rightarrow$  site 3 donc  $T_1 = 0,15\text{sec}$  et  $T_2 = 0,5\text{ sec}$ .

$$T = C_t h_N^{3/4} = 0.05 \times 27.54^{3/4} = 0.605$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.82; \varepsilon = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$$

$$T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.60}\right)^{2/3} = 2.04$$

b) Calcul de l'effort :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.1 \times 2.04 \times 1.15}{5} \times 3942.30 = 239.89t$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des Valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

On vérifié aussi que la période dynamique  $T_{dyn}$  ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de la période statique fondamentale  $T$ :

$$T_{dyn} = 0,559 \text{ sec} < T + 30\%T = 1,3 \times 0,55 = 0,715 \text{ sec} \dots \text{condition vérifiée}$$

- Sens longitudinale :

$$V_{dx} = 192.10 > 80\% V_{st} = 191.91 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

$$V_{dy} = 192.08 > 80\% V_{st} = 191.91 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### V.7 Calcul des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \text{ ok avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- $R$ : Coefficient de comportement ;  $R = 5$
- $\delta_{ek}$ : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$ : déplacement admissible (égale à 1%  $h_e$ )

Les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

**Tableaux V.6 : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.**

Niveau	Hauteur (cm)	Sens X-X			Sens y-y			$\overline{\delta_k}$	$\frac{\Delta_k \leq}{\overline{\delta_k}}$
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)		
8	306	1.58	7.90	0.70	1.52	7.6	1	3.06	Vérifier
7	306	1.44	7.20	0.80	1.32	6.6	1	3.06	Vérifier
6	306	1.28	6.40	1	1.12	5.6	1.05	3.06	Vérifier
5	306	1.08	5.40	1.05	0.91	4.55	1.05	3.06	Vérifier
4	306	0.87	4.35	1.10	0.70	3.5	1	3.06	Vérifier
3	306	0.65	3.25	1.10	0.50	2.5	0.95	3.06	Vérifier
2	306	0.43	2.15	1.4	0.31	1.55	0.8	3.06	Vérifier
1	306	0.15	0.75	0.4	0.15	0.75	0.55	3.06	Vérifier
RDC	306	0.07	0.35	0.35	0.04	0.2	0.2	3.06	Vérifier

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la sécurité de l'article 5.10 du RPA 99/2003 est vérifié.

## **Chapitre VI**

### ***Ferraillage des portiques***

**VI.1 Introduction:**

l'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ETABS a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

**VI.1.1 Les combinaisons de calcul:**

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

- Poutres:
  - Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91):  $1.35G + 1.5 Q$
  - Sollicitations du 2éme genre (RPA 99/2003):
    - $0.8G \pm E$
    - $G + Q \pm E$
- Poteaux:
  - Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91):  $1.35G + 1.5 Q$
  - Sollicitations du 2éme genre (RPA 99/2003):
    - $G+Q \pm 1.2^E$
    - $G + Q \pm E$

Avec:

G: Charges permanentes;

Q : Charges d'exploitation ;

E: Effort sismique.

**VI.2 Ferraillage des poutres :**

**VI.2.1 Méthode de calcul :**

En cas générale, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple. Le ferraillage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable. Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1" et du 2 genre :

Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91):  $S_{p1}=1.35G + 1.5 Q \rightarrow$ moment correspondant  $M_{sp1}$

Sollicitations du 2éme genre (RPA 99/2003):
 

- $S_{p2}= 0.8G \pm E$
- $S_{p2}= G + Q \pm E$

moment correspondant  $M_{sp2}$

On détermine les armatures sous :  $\text{Max} (S_{p1};S_{p2})$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurité ( $\gamma_s; \gamma_b$ ).

Pour la situation accident Elle: 
$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400 \text{MPa} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \sigma_b = 18.48 \text{MPa} \end{array} \right.$$

Pour la situation normale ou durable : 
$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \sigma_s = 348 \text{MPa} \\ \gamma_b = 1.5 \rightarrow \sigma_b = 18.4814.17 \text{MPa} \end{array} \right.$$

**VI.2.2 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :**

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{\min} = 0,5\% * b * h_t$ ;
- Section d'armature maximale: 
$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\max1} = 4\% * b * h_t; \text{ zone courante} \\ A_{\max1} = 6\% * b * h_t; \text{ zone de recouvrement} \end{array} \right.$$
- Le diamètre minimum est de 12 mm;
- La longueur minimale des recouvrements est de: 
$$\left\{ \begin{array}{l} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{array} \right.$$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferraillage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferraillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

**VI.2.3 cas de l'étage courant :**

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

**VI.2.3.1 Ferraillage d'une poutre :**

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale de rive (étage courant) Les moments  $M_{sp1}$  et  $M_{sp2}$  sont tirés à partir du logiciel ETABS.

**VI.2.3.1.1 sens longitudinal : « poutre principale (30x45) cm<sup>2</sup> »**

**a) Armatures longitudinales :**

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$A_{\min} = 0.5 \% b * h_t = 0.5 * 30 * 45 / 100 = 6.75 \text{ cm}^2$  (sous toute la section)

$A_{\max1} = 4\% b * h_t = 4 * 30 * 45 / 100 = 54 \text{ cm}^2$

$A_{\max2} = 6\% b * h_t = 6 * 30 * 45 / 100 = 81 \text{ cm}^2$

**a.1) Ferraillage sur appuis :**

$$\text{On a: } \begin{cases} M_{sp1}=2.44\text{t.m} \\ M_{sp2}=1.54\text{t.m} \end{cases}$$

Données :

- Largeur de la poutre :  $b = 30 \text{ cm}$ ;
- Hauteur de la section :  $h = 40\text{cm}$ ;
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d=0,9h = 40,5 \text{ cm}$ ;
- Contrainte des aciers utilisés:  $f_e=400 \text{ MPa}$ ;
- Contrainte du béton à 28 jours:  $f_{c28}= 25 \text{ MPa}$ ;
- Contrainte limite du béton:  $f_{t28}=2.1 \text{ MPa}$ ;
- Fissurationpeupréjudiciable

Le moment réduit  $\mu_u$ :

$$u = \frac{M_{sp1}}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{24.4 * 10^3}{30 * 40^2 * 14.17} = 0.03 < u_1 \rightarrow A' = 0$$

On a:  $\beta = 0.958$

$$u = \frac{M_{sp2}}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{15.4 * 10^3}{30 * 40.5^2 * 14.17} = 0.014 < u_1 \rightarrow A' = 0$$

On a:  $\beta = 0.993$

La section d'acier:

$$A_{sx1} = \frac{M_{sp1}}{\beta * d * \sigma_{bc}} = \frac{24.4 * 10^3}{0.958 * 40.5 * 348} = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx2} = \frac{M_{sp2}}{\beta * d * \sigma_{bc}} = \frac{15.4 * 10^3}{0.993 * 40.5 * 400} = 0.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx} = \max \{A_{sx1} ; A_{sx2}\} = 1.80\text{cm}^2$$

Donc on prend : 3T14 ce qui nous donne  $A=4.62 \text{ cm}^2$

**a.2) Ferraillage en travée:**

$$\text{On a: } \begin{cases} M_{sp1}=2.44\text{t.m} \\ M_{sp2}=1.54\text{t.m} \end{cases}$$

Le moment réduit  $\mu_u$ :

$$u = \frac{M_{sp1}}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{23.8 * 10^3}{30 * 40.5^2 * 14.17} = 0.034 < u_1 \rightarrow A' = 0$$

On a:  $\beta = 0.983$

$$u = \frac{M_{sp2}}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{25.8 * 10^3}{30 * 40^2 * 18.48} = 0.028 < u_1 \rightarrow A' = 0$$

On a:  $\beta = 0.986$

La section d'acier:

$$A_{sx1} = \frac{M_{sp1}}{\beta * d * \sigma_{bc}} = \frac{23.8 * 10^3}{0.983 * 40.5 * 348} = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx2} = \frac{M_{sp2}}{\beta * d * \sigma_{bc}} = \frac{25.8 * 10^3}{0.986 * 40.5 * 400} = 1.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx} = \max \{A_{sx1} ; A_{sx2}\} = 1.71 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T14 ce qui nous donne  $A=4.62 \text{ cm}^2$

### VI.2.3.2 Vérification du ferraillage de la poutre:

#### a) condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{c28}}{F_e} = \frac{0.23 * 30 * 40.5 * 2.10}{400} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$A_{adpt} > A_{min}$  : condition vérifiée

#### b) contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T}{b * d} = \frac{180}{30 * 40.5} = 0.14 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$  ; Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

Il n y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

#### c) Détermination du diamètre des armatures transversal:

$$\Phi_t = \min \left\{ \frac{h}{30}, \frac{b}{10}, \Phi_l \right\} = \min \{15 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 14 \text{ mm}\} \rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

#### d) l'espacement:

$$S_t \leq \min ( 0.9d ; 40 \text{ cm} ) = \min ( 36.45 \text{ cm}; 40 \text{ cm} )$$

D'après le R.P.A 99/2003:

$$\text{Zone nodale: } S_t \leq \min ( h/4 ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l ) = \min ( 11.25 ; 30 \text{ cm} ; 16.8 \text{ cm} ) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante: } S_t \leq h/2 = 22.5 \text{ cm} \rightarrow 15 \text{ cm}$$

#### e) vérification de la section d'armatures minimale:

$$\frac{A_t * f_e}{S_t * b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} = \max \{0.065; 0.4\} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 * 30}{235} = 0.05 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t * f_e}{b * S_t * \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0.3 K f_{tj}}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0.14 - (0.3 * 192.1)) * 30 * 1.15}{0.9 * 1 * 235}$$

$$= - 0.08 \quad (02)$$

On prend le max (1) et (2)  $\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0.06 S_t \\ \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 0.9 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

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

T= 1.80 t ; M<sub>ap</sub>= 2.44 t.m

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{2.44}{0.9 * 40.5 * 10^{-2}} = 6.69t > 1.8t$$

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

g) compression de la bielle d'about:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}, \text{ ou } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle}$$

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0.8 * f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0.8 * f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0.8 * b * f_{c28}} \rightarrow a \geq \frac{2 * 18 * 1.5}{0.8 * 30 * 25 * 10} = 0.009m = 0.9$$

a'= b-4=26 cm

a=min (a';0.9d)=min(26cm;40.5cm)=26cm; a > 0.9 cm; condition vérifiée.

**h) entrainement des armatures:**

**h.1) Vérification de la contrainte d'adhérence:**

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d * \mu * n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \Psi_s * f_{c28}$$

Ψ<sub>s</sub>: coefficient de cisaillement; Ψ<sub>s</sub>=1.5 pour H.A;

T: l'effort tranchant maximum ; T = 63.2 KN;

n: Nombre des armatures longitudinaux tendus; n= 5;

μ: Périmètre d'armatures tendue; μ=πΦ= π\* 1.2= 3.77 cm

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d * \mu * n} = \frac{63.2 * 10^3}{36.45 * 3.77 * 5 * 10^2} = 0.92MPa$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1.5 * 2.1 = 3.15$$

$$\tau_{ser} = 0.92MPa < \overline{\tau_{ser}} = 3.15MPa ; \text{condition vérifiée.}$$

**h.2) Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit « L<sub>s</sub> » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre o pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ<sub>s</sub>.

La contrainte d'adhérence Ts est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0.6 * \psi_s^2 * f_{c28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83 MPa$$

$$L_s = \frac{\theta * fe}{4 * \tau_s} = \frac{1.2 * 400}{4 * 2.83} = 42.40cm$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur «r» r = 5,50Φ = 5,5 x 1,2 = 6,6 cm

**h.3) Calcul des crochets :**

Crochets courant d'angle de 90°: L<sub>2</sub>= d-(c+Φ/2+r); L<sub>1</sub>≥L<sub>s</sub> - 2.19r - L<sub>2</sub>/1.87

$$\Phi = 1.2 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} L_2 = 28.8 \text{ cm} \\ L_1 = 12.55 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1.4 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} L_2 = 27.6 \text{ cm} \\ L_1 = 17.85cm \end{cases}$$

**h.4) La longueur de recouvrement:**

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \rightarrow \Phi=1,4 \text{ cm} \rightarrow l= 56 \text{ cm} \\ 50 \Phi \text{ en zone III} \rightarrow \Phi=1.2 \text{ cm} \rightarrow l= 48 \text{ cm} \end{cases}$$

i) Vérification des contraintes à l'ELS:

$$M_{ser} = 1.47 \text{ t.m} ; A = 4.62 \text{ cm}^2$$

i.1) Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 69.3 y - 2806.65 = 0 \rightarrow y = 11.56m$$

i.2)moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y^2) = \frac{30 * 11.56^3}{3} + (15 * 4.62) * (40.5 - 11.56)^2 = 73488.42cm^4$$

i.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ<sub>bc</sub>

$$\sigma_{bc} = K * y = \frac{M_{ser}}{I} * y = \frac{1.47 * 10^4}{73488.42} * 11.56 = 2.31MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2.31MPa < \overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15MPa ; \text{Condition vérifiée.}$$

**j) Vérification de la flèche:**

les conditions suivantes doivent être vérifiées:

$M_{t_{ser}} = 1.47t.m$  ; Tirée à partir du logiciel ETABS

$$M_{0_{ser}} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(1.28 + 0.26) * 5.75^2}{8} = 4.32t.m$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{5} = 0.088 > 0.062 : \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t_{ser}}}{10 * M_{0_{ser}}} \rightarrow \frac{45}{575} = 0.078 > \frac{1.47}{10 * 4.32} = 0.039 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.62}{30 * 40.5} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Condition vérifiée}$$

**VI.2.4 Les tableaux récapitulatifs du ferrailage des différents niveaux:**

**a)Sens longitudinal: "poutre principale (30\*45) cm<sup>2</sup>"**

**a.1) Poutre de rive:**

niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul max	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Terrasse	Appuis	0.24	2.21	2.21	6.75	1.42	3T14=4.62
	Travée	0.61	3.02	3.02		1.89	3T16=6.65
RDC au 6 <sup>eme</sup>	Appuis	0.28	3.20	3.20	6.75	2.01	3T14=4.62
	Travée	0.98	3.89	3.89		2.46	3T14=4.62

**a.2) poutre intermédiaire:**

niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Terrasse	Appuis	1.62	2.25	2.25	6.75	1.41	3T14=4.62
	Travée	2.48	2.51	2.51		1.57	3T16=6.65
RDC au 6 <sup>eme</sup>	Appuis	1.54	2.44	2.44	6.75	1.80	3T14=4.62
	Travée	2.38	2.85	2.85		1.71	3T14=4.62

**b) sens transversal : « poutre secondaire (30x35) cm»**

Armature longitudinale:

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 0,5 \times 35 \times 30 / 100 = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max_i} = 4\% \times b \times h_t = 4 \times 35 \times 30 / 100 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% \times b \times h_t = 6 \times 35 \times 30 / 100 = 63 \text{ cm}^2$$

**b.1) Poutre de rive**

niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Terrasse	Appuis	2.65	3.52	3.52	5.25	2.88	3T14=4.62
	Travée	2.06	4.14	4.14		3.42	3T14=4.62
RDC au 6 <sup>eme</sup>	Appuis	2.87	5.08	5.08	5.25	4.30	3T14=4.62
	Travée	2.9	6.9	6.9		6.00	4T14=6.16

**b.2) Poutre intermédiaire:**

niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Terrasse	Appuis	2.93	3.20	3.20	5.25	2.75	3T14=4.62
	Travée	2.81	4.48	4.48		3.75	3T14=4.62
RDC au 6 <sup>eme</sup>	Appuis	3.32	3.86	3.86	5.25	3.21	3T14=4.62
	Travée	3.59	4.73	4.73		3.99	3T14=6.16

**VI.3 Ferraillage des poteaux :**

**a) Méthode de calcul :**

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Premier genre: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{Deuxième genre: } \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} N_{max}; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min}; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max}; M_{correspondant} \rightarrow A_3 \\ N_{max}; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min}; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max}; M_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases}$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité  $\gamma_s \gamma_b$ :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle:} \\ \text{Situation normale:} \end{array} \right\} \begin{cases} \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \sigma_b = 18.48 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1.15 \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.5 \rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ MPa} \end{cases}$$

**b) Ferraillage exigé par le RPA 99/2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I);
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de:  $\left\{ \begin{array}{l} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50 \Phi \text{ en zone III} \end{array} \right.$
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau no doit pas dépasser 25cm en zone I;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimales et maximales imposée par le RPA 99/2003 :

**Tableau VI.1 : Armatures minimales et maximales pour les poteaux.**

Type de poteaux	$A_{min} = 0.7\% * S$	$A_{min1} = 4\% * S$	$A_{min2} = 6\% * S$
Type 1 (40*40cm <sup>2</sup> )	11.2 (cm <sup>2</sup> )	64 (cm <sup>2</sup> )	96 (cm <sup>2</sup> )
Type 2 (35*35cm <sup>2</sup> )	8.75 (cm <sup>2</sup> )	49 (cm <sup>2</sup> )	73.5 (cm <sup>2</sup> )

**VI.3.1. Exemple de calcul:**

**VI.3.1.1 Les sollicitations défavorables:**

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de t.m:

**Tableau VI.2: Sollicitations du premier genre**

Etages		Type 3 (40*40 cm <sup>2</sup> )	Type 4 (35*35 cm <sup>2</sup> )
Combinaison			
A	$N_{max}$	267.52	170
	$M_{cor}$	0.286	1.41
B	$N_{min}$	44.38	2.51
	$M_{cor}$	0.086	0.18
C	$M_{max}$	5.30	8.70
	$N_{cor}$	99.85	18.52

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de t.m:

Tableau VI.3: Sollicitations du deuxième genre

Etages		Type 3 (40*40 cm <sup>2</sup> )	Type 4 (35*35 cm <sup>2</sup> )
Combinaison			
A	N <sub>max</sub>	208	132.56
	M <sub>cor</sub>	3.40	4.38
B	N <sub>min</sub>	42.48	2.67
	M <sub>cor</sub>	0.56	0.10
C	M <sub>max</sub>	13.97	11.44
	N <sub>cor</sub>	136.04	82.84

### VI.3.1.2 Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Données :

- Enrobage :  $c = 2,5$  cm;
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = h - c$ ;
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400$  MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25$  MPa;
- Contrainte limite du béton :  $f_{t28} = 2,1$  MPa;
- Fissuration peu préjudiciable.

Méthode de calcul :

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

1. On détermine le centrage puis le moment :

$$e = \frac{M}{N}$$

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

2. On vérifie si la section est surabondante:

$$N_u \leq 0.81 f_{bc} * b * h$$

$$M_u \leq N_u * d * \left( \frac{1 - 0.514 N_u}{b * d * f_{bc}} \right)$$

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * \sigma_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s}$$

$$A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment:

$$A_{min} = 0.5\% * b * h_t$$

$$A_{adoptée} = \max (A_1; A_2; \dots ; A_{min})$$

A<sub>cal</sub> est tirée du logiciel SOCOTEC

Si les condition sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires (A=A'=0)

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant:

**Tableau VI.4: Ferrailage des poteaux**

niveau x	combi s	1 <sup>er</sup> genre				2 <sup>ème</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sub>u</sub> (t)	M <sub>u</sub> (t.m)	A <sub>slmi</sub> n (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ACC</sub> (t)	M <sub>AC</sub> c (t.m)	A <sub>sl</sub> (cm <sup>2</sup> )		
Type 1 (40*40 cm <sup>2</sup> )	A	267.5 2	0.28 6	0.00	0.00	208	3.40	0.00	11.2 0	8T14=12.3 2
	B	44.38	0.08 6			42.48	0.56			
	C	99.85	5.30			136.0 4	13.9 7			
Type 2 (35*35 cm <sup>2</sup> )	A	170	1.41			132.6	4.38		8.58	8T12=9.05
	B	2.51	0.18			2.67	0.1			
	C	18.52	8.70			82.84	11.4 4			

**VI.3.1.3 Vérifications de la contrainte de cisaillement:**

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (40\*40cm<sup>2</sup>)

$$\tau_u = \frac{T}{b * d} = \frac{3.11 * 10}{40 * 36} = 0.020MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}; 5MPa); \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 MPa; 5MPa) = 3.25 MPa$$

$$\tau_u = 0.020MPa < \bar{\tau}_u = 3.25MPa; \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement

### VI.3.1.4 Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

#### a) Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_l * f_e}$$

$V_u$ : Effort tranchant de calcul ;

$h_l$ : Hauteur totale de la section brute;

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

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

$\rho_a$ : Coefficient correcteur égale à :  $3.75 \text{ si } \lambda_g \geq 5$

$S_t$ : Espacement des armatures transversales.

#### b) l'espacement:

D'après le RPA 99/2003 on

Zone nodale:  $S_t \leq \min(10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \rightarrow$  on prend  $S_t = 10 \text{ cm}$

a: zone courante:  $S_t \leq 15 \Phi_1 = 30 \text{ cm} \rightarrow$  on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

#### c) calcul de l'élançement géométrique:

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7L_0}{b} = \frac{0.7 * 3.06}{0.5} = 4.28 \leq 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

donc

$$A_t = \frac{S_t * \rho_a * V_u}{h_l * f_e} = \frac{15 * 2.5 * 31.1}{40 * 235} = 0.12 \text{ cm}^2$$

#### d) Quantité d'armatures transversales minimales:

$A_t / T * b$  en % est donné comme suit:  $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0.3\%$

Alors:  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale: } A_t = 0.3\% * 10 * 50 = 1.5 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante: } A_t = 0.3\% * 15 * 50 = 2.25 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

$$\rightarrow A_t = 10\Phi 8 = 5.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t * f_e}{b * S_t} \geq \max\{\tau_u; 0.4 MPa\} = 0.4 MPa \rightarrow A_t \geq \frac{0.4 * b * S_t}{f_e} = 0.85 cm^2$$

< 2.25 cm<sup>2</sup> ; condition vérifiée

f) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b; h; 60cm\right\} = \max\{51cm; 40cm; 40cm; 60cm\} = 60cm$$

$$L' = 2h = 80cm$$

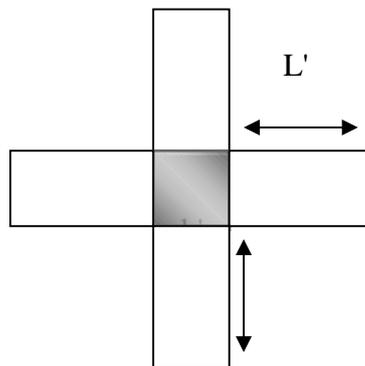
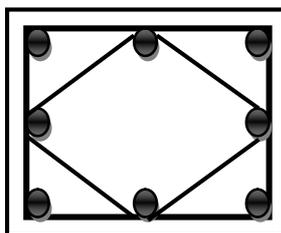


figure V.1: la zone nodale.

(RDC...2<sup>ème</sup>) étages  
(40\*40)



(3<sup>ème</sup> ... 7<sup>ème</sup>) étages  
(35\*35)

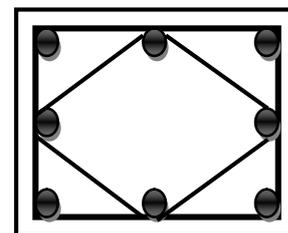


Figure VI.2: Dessin de ferrailages des sections des poteaux.

## **Chapitre VII**

### ***Calcul des ferrailages des voiles***

### VII.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 ou 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 encastrée 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.

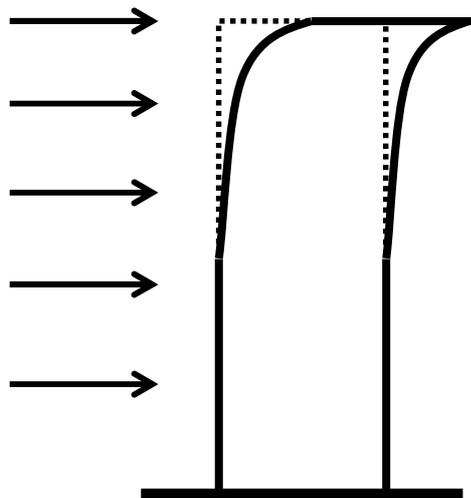


Figure VII.1 : le comportement d'un voile

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

### VII.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):

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0.85f_{c28}}{1.15} = 18.48 \text{ MPa}$$

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:  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  = 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:  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  = 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: ( $\sigma_1$  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.

### **VII.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 égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage 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.

### **VII.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 %

### **VII.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 inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres

Longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

**VII.6 Ferrailage des voiles :**

**a) Détermination des contraintes**

Combinaison :(G+Q+E):

$$A = 0,68m^2.$$

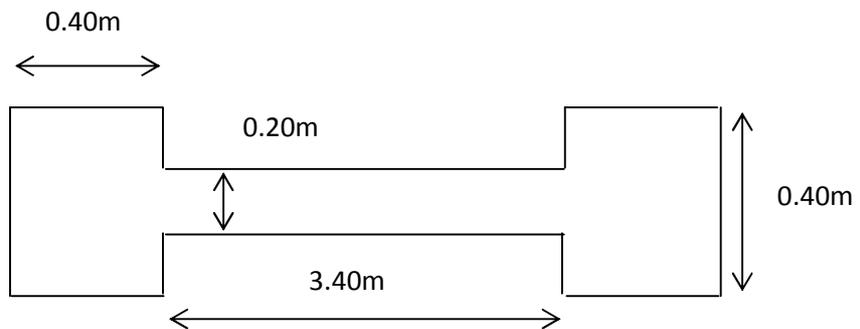
$$I = 6,52 * 10^{-3} m^4$$

$$V = 1,7 m$$

$$N = 157.53 t$$

$$M = 2.93 t.m$$

$$T = 4,94 t.$$



**Figure VII. 2: Schéma du voile + poteaux**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M * V}{I} = \frac{157.3}{0.68} + \frac{2.93 * 1.7}{6.52 * 10^{-3}} = 991.32t/m^2 = 9.91MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M * V}{I} = \frac{157.3}{0.68} - \frac{2.93 * 1.7}{6.52 * 10^{-3}} = -\frac{782.98t}{m^2} = -7.82MPa$$

On est dans le 1<sup>ere</sup> cas donc 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)

**b) Calcul des armatures verticales :**

D'après le RPA99 (version 2003) on a :

$$A_{min} = 0,15\%.a.L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de lm:

$$A_{min} = 0,15\%.a.lm$$

$$A_{min} = 0,15\%.20.100=3.00cm^2/ml$$

b.1) le diamètre :

$$D \leq 1.a/10(mm)$$

$$D \leq (1.200/10)$$

$$D \leq 20mm$$

On adopte : D=12 mm

b.2) L'espacement :

- Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min (2.a, 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (40 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min (1,5x_a ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (30 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

- Donc :  $St \leq \min (St_{BAEL} ; St_{RPA 99})$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

La section des armatures verticales (en deux nappes) soit 5T12 p.ml = 3,93cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 20 cm.

**c) Calcul des armatures horizontales :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales (En deux nappes) soit 5T10p.m. = 3,93 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 20 cm.

**d) Calcul des armatures transversales :**

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m<sup>2</sup> au moins ; on prend donc 4Φ 6 par m<sup>2</sup>.

**e) 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'où :  $\bar{V} = 1.4 T_{u\text{calcul}}$

Avec

$T_u$  : 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,  $h=306\text{cm}$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1.4 * 4.94}{20 * 306 * 0.9} = 0.0012 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.0012 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 * 25 = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  condition vérifiée

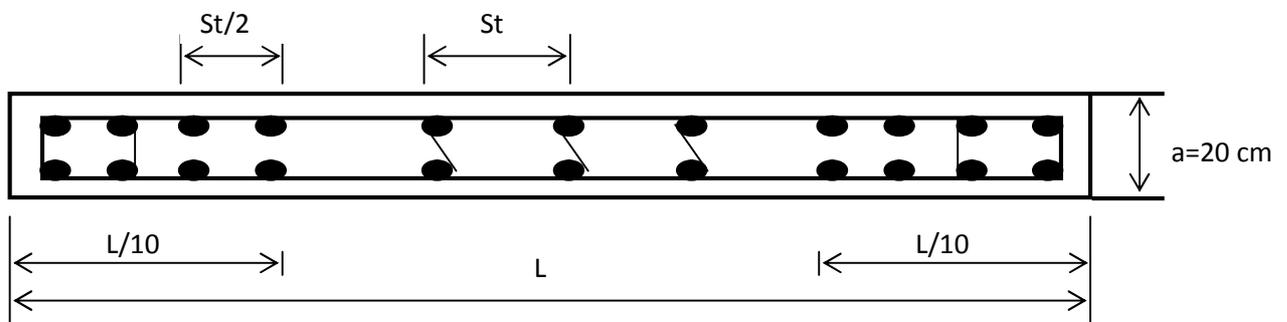
Donc pas de risque de cisaillement

**f) Disposition des armatures :**

- Armatures verticales
  - Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.
  - La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 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 a  $St=20\text{cm} \rightarrow St/2 = 10\text{ cm} < 15\text{ cm}$  .....condition vérifiée

$L=460\text{ cm} \rightarrow L/10 = 46\text{ cm}$



**Figure VII.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles**

- Armatures horizontales

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

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur  $St \leq \min(1,5a; 30\text{ cm})$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- 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.

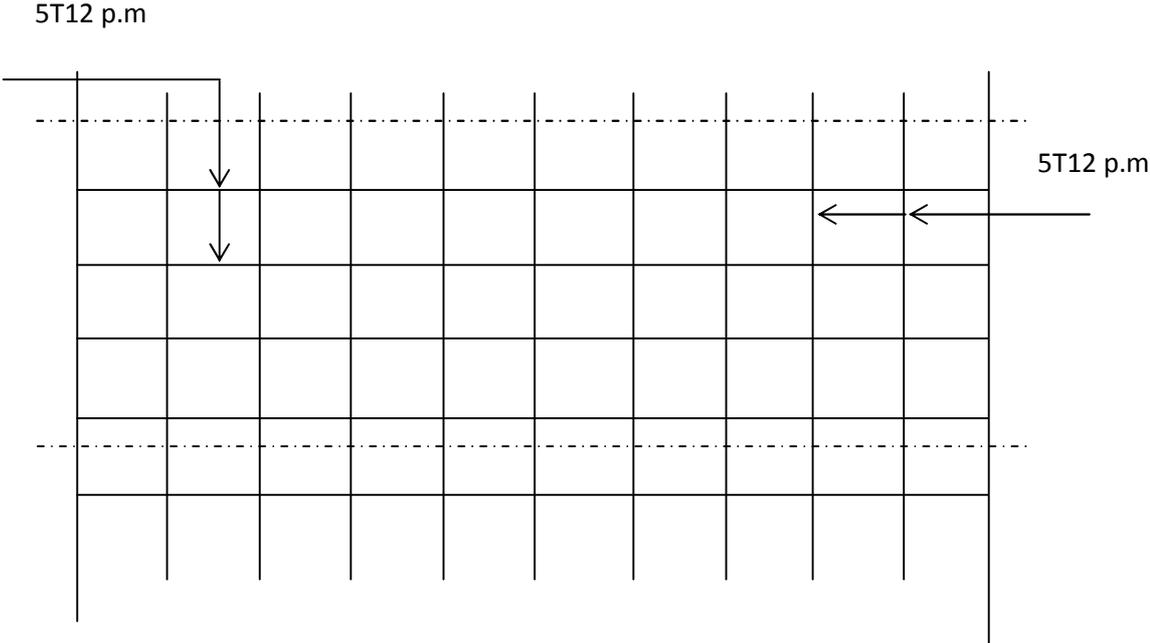


Figure VII.4 : Disposition du ferrailage du voile

## **Chapitre VIII**

### ***Étude de l'infrastructures***

**VIII.1 Introduction :**

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

**VIII.2 Étude des fondations**

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable. Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol. D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 1 bar à un ancrage de 2,5 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
  1. Dimensionnement à l'ELS;
  2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations 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.

Poids supporté par le radier.

Superstructure  $G_T$ : la charge permanente totale.

QT: la charge d'exploitation totale.

**VIII.2.1 Choix du type de fondations :**

Avec une capacité portante du terrain égale à 1 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semellesfilantes ;
- Radiergénéral.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ( $S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} \geq 50\%$ ).

La surface de la semelle est donnée par :  $S \geq N / \sigma_{\text{sol}}$

Avec :

S: la surface totale de la semelle

$$\sigma_{\text{sol}} = 10 \text{ t/m}^2$$

Poids supporté par le radier

Superstructure  $G_T$ : la charge permanente totale

$Q_T$ : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^8 G_i = 4671.761t$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^8 Q_i = 495.178t$$

**a) combinaison d'actions:**

$$\text{E.L.U: } N_u = 1.35 G_T + 1.5 Q_T = 7049.64t$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 5166.93t$$

**b) Vérification du chevauchement :**

La surface du bâtiment est de :  $S = 432,47 \text{ m}^2$

$$S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} = 63\% > 50\%; \text{ Condition non vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la L'augmentation de structure;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

**VIII.3 Définition du radier :**

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui a une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de

l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Éviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol = poids total de la structure).

**VIII.3.1 Pré dimensionnement du radier :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

**a) Condition forfaitaire :**

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \rightarrow 23 \text{ cm} \leq d \leq 28.75 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

L= 5.75 m

**b) Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.06 \cdot f_{c28} \rightarrow d \geq \frac{V_u}{0.06 f_{c28} \cdot b}$$

Avec ; Vu : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{1m \cdot \left(\frac{N_u}{s}\right) \cdot L}{2} = \frac{1 \cdot \left(\frac{7049.64}{432.74}\right) \cdot 5.75}{2} = 46.83t$$

$$\rightarrow d \geq \frac{46.83 \cdot 10^{-2}}{0.06 \cdot 25 \cdot 1} = 0.31 \dots \dots \dots (2)$$

De (01) et (02) on a d ≥ 0,31 m

Donc : h ≥ d+c= 25+5=30cm

Soit : d=30 cm, h= 35 cm

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 35 cm, ht = 35 cm

**c) Calcul du débordement :**

D ≥ max {h/2; 30 cm} = 30 cm → On prend D = 50 cm

Et de ce fait, la surface du radier est : Sr = 584,76 m²

**d) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :**

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \rightarrow 63,88 \text{ cm} \leq h \leq 95,83 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 70 \text{ cm}; d = 63 \text{ cm}; b = 40 \text{ cm}$$

L: la longueur maximal d'une poutre de libage,  $L = 5,75 \text{ m}$

**e) Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{radier} = \gamma_b \left[ (h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \sum L_i) \right]$$

$$= 2,5[(0,50 \times 432,74) + (0,7 * 0,35 * 210,98)] = 670,15 \text{ t}$$

$$N_{ser} = 670,15 + 5166,93 = 5837,08 \text{ t}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_r} = 9,98 \frac{Kn}{m^2} < 25 \frac{Kn}{m^2}; \text{ Condition vérifiée}$$

**f) La longueur élastique :**

La longueur élastique de la poutre est donnée par :  $L_e = \sqrt[4]{4EI/K \times b}$

I: inertie de la poutre :  $I = bh^3/12 = 0.010m^4$  ;

K: Coefficient de raideur du sol  $K = 500 \text{ t/m}^3$ ;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * 3216419 * 0.010}{500 * 0.35}} = 5.20m$$

$$L_{max} = 5.75m < \frac{\pi}{2} * L_e = 8.16m; \text{ condition vérifier}$$

$L_{max}$  : Longueur maximale entre nues des poteaux

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

**g) Évaluation des charges pour le calcul du radier :**

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{5166.93}{584.76} = \frac{8.83t}{m^2}$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b * h = 2.5 * 0.5 = \frac{1.25t}{m^2}$$

$$\rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 7.58t/m^2$$

Donc la charge en « m2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 7,58 \text{ t/m}^2$$

**VIII.3.2 Ferrailage du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les Voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

**a)Méthode de calcul :**

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée :  $M_{ox} = \mu_x * q * l_x^2$
- Dans le sens de petite portée :  $M_{oy} = \mu_y * M_{ox}$

Tel que :

$\mu_x$  et  $\mu_y$ : sont des coefficients fonction de  $\alpha$  et  $\nu$  (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. :

Tel que :

- Moment en travée :  $M_t = 0.85 \times M_o \rightarrow$  Panneau de rive  
 $M_t = 0.75 \times M_o \rightarrow$  Panneau intermédiaire
- Moment sur appuis :  $M_a = 0.35 * M_o \rightarrow$  Panneau de rive  
 $M_a = 0.5 * M_o \rightarrow$  Panneau intermédiaire

**a) Calcul du ferrailage :**

**b-1) Détermination des efforts :**

Les efforts à l'ELU  $\nu = 0$

**Tableau VIII.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.**

Lx (m)	Ly (m)	A	Sens x				Sens y			
			$\mu_x$	$M_0$ (t.m)	$M_t$ (t.m)	$M_a$ (t.m)	$\mu_x$	$M_0$ (t.m)	$M_t$ (t.m)	$M_a$ (t.m)
3.95	5.75	0.68	0.0710	8.39	6.29	2.93	0.4034	3.38	2.53	1.18

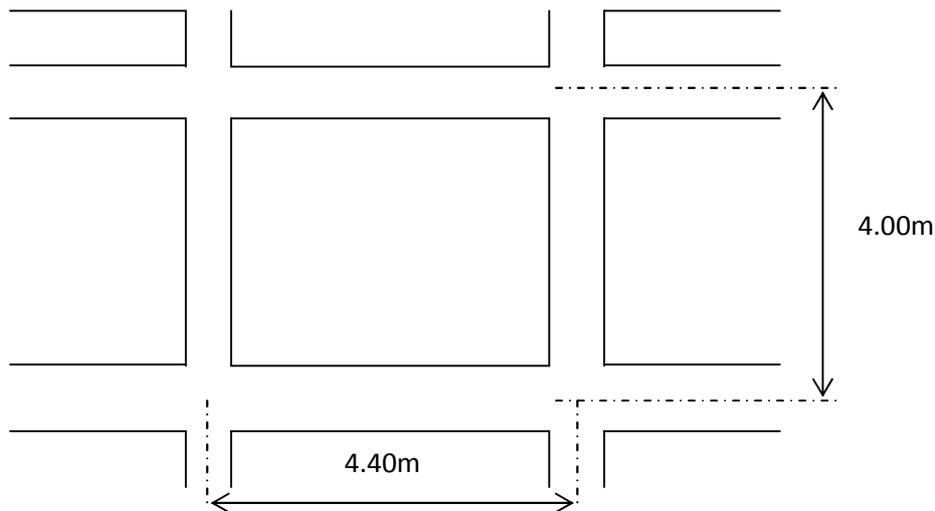


Figure VIII.1: Schéma du panneau le plus défavorable

## b-2) calcul des armatures:

- Suivant  $L_x$ :

En travée:

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{8.39 * 10^4}{100 * 31.5^2 * 14.17} = 0.059 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu=0.059 \rightarrow \beta=0.9695$ ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{8.39 * 10^4}{0.9695 * 31.5 * 348} = 7.89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 5T16 = 10.05 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 20 cm.

Sur appuis:

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{1.18 * 10^4}{100 * 31.5^2 * 14.17} = 0.0083 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu=0.0083 \rightarrow \beta=0.9565$ ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{1.18 * 10^4}{0.9565 * 31.5 * 348} = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4T12 = 4.52 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 25 cm.

- Suivant  $L_y$ :

En travée:

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{2.53 * 10^4}{100 * 31.5^2 * 14.17} = 0.017 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu=0.017 \rightarrow \beta=0.9915$ ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{2.53 * 10^4}{0.9915 * 31.5 * 348} = 2.32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 5T12 = 5.65 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 20 cm.

Sur appuis:

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{1.18 * 10^4}{100 * 31.5^2 * 14.17} = 0.0083 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu=0.0083 \rightarrow \beta= 0.9575$ ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{1.18 * 10^4}{0.9575 * 31.5 * 348} = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4T12 = 4.52 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 25 cm.

**c) Vérification de l'espacement :**

Dans le sens le plus sollicité:  $S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\}$  Condition vérifiée

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

**VIII.4 Ferrailage des poutres de libages :**

Le rapport  $a = Lx/Ly$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

**a) Sens longitudinale :**

**a-1) Détermination des chargements :**

Poids propre Pp:

$$Pp=y.h.b=2,5 \times 0,6 \times 0,35= 0.525 \text{ t/m}$$

$$Q=7,58 \text{ t/m}^2$$

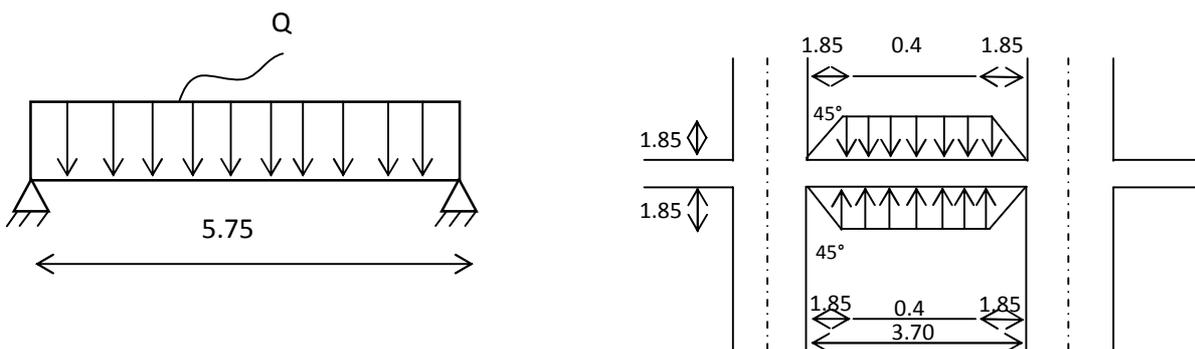
-Calcul de qu:

$$q_u= \sigma_{rad} - P_p = 7,58-0.525= 7,05 \text{ t/ml}$$

**a-2) calcul de Q:**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{Lx_1^2}{3 * Ly_1^2} \right) * Lx_1 + \left( 1 - \frac{Lx_2^2}{3 * Ly_2^2} \right) * Lx_2 \right]$$



Avec:  $L_{x1}=3.95$  m

$L_{y1}=5.75$ m

$L_{x2}= 3.95$ m

$Q= 7.58$  t/m<sup>2</sup>

Q: elle est tirée du chargement de la poutre.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments:

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{Lx_1^2}{3 * Ly_1^2} \right) \cdot Lx_1 + \left( 1 - \frac{Lx_2^2}{3 * Ly_2^2} \right) \cdot Lx_2 \right]$$

$$= \frac{7.58}{2} \left[ \left( 1 - \frac{3.95^2}{3 * 5.75^2} \right) 3.95 + \left( 1 - \frac{3.95^2}{3 * 5.75^2} \right) 3.95 \right]$$

$$= 25.23 \text{ t.m}$$

$$M_0 = \frac{Q' * l^2}{8} = \frac{25.23 * 5.75^2}{8} = 104.27 \text{ t.m}$$

**a.3) calcul du ferrailage:**

- En travée:

$M_t=0.75 * m_0=78.20$ t.m

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} * d^2 * b} = \frac{78.20 * 10^4}{14.17 * 63^2 * 50} = 0.278 < \mu_l = 0.392$$

$A'=0 \rightarrow \beta= 0.833$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{78.20 * 10^4}{0.833 * 63 * 348} = 42.81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte:  $\left\{ \begin{array}{l} 1^{ier} \text{ lit: } 4T20 \\ 2^{éme} \text{ lit: } 4T20 \rightarrow A= 43.99 \text{ cm}^2 \\ 3^{éme} \text{ lit: } 6T20 \end{array} \right.$

- Sur appuis:

**Tableaux VIII.2: ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.**

	Intermédiaire	Rive
Ma (t.m)	= 0.5* M <sub>0</sub> =52.13	=0.35* M <sub>0</sub> =36.49
$\mu \rightarrow \beta$	2.78 $\rightarrow$ 0.833	0.146 $\rightarrow$ 0.921
As (cm <sup>2</sup> )	42.27	12.24
A adoptée (cm <sup>2</sup> )	4T20 (fil)+4T16 (chap)=20.61	4T16 (fil)+4T14 (chap)=14.2

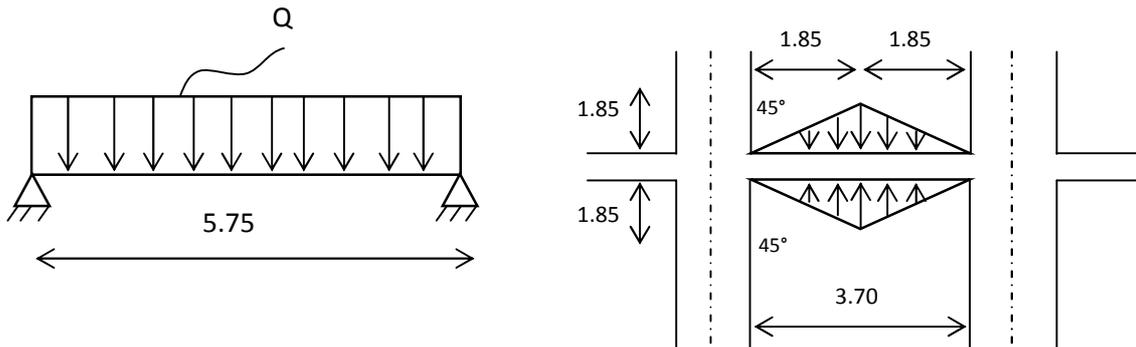
**b) Senstransversale:**

**b.1) calcul de Q':**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments:

$$Q' = \frac{2}{3} * Q * L_{x1} = \frac{2}{3} * 7.58 * 3.95 = 19.96 \frac{t}{m}$$

$$M_0 = \frac{Q' * L^2}{8} = \frac{19.96 * 3.95^2}{8} = 38.92 t.m$$



**Figure VIII.2: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture**

**b.2) calcul du ferrailage:**

- En travée:

$$M_t = 0.75 * M_0 = 33.85 t.m$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} * d^2 * b} = \frac{33.85 * 10^4}{14.17 * 63^2 * 35} = 0.171 < \mu_l = 0.392$$

$$A' = 0 \rightarrow \beta = 0.9055$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{33.85 * 10^4}{0.9055 * 63 * 348} = 17.05 cm^2/ml$$

On adopte:  $\left\{ \begin{array}{l} 1^{er} \text{ lit: } 4T20 \\ 2^{ème} \text{ lit: } 4T20 \rightarrow A = 43.99 cm^2 \\ 3^{ème} \text{ lit: } 6T20 \end{array} \right.$

- Sur appuis:

**Tableaux VIII.3: ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.**

	Intermédiaire	Rive
Ma (t.m)	= 0.5 * M <sub>0</sub> = 22.56	= 0.35 * M <sub>0</sub> = 15.80
μ → β	0.156 → 0.915	0.109 → 0.942
A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	13.12	8.93
A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	2x4T14 (fil) + 4T12 (chap) = 16.84	2x4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56

VIII.5 Les armatures de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  $h_a \geq 2(80 - 0,1 f_e) = 80 \text{ cm}$

Dans notre cas  $h_a=70 \text{ cm}$  (non vérifiée), donc notre poutre est d'une hauteur normal, dans ce cas il est nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). Elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi, pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses. Donc pour une poutre de section  $(0.6*0.35)\text{m}^2$  on a: On prend:  $4\text{T}12=4.52\text{cm}^2$

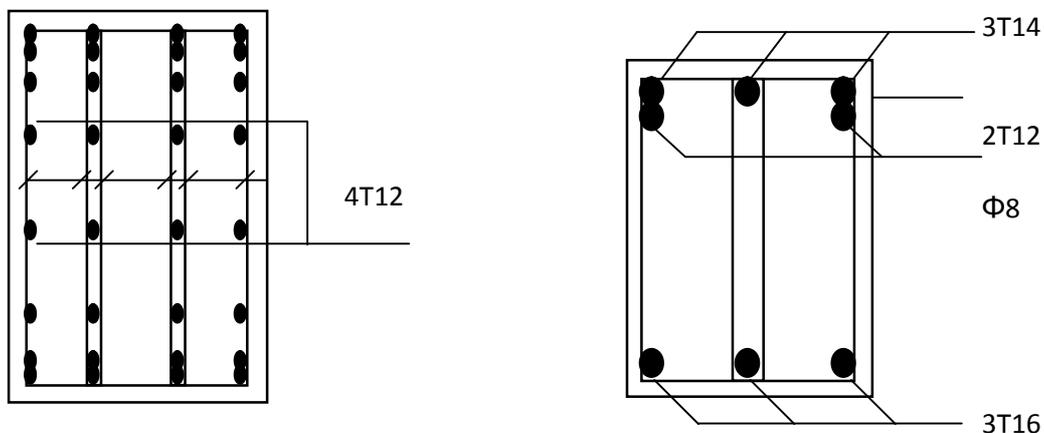


Figure VIII.3: Schéma représentant les armatures de peau

## *Conclusion générale*

## Conclusion générale

---

Le projet de fin d'étude se relève être d'une grande importance pour tout étudiant embrassant une carrière dans le bâtiment. La nécessité se relève plus impérative qu'elle met l'étudiant en application directe des connaissances acquises et les différents règlements comme ( RPA99/version2003 et CBA93 ainsi DTR BC 2.2).

Cette expérience dans le domaine nous a incités non seulement à connaître toutes les étapes de calcul d'un bâtiment, mais aussi à se documenter et à enrichir nos connaissances.

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises et non acquises durant notre cycle de formation de master, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principe de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que le master en génie civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Et pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

« Nous constatons que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais surtout sur sa concordance avec le côté pratique d'où la nécessité d'une bonne critique des résultats ».