



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

**Université Abderrahmane Mira Bejaia**

**Faculté de Technologie**

**Département de Génie civil**

## **Mémoire de fin d'études**

En vue de l'obtention du diplôme de Master En Génie Civil

**Option : Structures**

**Thème :**

**Calcul d'un bâtiment en béton armée (R+8+ sous-sol)  
Contreventé par un système mixte, à usage d'habitation.**

**Présenté par :**

BENMERAD Mohand Lakhel  
KITOUN Riad

**Devant le jury composé de :**

M <sup>me</sup> K.LAOUBI	Président
M <sup>me</sup> O.SEGHIR	Examineur
M <sup>me</sup> N.OUDNI	Encadreuse

**Année Universitaire : 2023/2024**

# *Remerciement*

Tout d'abord, nous exprimons notre gratitude envers Dieu de nous avoir donné la santé, la volonté et la patience pour pouvoir réaliser ce travail .

Nous tenons à exprimer nos profond remerciement à notre directeur de mémoire, monsieur Oudni Nassredine qui nous a guidé de ses précieux conseils, On le remercie de nous avoir encadré, orienté et aidé.

Nous tenons à gratifier les membres de jurys pour avoir bien voulu examiner et juger ce travail.

Nos sincères remerciements à tous les enseignants du département du génie civil pour leur contribution à notre formation.

Enfin, on adresse nos sincères reconnaissances à toutes les personnes qui ont de près ou de loin contribuer à la réalisation de ce travail.

# *Dédicace*

Avec tous mes sentiments de respect, avec l'expérience de ma reconnaissance, je dédie ma remise de diplôme et ma joie à mon paradis, la source de ma joie et mon bonheur, ma lune qui allume mon chemin « **maman** »

A celui qui m'a fait un homme, ma source de vie « **mon père** »

A mes chères sœurs : **Sabrina, Hayat**

A mes frère : **Salim, Saïd**

A mes confrère : « **Sofian, Zidan** »

A mon amis d'enfance : **Makhlouf Kitoun**

Enfin à mon très chère confrère mon binôme « Mohand » pour son soutien moral sa patience et sa compréhension tous au long de ce projet.

*Riad*

# *Dédicace*

Avec tous mes sentiments de respect, avec l'expérience de ma reconnaissance, je dédie ma remise de diplôme et ma joie à mon paradis, la source de ma joie et mon bonheur, ma lune qui allume mon chemin « **maman** »

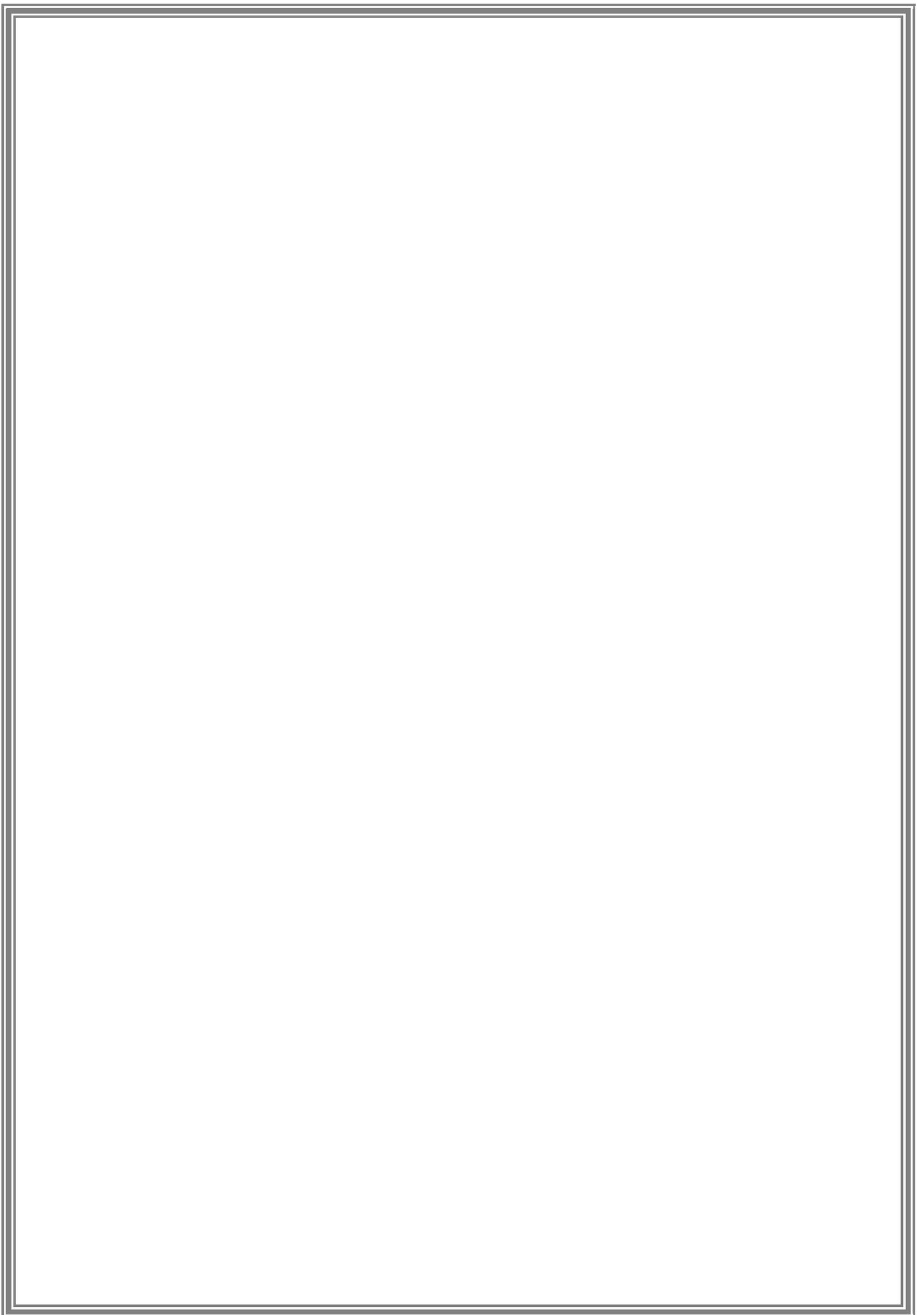
A celui qui m'a fait un homme, ma source de vie « **mon père** »

A mes frères et chères sœurs.

A mes amis qui mon aide.

Enfin à mon très chère confrère mon binôme « Riad » pour son soutien moral sa patience et sa compréhension tous au long de ce projet.

*Mohand*



## Symboles et Notations

### Symboles et Notations

Symboles	Notations
$A', A_{ser}$	Section d'acier comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
$A_t$	Section d'un cours d'armature transversale.
$A$	Coefficient d'accélération de zone.
$a$	Coefficient de la fibre neutre.
$B$	Aire d'une section de béton.
$B_r$	Section réduite.
$b$	La largeur en générale.
$c$	Cohésion du sol.
$D$	Facteur d'amplification dynamique.
$E$	Module d'élasticité longitudinale.
$E_i$	Module de Yong instantané.
$E_v$	Module de Yong différé.
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier.
<b>ELU</b>	Etat limite ultime.
<b>ELS</b>	Etat limite de service.
$f_{bu}$	Contrainte de compression du béton.
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier.
$f_{c28}$	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{t28}$	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{ji}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
$f_{gi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
$f_{pi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitation.
$f_{gv}$	Flèche différé due aux charges permanentes.
$\Delta f$	Flèche totale.
$\Delta f_{adm}$	Flèche admissible.
<b>G</b>	Charges permanents.
<b>H</b>	Hauteur.
$h_t$	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier.
$h_{cc}$	Hauteur du corps creux.
$h_{dc}$	Hauteur de la dalle de compression.
$h_e$	Hauteur libre d'étage.
$h_r$	Hauteur de la dalle du radier.
<b>I</b>	Moment d'inertie.
$I_f$	Moment d'inertie fissuré.
<b>Q</b>	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
<b>L</b>	Portée d'un élément.
$L_{max}$	Longueur maximal entre deux éléments porteurs.
$L_x$	Distance entre de deux poutrelles.
$L_y$	Distance entre nus d'appuis dans le sens de dispositif des poutrelles.
<b>M</b>	Moment en générale.
$M_a$	Moment en appui.
$M_t$	Moment en travée.
$M_0$	Moment isostatique.
<b>N</b>	Effort normal.

## Symboles et Notations

<b>n</b>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton
<b>R</b>	Coefficient de comportement global.
<b>S</b>	Section d'un élément.
<b>St</b>	Espacement des armatures.
<b>T1, T2</b>	Périodes caractéristique associées à la catégorie du site.
<b>V</b>	Effort tranchant.
<b>W</b>	Poids de la structure.
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton.
$\sigma_{st}$	Contrainte de traction dans l'acier.
$w$	Pois volumique de l'eau.
$b$	Coefficient de sécurité concernant le béton.
$s$	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
$\sigma_{adm}$	Contrainte admissible.
$r$	Coefficient de cisaillement.
{	Pourcentage d'amortissement critique.
<b>C<sub>T</sub></b>	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
<b>Q</b>	Coefficient de pondération.
$\lambda_i$	Coefficient instantané.
$\lambda_v$	Coefficient différé.
$\varphi$	Coefficient de fluage
$\emptyset$	Diamètre d'une armature longitudinale

# Table de matiere

## Table de matiere

### Chapitre I :

1	Généralités .....	1
1.1	Présentation du projet.....	1
1.2	Implantation de l'ouvrage.....	1
1.3	Description de l'ouvrage .....	1
1.4	Données géotechniques du site.....	1
1.5	Caractéristiques des matériaux utilisés.....	1
1.5.1	Béton ordinaire : .....	2
1.5.2	Résistances mécaniques du béton :.....	2
1.5.3	Hypothèses de calcul aux états limites .....	2
1.5.4	Acier .....	3
1.5.5	Hypothèses de calcul aux états limites .....	4
1.6	Règlement et normes utilisés.....	4
1.7	Combinaisons d'actions : (RPA99 version 2003) .....	4

### Chapitre II

1	Introduction.....	5
2	Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	5
2.1	Planchers.....	5
2.1.1	Planchers corps creux.....	5
2.1.2	Dalle pleine .....	8
2.2	Pré dimensionnement des poutres .....	9
2.2.1	Les poutres principales(PP) :.....	10
2.2.2	Les poutres secondaires (PS) : .....	10
2.2.3	Poutre de chaînage .....	10
2.3	Les escaliers :.....	11
2.4	L'acrotère : .....	13
3	Les éléments principaux .....	13

# Table de matiere

3.1	Les voile .....	13
3.2	Les poteaux.....	14
4	L'évaluation des charges et surcharges : .....	14
5	Pré dimensionnement des poteaux.....	18
5.1	La descente de charge.....	18
5.2	Lois de dégression des charges d'exploitation DTR (B.C 2.2.art.6.3) .....	18
5.3	La descente de charge pour le poteau B4 .....	19
5.4	Vérification à la compression simple : .....	22
5.5	Le critère de stabilité de forme (vérification au flambement) : .....	23
5.6	Vérification des conditions du RPA 99/2003 .....	24
6	Conclusion .....	24

## Chapitre III

1	Introduction : .....	25
2	Calcul des planchers .....	25
2.1	Plancher à corps creux .....	25
2.1.1	Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles .....	25
2.1.2	Type de poutrelle : .....	28
2.1.3	Choix de la méthode de calcul des sollicitations.....	28
2.1.4	Calcul des sollicitations dans la poutrelle (T1) : .....	29
2.1.5	Ferraillage des poutrelles : .....	32
2.1.6	Schémas de ferraillage des poutrelles par niveaux : .....	45
2.1.7	Etude dalle de compression CBA (Art B.6.8.2.3) .....	45
2.2	Calcul des dalles pleines : .....	46
2.2.1	Calcul des sollicitations.....	46
2.2.2	Calcul de ferraillage : .....	48
3	Etudes de l'acrotère : .....	53
3.1.1	Calcul de l'excentricité à l'état ultime ultime : .....	54
3.1.2	Calcul de ferraillage : .....	55
3.1.3	Schéma de ferraillage .....	57
4	Etude de l'ascenseur .....	57

## Table de matiere

4.1	Les caractéristique .....	57
4.2	Dalle de la salle machine .....	58
4.3	Schémas de ferrailage .....	61
5	Etude de la poutre de chainage .....	61
5.1	Calcul des sollicitations .....	61
5.2	Schéma de ferrailage : .....	63
6	Etude des escaliers : .....	63
6.1	Etude des volées 01 et 03 : .....	63
6.2	Etude de la console (volée2) : .....	67
6.3	Etude de la poutre brisée : .....	69

### Chapitre IV

1	Introduction .....	74
2	Modélisation .....	74
3	Choix de la méthode de calcul .....	74
3.1	Méthode statique équivalente .....	75
3.2	Méthode dynamique qui regroupe .....	75
4	Résultats obtenus : .....	79
4.1	Disposition des voiles de contreventement : .....	79
4.2	Période de vibration et participation massique : .....	81
5	Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 : .....	83
5.1	Justification de l'interaction voiles-portiques : .....	83
5.2	Vérification de la résultante des forces sismique à la base .....	84
5.3	Vérification vis-à-vis des déplacements de niveau : .....	85
5.4	Justification vis-à-vis de l'effort ( $p-\Delta$ ) .....	85
5.5	Vérification de l'effort normal réduit .....	87
6	Conclusion .....	87

# Table de matiere

## Chapitre V

1	Introduction :.....	89
2	Etude des poteaux : .....	89
2.1	Recommandation .....	89
2.2	Sollicitation de calcul .....	92
2.3	Calcul de ferrailage.....	92
2.3.1	Ferrailage longitudinal .....	92
2.3.2	Vérification au flambement :.....	94
2.3.3	Vérification des contraintes :.....	95
2.3.4	Vérification des contraintes de cisaillements :.....	96
2.3.5	Schéma de ferrailage : .....	98
3	Etude des poutres :.....	99
3.1	Recommandation :.....	99
3.2	Sollicitation et ferrailage des poutres : .....	100
3.2.1	Armature transversales :.....	101
3.2.2	Vérification des pourcentages maximaux d'armatures longitudinales : .....	102
3.2.3	Vérification à ELU :.....	102
3.2.4	Vérification à L'ELS .....	103
3.2.5	Vérification de la zone nodale :.....	104
3.2.6	Schémas de ferrailage des poutres : .....	106
4	Etude des voiles : .....	107
4.1	Introduction .....	107
4.2	Recommandation du RPA99Version 2003.....	108
4.3	Ferrailage des voiles :.....	110
4.4	Schéma de ferrailage : .....	113

## Chapitre VI

1	Introduction :.....	114
2	Choix du type de fondation :.....	114
2.1	Vérification de la semelle isolée :.....	114
2.2	Vérification de semelle filante.....	115

## Table de matiere

---

2.3	Radier général.....	116
3	Le Pré dimensionnement du radier : .....	117
3.1	La condition de coffrage :.....	117
3.2	Calcul de la surface du radier : .....	118
3.3	Vérification de la contrainte dans le sol.....	118
3.4	Vérification de la stabilité au renversement (RPA : article 10.1.5).....	119
3.5	Vérification au cisaillement.....	119
3.6	Vérification au poinçonnement BAEL 99(article A.5.2.4.2).....	120
3.7	Ferraillage du radier.....	120
3.7.1	Calcul des sollicitations :.....	120
3.7.2	Le panneau le plus sollicité : .....	121
3.7.3	Calcul des moments corrigés.....	121
3.8	Vérification à L'ELU.....	121
3.9	Vérification à L'ELS .....	122
3.10	Etude des nervures :.....	125
3.10.1	Calcul des sollicitations.....	125
3.10.2	Ferraillage des nervures.....	126
3.10.3	Vérification des contraintes à L'ELS .....	127
3.11	Etude du mur périphérique .....	129
3.11.1	Dimensionnement des voiles.....	129
3.11.2	Ferraillage du voile.....	129
3.11.3	Vérification : .....	131
3.11.4	Schéma de ferraillage : .....	132

# LISTE DES FIGURES

## Figure

### Chapitre I :

<b>Figure 1.</b> Diagramme contrainte déformation. ....	4
---	---

### Chapitre II :

<b>Figure 1.</b> Plancher à corps creux. ....	5
<b>Figure 2.</b> Vue en plan de la disposition des poutrelles (Etage 01 à 08). ....	7
<b>Figure 3.</b> Coupe transversale d'une poutrelle. ....	7
<b>Figure 4.</b> Schéma statique de la poutre de chaînage. ....	10
<b>Figure 5.</b> Schéma de la cage d'escalier. ....	12
<b>Figure 6.</b> Schéma statique de l'acrotère. ....	13
<b>Figure 7.</b> coupe de voile en élévation. ....	13
<b>Figure 8.</b> Mur. ....	17

### Chapitre III :

<b>Figure 1.</b> Ferrailage de la dalle de compression. ....	45
<b>Figure 2.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère. ....	57
<b>Figure 3.</b> Schéma de ferrailage de la salle machine. ....	61
<b>Figure 4.</b> Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage. ....	63
<b>Figure 5.</b> schéma statique de l'escalier (la partie AB). ....	63
<b>Figure 6.</b> Schéma de ferrailage de l'escalier. ....	67
<b>Figure 7.</b> Schéma de ferrailage de la console. ....	69
<b>Figure 8.</b> poutre brisée. ....	69
<b>Figure 9 .</b> Schéma de ferrailage de la poutre brisée. ....	73

### Chapitre IV :

<b>Figure 1.</b> spectre de réponse sens x-x. ....	78
<b>Figure 2.</b> spectre de réponse sens y-y. ....	78
<b>Figure 3.</b> Disposition des voiles de contreventement. ....	79
<b>Figure 4.</b> Vue en 3D. ....	80
<b>Figure 5.</b> Mode 1 (translation suivant l'axe Y-Y). ....	82
<b>Figure 6.</b> Mode 2(translation suivant l'axe X-X). ....	82
<b>Figure 7.</b> Mode 3(Rotation suivant l'axe Z-Z). ....	83

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre V :

<b>Figure 1.</b> Zone nodale.....	90
<b>Figure 2 .</b> Exemple des armatures transversales.....	92
<b>Figure 3.</b> Schéma de ferrailage des poteaux du E. sol, RDC et étage 1 et 2. ....	98
<b>Figure 4.</b> Schéma de ferrailage des poteaux d'Etages 3,4,5 et 6.....	98
<b>Figure 5.</b> Schéma de ferrailage des poteaux d'Etages 7 et 8. ....	99
<b>Figure 6.</b> répartition des moments dans les zones nodales. ....	104
<b>Figure 7.</b> Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher de tous les niveaux ....	107
<b>Figure 8.</b> Schéma de ferrailage du voile Vx1 .....	113
<b>Figure 9 .</b> Schéma de ferrailage du voile Vy1.....	113

## Chapitre VI :

<b>Figure 1.</b> semelle filante dans le sens X-X. ....	115
<b>Figure 2.</b> Schéma de ferrailage du radier. ....	124
<b>Figure 3.</b> Section de la nervure à ferrailer. ....	126
<b>Figure 4 .</b> Schéma de ferrailage de la nervure selon le sens X-X. ....	128
<b>Figure 5.</b> Schéma de ferrailage de la nervure selon le sens Y-Y. ....	128
<b>Figure 6.</b> Poussée des terres sur les voiles périphérique. ....	129
<b>Figure 7.</b> Schéma de ferrailage du mur de soutènement. ....	132

# LISTE DES TABLEAU

## Tableau

### Chapitre II

Tableau 1. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.....	15
Tableau 2.évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux ...	15
Tableau 3.Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux. ....	15
Tableau 4.Évaluation des charges revenant au plancher courant à dalle pleine.....	16
Tableau 5. Évaluation des charges revenant au séchoir en dalle pleine. ....	16
Tableau 6.Charge permanente et d'exploitation revenant au palier. ....	16
Tableau 7. Évaluation des charges revenant aux volées.....	16
Tableau 8. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs. ....	17
Tableau 9. Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres.....	18
Tableau 10. Résultats de la descente de charge de poteau B4. ....	20
Tableau 11. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux. ....	22
Tableau 12.Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux. ..	24
Tableau 13. Pré-dimensionnements des éléments.....	24

### Chapitre III

Tableau 1.condition d'application de la méthode forfaitaire ou de Caquot. ....	29
Tableau 2. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaison d'actions. ....	29
Tableau 3. Sollicitation maximales dans les différents types de poutrelles Des étage courant. ....	32
Tableau 4. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du(terrasse inaccessible). ....	32
Tableau 5. Sollicitation maximales dans les différents types de poutrellesDu RDC.....	32
Tableau 6. Sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles. ....	33
Tableau 7.calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux. ....	43
Tableau 8.Vérification nécessaire à l'ELU. ....	43
Tableau 9.Vérification des contraintes à l'ELS.....	44
Tableau 10.Vérification de la flèche à l'ELS. ....	44
Tableau 11.schemas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	45
Tableau 12.Sollicitations maximales dans les dalles pleines. ....	51
Tableau 13. Ferrailage la dalle à la flexion simple.....	51
Tableau 14.Vérification de l'effort tranchant. ....	51
Tableau 15.vérifications des contraintes à l'ELS. ....	52
Tableau 16. Nouveau ferrailage des sections d'armatures. ....	52
Tableau 17.Vérification de la flèche à l'ELS. ....	53
Tableau 18 .Combinaison d'action de l'acrotère.....	54
Tableau 19.ferrailage de la dalle d'ascenseur. ....	59

## LISTE DES TABLEAU

Tableau 20. Vérification des contraintes à l'ELS : .....	60
Tableau 21. Ferrailage de la poutre de chaînage en flexion simple. ....	62
Tableau 22. Vérification des contraintes à ELS. ....	62
Tableau 23. Calcul des armatures de palier et volée : .....	65
Tableau 24. vérification de contrainte à l'ELS. ....	66
Tableau 25. Vérification de la flèche. ....	67
Tableau 26. Calcul des armatures de volée 2. ....	68
Tableau 27. Etat limite de déformation. ....	68
Tableau 28. Calcul des armatures longitudinales dans la poutre brisée. ....	71
Tableau 29. vérification de contrainte à l'ELS .....	72

### Chapitre IV

Tableau 1. Valeurs des pénalités. ....	76
Tableau 2. périodes et taux de participation massique de la structure. ....	81
Tableau 3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales. ....	84
Tableau 4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales. ....	84
Tableau 5. Vérification des forces sismiques à la base. ....	84
Tableau 6. Vérification des déplacements de niveaux. ....	85
Tableau 7. Justification vis-à-vis de l'effet ( $p-\Delta$ ). ....	86
Tableau 8. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. ....	87
Tableau 9. Les dimensions définitives des éléments structuraux. ....	88

### Chapitre V

Tableau 1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux .....	91
Tableau 2. sollicitations dans les différents poteaux. ....	92
Tableau 3. ferrailage longitudinal des poteaux. ....	93
Tableau 4. Ferrailage transversales des poteaux. ....	94
Tableau 5. Vérification au flambement des différents poteaux. ....	95
Tableau 6. Vérification des contraintes dans le béton. ....	96
Tableau 7. Vérification des contraintes de cisaillement. ....	97
Tableau 8. Diterminations de la zone nodale. ....	97
Tableau 9. ferrailage des poutres principales (30*50) cm <sup>2</sup> .....	100
Tableau 10. ferrailage des poutres secondaire (30*40) cm <sup>2</sup> .....	101
Tableau 11. Vérification des contraintes tangentielles. ....	102
Tableau 12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement. ....	103
Tableau 13. vérification de l'état limite de compression du béton. ....	103
Tableau 14. Moments résistants dans les poteaux. ....	104
Tableau 15. Moments résistants dans les poutres principales. ....	105

## LISTE DES TABLEAU

---

Tableau 16. Moments résistants dans les poutres Secondaires. ....	105
Tableau 17. Vérification des zones nodales selon le sens principale. ....	105
Tableau 18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaires. ....	106
Tableau 19. Les Sollicitations dans le voile Vx1. ....	109
Tableau 20. Sollicitations maximales dans les voiles Vy1 (0,15 × 3,5). ....	109
Tableau 21. Sollicitation et ferrailage dans les voiles Vy1(0,15 × 2,0). ....	112

### Chapitre VI

Tableau 1. Section d'armature du radier. ....	121
Tableau 2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier. ....	123
Tableau 3. Choix du ferrailage et vérifications des contraintes. ....	123
Tableau 4. Ferrailage des nervures. ....	126
Tableau 5. Vérification des contraintes à l'ELS. ....	127
Tableau 6. Ferrailage des nervures à l'ELS. ....	128
Tableau 7. Ferrailage des voiles périphériques. ....	130
Tableau 8. Vérification des contraintes à l'ELS. ....	132

# Introduction

# INTRODUCTION

Le génie civil a évolué au fil des siècles en s'adaptant à des contraintes nouvelles dictées par l'expérience passée mais aussi par les différentes catastrophes qui ont jalonné l'Histoire de l'Humanité tels que les tremblements de terre, les éruptions volcaniques, les inondations...

L'Algérie est parmi les pays qui est soumise à de grande activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants. Pour réduire ce risque et se protéger des conséquences d'un séisme, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol. Les ingénieurs en génie civil veulent à répondre aux exigences de la société, tout en assurant la protection de l'environnement et la sécurité des citoyens,

Les expériences vécus durant les derniers séismes, ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérienne publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement consiste donc à trouver des techniques permettant aux structures de résister à toutes les secousses intensités inférieurs ou égales à l'intensité nominale fixée par la loi. Il assure un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation a déjà un avantage économique, car il revient moins cher comparativement à d'autres matériaux (bois et/ou métal) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemple :

- souplesse d'utilisation.
- durabilité (durée de vie).
- résistance au feu.

Notre formation nous a permis d'approfondir nos connaissances dans le domaine du calcul des structures. Nous avons procédé au calcul d'un bâtiment (R+8+sous-sol) à usage d'habitation implanté à Bouira.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre consacré au pré dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre comporte l'étude sismique de la structure ; L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel ETABS 2016 ;
- Le cinquième chapitre comporte le calcul des éléments structuraux de l'infrastructure.
- Le sixième et dernier chapitre consiste l'élaboration d'un devis quantitatif et estimatif du béton armé.

# Chapitre I

## 1 Chapitre I : Généralités

### 1.1 Présentation du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire une étude en génie civil d'un bâtiment (R+8+ sous-sol) en béton armé à usage d'habitation.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/V2003 « article 3.2 » dans le groupe d'usage 2.

### 1.2 Implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage est réalisé au lieu-dit Oued El Berdi la wilaya de Bouira qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 99/V 2003, Annexe 1) en zone IIa.

### 1.3 Description de l'ouvrage

#### ✓ Dimensions en plan

La structure présente une forme rectangulaire dont les dimensions maximales sont :

$L_x=28,10$  m ;  $L_y=14,40$  m

#### ✓ Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté présente les caractéristiques suivantes :

- Hauteur totale (acrotère non compris).....30,39 m
- Hauteur d'étage.....02, 88 m
- Hauteur RDC.....4,25m
- Hauteur sous-sol.....3,10 m

### 1.4 Données géotechniques du site

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude de sol, on peut souligner les conclusions et le rapport de sol (annexe D) :

- Une contrainte de sol de 1,8 Bars
- Le sol est classé en catégorie S3 selon sa nature géotechnique (sol meuble).

### 1.5 Caractéristiques des matériaux utilisés

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA.

## 1.5.1 Béton ordinaire :

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

## 1.5.2 Résistances mécaniques du béton :

### 1.5.2.1 Résistance à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Pour un dosage courant de  $350 \text{ Kg/m}^3$ , de ciment CPA 425, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ). (A. 2.1, 12 BAEL91)

### 1.5.2.2 Résistance à la traction :

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

Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \quad \dots\dots\dots \text{CBA93 (Art A.2.1.1.1)}$$

$$f_{cj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours} \quad \dots\dots\dots \text{CBA93 (Art A.1.2.1.2)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$E_{ij} = 1100^3 \sqrt{f_{cj}}$$

$$E_{vj} = 1/3 E_{ij}$$

Pour un béton soumis à des contraintes normales d'une Durée d'application inférieure à 24heures

## 1.5.3 Hypothèses de calcul aux états limites

### 1.5.3.1 Etat limite Ultime « ELU », CBA93 (art A.4.3.2).

- les sections droites restant planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

# Chapitre I : Généralités

- Le diagramme des contraintes de déformation ( $\sigma ; \varepsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15%.

## 1.5.3.2 Etat limite de service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

- Les trois premières hypothèses citées en (2.1).

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )

$$n = \frac{ES}{Eb} = 15$$

Avec :  $ES$  : module de Young de l'acier ;

$n$  : coefficient d'équivalence acier-béton.

$ES$  : module de Young de l'acier ;

$n$ =coefficient d'équivalence acier-béton.

## 1.5.4 Acier :

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression, sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 2 \times 10^5$  MPa.

1)-Les treillis soudés (TR) : sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

2)-Les ronds lisses (RL) Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

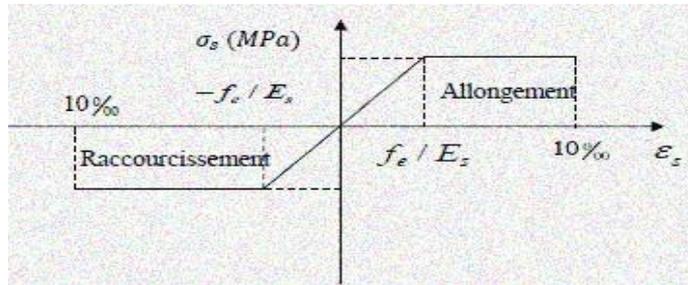
3)-Les aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA) :

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec  $f_e \leq 500$  MPa et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être  $\geq 5\%$ .

## 1.5.5 Hypothèses de calcul aux états limites

### 1.5.5.1 Etat limite Ultime à L'ELU :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :



**Figure 1.** Diagramme contrainte déformation.

### 1.5.5.2 État limite de service à L'ELS :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) = 201.63 \text{ MPa}$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}}) = 164.97 \text{ MPa}$

## 1.6 Règlement et normes utilisés

- **RPA 99/ version 2003** (Règlement parasismique algérien).
- **CBA 93** (Code du béton armé).
- **DTR BC 2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitations).
- **DTR BC 2.3.3.1** (pour les fondations superficielles).

## 1.7 Combinaisons d'actions : (RPA99 version 2003)

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

Avec : - G : charge permanente - Q : charge d'exploitation - E : l'action du séisme.

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

ELS :  $G + Q$

**Situation accidentelles :**

$G + Q \mp E$

$G + Q \mp 1.2E$  (pour les poteaux auto-stables seulement).

$0.8G \mp E$

# Chapitre II

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

### 1 Introduction

En respectant les recommandations du CBA93 et du RPA 99 version 2003, en pré dimensionnant notre structure.

### 2 Pré dimensionnement des éléments secondaires

#### 2.1 Planchers

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

Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers :

- plancher à corps creux
- Dalle pleine

##### 2.1.1 Planchers corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ( $h=h_{cc}+h_{dc}$ ).

Un plancher à corps creux est composé de :

- Poutrelles en béton armé coulé sur place
- Corps creux
- Dalle de compression en béton armé

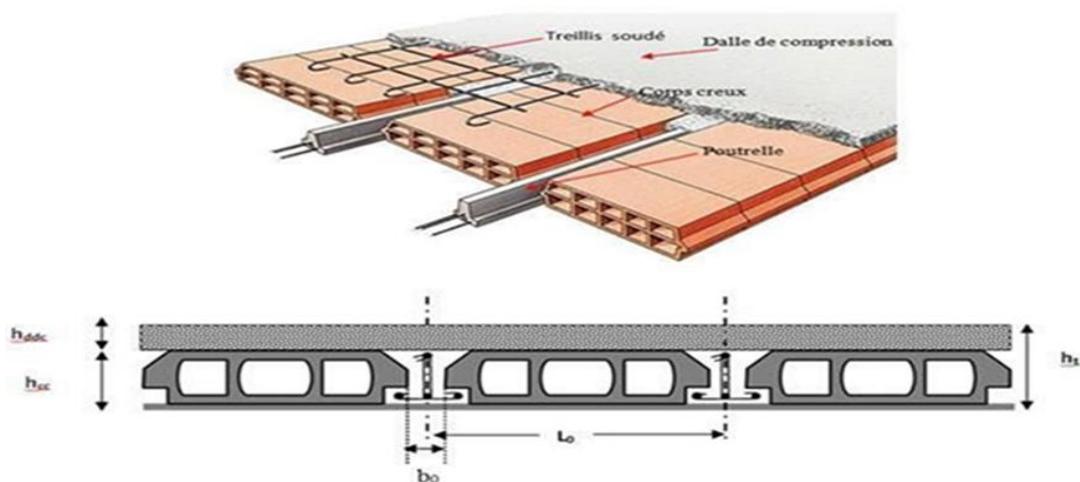


Figure 1. Plancher à corps creux.

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Avec :

hcc: hauteur du corps creux

hddc: hauteur de la dalle de compression.

b0: largeur de la nervure de 8 à 12 cm.

L0: Distance entre axes des poutrelles.

Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de la flèche donnée par :

$h \geq L_{max}/22,5$  .....CBA93 (Art B.6.8.4.2.4)

**$l_{max}$**  : Distance maximale entre nus d'appuis des poutrelles selon le sens de la disposition.

**$l_{max}$**  =600-30 =570cm  $\Rightarrow$  h =570/22,5 $\Rightarrow$  h  $\geq$  25,33cm.

On prend h= 30cm soit un plancher (25+5) cm (préfabriqué).

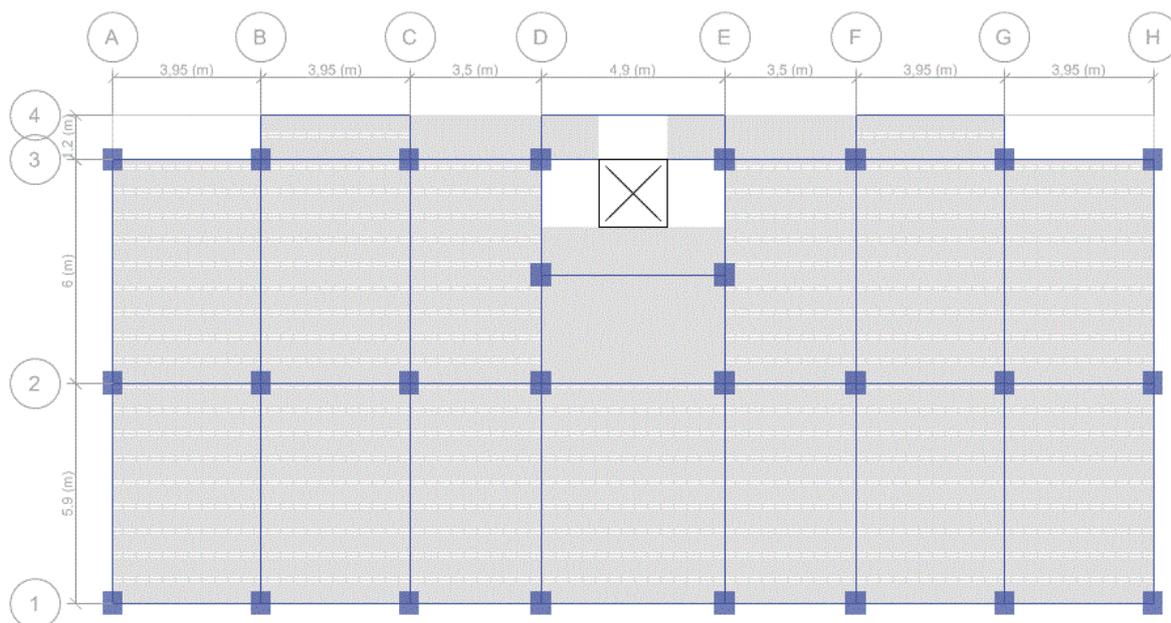
Tel que : - h : est la hauteur totale de plancher.

### ➤ **Disposition des poutrelles :**

Pour la disposition des poutrelles il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition qui sont :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments



**Figure 2.** Vue en plan de la disposition des poutrelles (Etage 01 à 08).

- **Pré dimensionnement des poutrelles**

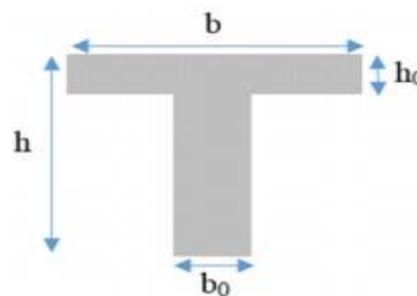
Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression)

$h$  : hauteur totale de la poutrelle (hauteur de plancher)

$h_0$  : hauteur de la dalle de compression

$b_0$  : largeur de la nervure, choisie forfaitairement

$b$  : largeur efficace



**Figure 3.** Coupe transversale d'une poutrelle.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l}{2}; \frac{y}{10}\right) \dots \text{ (CBA93.Art4.1.3)}$$

Avec :

$L_x$  : distance entre nus de deux poutrelles successives.

$L_y$  : longueur minimale d'une travée dans le sens de la disposition des poutrelles entre nus d'appuis.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$H = 30 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} \quad L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$$

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

$$\text{Soit } (b - 10)/2 \leq \text{Min} (55/2 ; 320/10) \Rightarrow (b-10)/2 \leq (27,5 ; 32)$$

Ce qui donne  $b = 65 \text{ cm}$ .

### 2.1.2 Dalle pleine

Une dalle pleine est un élément porteur horizontal en béton armé d'une épaisseur mince à contours divers (plusieurs formes géométriques peuvent-être adaptées) dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles).

#### ➤ Pré dimensionnement des dalles pleines:

On désigne par :  $L_x$  : la plus petite portée. ;  $\rho = L_x / L_y$   
 $L_y$  : la plus grande portée. ;  $e$  : épaisseur de la dalle pleine

#### ➤ Résistance à la flexion

$e \geq L_x / 20 \rightarrow$  Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

$L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30 \rightarrow$  Pour une dalle hyperstatique (3 appuis et 4 appuis) pour  $\rho < 0,4$ .

$L_x / 45 \leq e \leq L_x / 40 \rightarrow$  pour une dalle hyperstatique (3 appuis et 4 appuis) pour  $\rho \geq 0,4$ .

#### ➤ Critère de résistance au feu (coupe-feu)

$e \geq 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe – feu.

$e \geq 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe – feu.

$e \geq 14 \text{ cm}$  pour quatre heures de coupe – feu

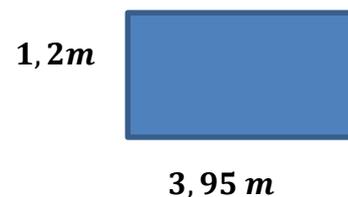
### 2.1.2.1. Types de dalles pleines

#### ➤ Dalle (D1) sur trois appuis:

$$\rho = 1,2/3,95 = 0,3 < 0,4$$

$$l_x/35 \leq e \leq l_x/30 \Rightarrow 3,43 \leq e \leq 4$$

$$e = 4 \text{ cm.}$$

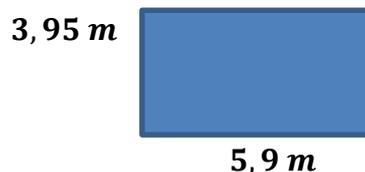


### ➤ Dalle (D2) sur quatre appuis:

$$\rho = 3,95/5,9 = 0,669 > 0,4$$

$$lx/45 \leq e \leq lx/40 \Rightarrow 8,78 \leq e \leq 9,875$$

$$e = 10 \text{ cm.}$$

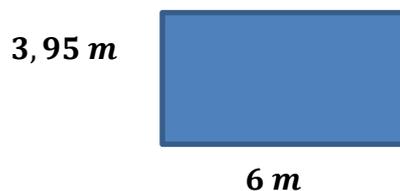


### ➤ Dalle (D3) sur quatre appuis:

$$\rho = 3,95/6 = 0,658 > 0,4$$

$$lx/45 \leq e \leq lx/40 \Rightarrow 8,78 \leq e \leq 9,875$$

$$e = 10 \text{ cm.}$$

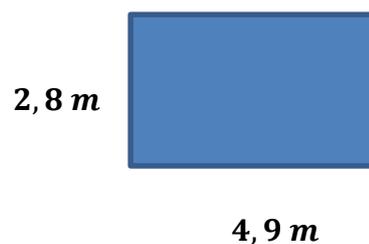


### ➤ Dalle (D4) sur quatre appuis:

$$\rho = 2,8/4,9 = 0,57 > 0,4$$

$$lx/45 \leq e \leq lx/40 \Rightarrow 6,22 \leq e \leq 7$$

$$e = 6,5 \text{ cm.}$$



Donc on opte pour l'ensemble des dalles pleines l'épaisseur  $e = 12 \text{ cm}$

## 2.2 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne droite à section rectangulaire, on distingue deux types (poutres principales et poutres secondaires). Selon la condition de la flèche on a :

$$L_{max}/15 \leq L_{max}/10 \dots \dots \dots \text{(BAEL 91/99).}$$

Avec :

- $L_{max}$  : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.
- $h$  : hauteur de la poutre.
- $b$  : largeur de la poutre.

### 2.2.1 Les poutres principales(PP) :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Avec :

$$L_{\max} = 6 - 0,3 = 5,70 \text{ m} \Rightarrow 38 \text{ cm} \leq h \leq 57 \text{ cm}$$

On prend  $h=50 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

#### ✓ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.5.1)

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  ..... Vérifiée
- $h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  ..... Vérifiée
- $h / b = 1,66 \text{ cm} \leq 4$  ..... Vérifié.

### 2.2.2 Les poutres secondaires (PS) :

Elles sont disposées parallèles aux poutrelles

Avec :

$$L_{\max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm} \Rightarrow 30,67\text{cm} \leq h \leq 46\text{cm}$$

On prend  $h=40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

#### ✓ Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.5.1)

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  ..... Vérifiée
- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  ..... Vérifiée
- $h / b = 1,33 \text{ cm} \leq 4$  ..... Vérifiée

### 2.2.3 Poutre de chaînage .

D'après le **RPA 99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale (la largeur (b)) de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

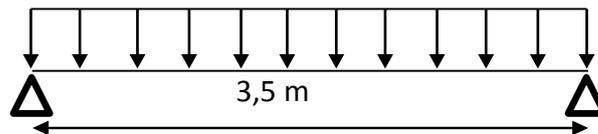


Figure 4. Schéma statique de la poutre de chaînage.

$$b \geq \max (2/3 \times 20; 15\text{cm}) \rightarrow b \geq 15 \text{ cm} \quad \text{RPA 99 (Art 9.3.3)}$$

➤ **Condition de la flèche :**

$$l/15 \leq h \leq l/10$$

$$\Rightarrow 26,33 \text{ cm} \leq h \leq 39,5 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.5.1)**

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

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Donc en prend : } b = 30 \text{ cm ; } h = 35 \text{ cm}$$
$$h/b \leq 4$$

### 2.3 Les escaliers :

L'escalier est un élément secondaire de la construction, servant à relier par gradins successifs, les différents niveaux d'un bâtiment

Un escalier est déterminé par les paramètres suivants :

- Palier
- Marche
- Contre marche de hauteur  $h$
- Giron ( $g$ )
- Emmarchement
- L'épaisseur de la paillasse  $e$
- Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches, on utilise la formule de Blondel qui est donnée par :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2 \times h \leq 64 \text{ cm} \quad (1)$$

La limite inférieure (60) correspond des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure (64) correspond à des locaux publics.

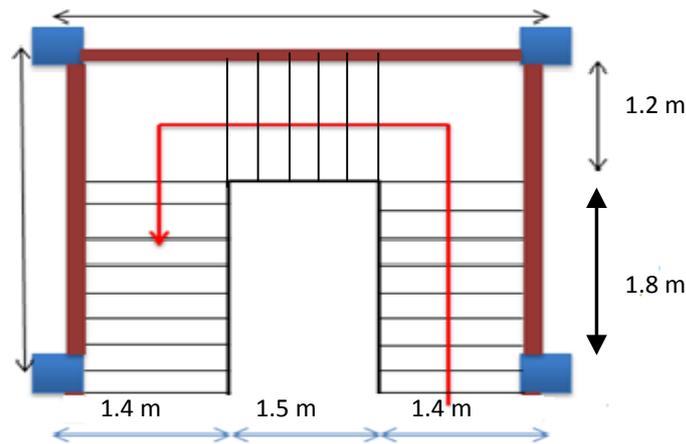
Avec :

$$h = \frac{H}{n} \quad \rightarrow n : \text{nombre de contre marche.}$$

$\rightarrow H$  : hauteur de la volée.

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \rightarrow L_0 : \text{longueur projetée de la volée.}$$

$\rightarrow n-1$  : nombre de marche.



**Figure 5.** Schéma de la cage d'escalier.

- **1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> Volée :**

**Epaisseur de la paillasse(e) :**

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2}$$

$$L_v = \sqrt{1,8^2 + 1,19^2} = 2,15 \text{ m}$$

$$L = L_v + L_p = 2,15 + 1,2 = 3,35 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{335}{30} \leq e \leq \frac{335}{20} \rightarrow 11,17 \text{ cm} \leq e \leq 16,75 \text{ cm}$$

**On prend : e = 15 cm**

**Calcule le nombre de marche et de contre marche**

On à :  $L_0 = 180 \text{ cm}$  ;  $H = 119 \text{ cm}$

$$64 n^2 - (64 + 2 * 119 + 180) n + 2 * 119 = 0$$

$$64 n^2 - 482 n + 238 = 0$$

$n = 7$  (nombre de contre marches).

$n - 1 = 6$  (nombre de marches).

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{119}{7} = 17 \text{ cm}$$

- **Deuxième volée :**

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée), donc elle travaillera en consol, afin d'assurer la continuité on gardera la même épaisseur **e=15cm**.

### 2.4 L'acrotère :

Le rôle de l'acrotère est d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles. Il

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal NG et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique.

Soit : S : la section de l'acrotère

$$S = (60 \times 10) + (3 \times 10) + (7 \times 10 / 2) = 653,33 \text{ cm}^2$$

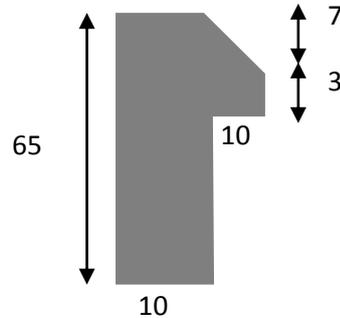


Figure 6. Schéma statique de l'acrotère.

### 3 Les éléments principaux

#### 3.1 Les voiles

Les voiles sont des éléments continus assurant, d'une part le transfert des charges verticales et d'autres part la stabilité sous l'action des charges horizontales.

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le **RPA 99/2003(Article 7.7.1)**

$$e \leq \max (h_e/20 ; 15\text{cm})$$

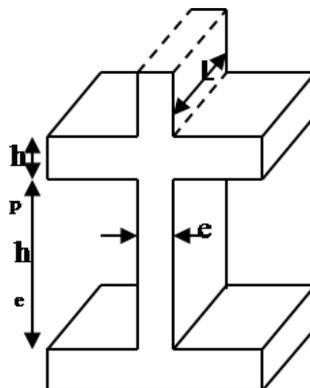


Figure 7.coupe de voile en élévation.

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Avec :

$h_e$  : hauteur libre du voile (hauteur d'étage – épaisseur de la dalle)

$e$  : épaisseur de voile.

$$h_e = 288 - 30 = 258 \text{ cm}$$

$$e \leq \max (h_e/20 ; 15\text{cm})$$

$$e \geq \max (12,9 ; 15 \text{ cm})$$

On prend  $e=15\text{cm}$

### Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.7.1)

$l \geq 4e$ .....vérifiée.

$e \geq 15 \text{ cm}$ .....vérifiée.

$e \geq h_e/20$ .....vérifiée.

### 3.2 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, en appliquant les deux critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.

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

En outre, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du **RPA99/ 2003 (Article 7.4.1)** suivantes :

$$\text{Min} (b_1 ; h_1) \geq 25\text{cm en zone IIa}$$

$$\text{Min} (b_1 ; h_1) \geq h_e/20$$

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, en vérifiant les recommandations du **RPA99 Version 2003** citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposés :

- ✓ RDC et sous- sol: poteau ..... (55×50) cm<sup>2</sup>
- ✓ 2eme étages et 1eme étages: poteau..... (50×45) cm<sup>2</sup>
- ✓ 4eme étages et 3eme étages: poteau ..... (45×40) cm<sup>2</sup>
- ✓ 6eme étages et 5eme étages: poteau ..... (40×35) cm<sup>2</sup>
- ✓ 8eme étages et 7eme étages: poteau ..... (35×30) cm<sup>2</sup>

### 4 L'évaluation des charges et surcharges :

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

**Tableau 1.** Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
1	carrelage	20	0,02	0,44
2	Lit de sable	18	0,02	0,36
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Cloison	10	0,1	1
5	Corps creux	/	0,25+0,05	3,60
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,2
Charge permanente G				<b>6,07</b>
Charge d'exploitation Q				<b>1,5</b>
Charge d'exploitation Q RDC				<b>5</b>

**Tableau 2.**évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	17	0,05	0,85
Etanchéité multicouche	6	0,05	0,3
Forme de pente	22	0,10	2,20
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Corps creux	/	0,25+0,05	3,60
Enduit de ciment	18	0,015	0,2
Charge permanente G			<b>7,31</b>
Charge d'exploitation Q			<b>1</b>

**Tableau 3.**Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux.

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	20	0,02	0,44
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Corps creux	/	0,25+0,05	3,60
Enduit de ciment	18	0,015	0,2
Charge permanente G			<b>4,92</b>
Charge d'exploitation Q			<b>1,5</b>

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

**Tableau 4.**Évaluation des charges revenant au plancher courant à dalle pleine.

	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
	Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
	Mortier de pose	20	0,02	0,4
	Lit de sable	18	0,02	0,36
	Plancher dalle pleine	25	0,12	3
	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G				<b>4,43</b>
Charge d'exploitation Q				<b>2,5</b>

**Tableau 5.** Évaluation des charges revenant au séchoir en dalle pleine.

	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
	Dalle pleine	25	0,12	3
	Carrelage	20	0,02	0,4
	Mortier de pose	20	0,02	0,4
	Lit de sable	18	0,02	0,36
	Enduit du ciment	18	0,015	0,27
	Garde de corps	/	/	0,1
Charge permanente G				<b>4,53</b>
Charge d'exploitation Q				<b>3,5</b>

**Tableau 6.**Charge permanente et d'exploitation revenant au palier.

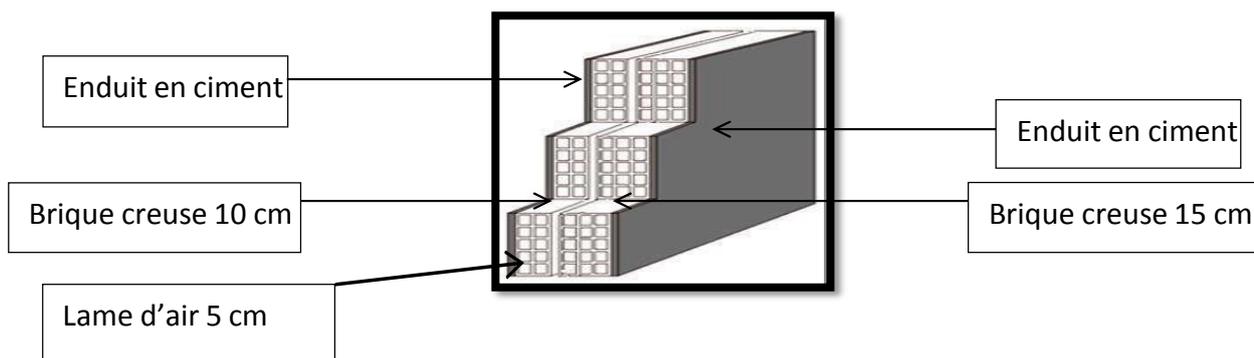
N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,15	3,75
5	Enduit du ciment	18	0,02	0,27
Charge permanente G				<b>5,22</b>
Charge d'exploitation				<b>2,5</b>

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

**Tableau 7.** Évaluation des charges revenant aux volées.

N°	Désignation des éléments		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	Horizontal	20	0,01	0,20
		verticale	20	0,01	0,20
2	Mortier de pose	Horizontal	20	0,01	0,20
		Verticale	20	0,01	0,20
3	marche		25	h/2	2,125
4	Paillasse		25	0,15/ (cos33, 47)	4,49
5	Enduit de ciment		18	0,015	0,27
6	Garde-corps		/	/	0,10
<b>Charge permanente G</b>					<b>7,785</b>
<b>Charge d'exploitation</b>					<b>2,5</b>

### Murs extérieurs double parois en brique creuses :



**Figure 8.**Mur.

**Tableau 8.** Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.

N0	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit du ciment	18	0,02	0,36
2	Brique creuse	/	0,1	0,9
3	Brique creuse	/	0,15	1,3
4	Enduit du ciment	18	0,02	0,36
<b>Charge permanente G</b>				<b>2,92</b>

### 5 Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

1. Critères de résistance ;
2. Critères de stabilité de forme (flambement) ;
3. Conditions de RPA ;

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge. Pour avoir le cas le plus défavorable, on va considérer des poteaux (35\*30) cm<sup>2</sup> pour le calcul des surfaces afférentes, et des poteaux de dimensions préliminaires définies ci-après pour le calcul des poids propres de ces derniers.

**Tableau 9.** Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres.

Niveau	Dimensions (h×b) cm <sup>2</sup>	Poids propre g(KN) $g = h b H \gamma_c$
<b>sous-sol</b>	(55×50)	21,31
<b>RDC</b>	(55×50)	29,22
<b>Etage 1 Etage 2</b>	(50×45)	16,2
<b>Etage 3 Etage 4</b>	(45×40)	12,96
<b>Etage 5 Etage 6</b>	(40×35)	10,08
<b>Etage 7 Etage 8</b>	(35×30)	7,56

Avec :

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$  : Poids volumique du béton

$H = 2,88 \text{ m}$  : Hauteur d'étage

$H = 4,25 \text{ m}$  : Hauteur RDC

$H = 3,1 \text{ m}$  : Hauteur sous-sol

#### 5.1 La descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

#### 5.2 Lois de dégression des charges d'exploitation DTR (B.C 2.2.art.6.3)

Comme il est rare que les charges d'exploitations agissent simultanément on applique la loi de dégression qui consiste dans notre cas à réduire les charges identiques à chaque étage à 0.5Q. Dans notre cas on a

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Q0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse inaccessible.

Q1=Q2=Q3=Q4=Q5=Q6=Q7=Q8=Q9=Q10 pour les étagés courants.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 1 : Q0

Niveau 2 : Q0+Q1

Niveau 3 : Q0+0.95 (Q1+Q2)

Niveau 4 : Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3)

Niveau 5 : Q0+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)

Niveau 6 : Q0+0.8 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)

Niveau 7 : Q0+0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)

Niveau 8 : Q0+0.70 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)

Niveau 9 : Q0+0.65 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)

Niveau10 : Q0+0.60 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9)

### 5.3 La descente de charge pour le poteau E2

#### Les surfaces afférentes

- **Plancher terrasse inaccessible**

$$S1 = 2,88 \times 1,6 = 4,56 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2,8 \times 1,6 = 4,48 \text{ m}^2$$

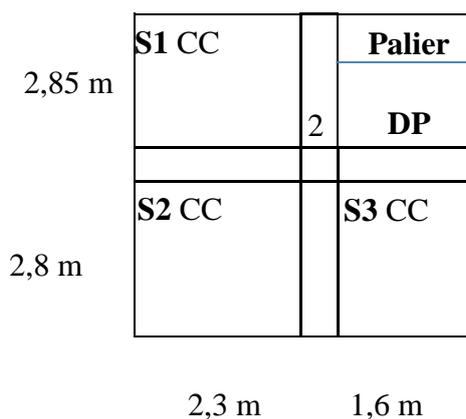
$$S3 = 2,3 \times 2,8 = 6,44 \text{ m}^2$$

$$SDP = 1,8 \times 2,3 = 4,14 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{palier}} = 2,3 \times 1,05 = 2,415 \text{ m}^2$$

$$S4 = SDP + S_{\text{palier}} = 6,555 \text{ m}^2$$

$$\Sigma S_{\text{affG}} = 22,035 \text{ m}^2$$



## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

$$\text{Saff Q} = [0.3 (1,6+2,3+2,8+2,85)] + \text{SiG}$$

$$\text{Saff Q} = 24,9 \text{ m}^2$$

$$\text{PG} = \text{G} \times \text{SaffG} = 9,04 \times 7,31 + 6,44 \times 4,92 + 4,14 \times 4,43 + 2,415 \times 5,22 = 128,71 \text{ Kn}$$

$$\text{PQ} = \text{Q} \times \text{SaffQ} = 1 \times 9,04 + 6,44 \times 1,5 + (4,14 + 20415) \times 2,5 = 35,09 \text{ kn}$$

- **Plancher des étages courant :**

$$\text{S1} = 2,88 \times 1,6 = 4,56 \text{ m}^2$$

$$\text{S2} = 2,8 \times 1,6 = 4,48 \text{ m}^2$$

$$\text{S3} = 2,3 \times 2,8 = 6,44 \text{ m}^2$$

$$\text{SDP} = 1,8 \times 2,3 = 4,14 \text{ m}^2$$

$$\text{Spalier} = 2,3 \times 1,05 = 2,415 \text{ m}^2$$

$$\text{S4} = \text{SDP} + \text{Spalier} = 6,555 \text{ m}^2$$

$$\Sigma \text{ SaffG} = 22,035 \text{ m}^2$$

$$\text{Saff Q} = [0.3 (1,6+2,3+2,8+2,85)] + \text{SiG}$$

$$\text{Saff Q} = 24,9 \text{ m}^2$$

$$\text{PG} = \text{G} \times \text{SaffG} = 15,48 \times 6,07 + 4,14 \times 4,43 + 2,415 \times 5,22 = 124,91 \text{ Kn}$$

$$\text{PQ} = \text{Q} \times \text{SaffQ} = 1,5 \times 15,06 + (4,14 + 20415) \times 2,5 = 39,61 \text{ kn}$$

**Tableau 10.** Résultats de la descente de charge de poteau B4.

Niveau	Elément	G(KN)	Q(kn)
<b>10</b>	<b>Plancher TI</b>	128,71	<b>35,09</b>
	<b>Poutres</b>	32,89	
	<b>Poteau</b>	7,56	
		<b>169,16</b>	<b>35,09</b>
<b>9</b>	<b>N10</b>	169,16	<b>39,61</b>
	<b>Plancher E.C</b>	124,91	
	<b>Poutres</b>	32,89	
	<b>Poteau</b>	7,56	
		<b>334,52</b>	<b>74,7</b>
<b>8</b>	<b>N9</b>	334,52	<b>39,61</b>
	<b>Plancher E.C</b>	124,91	
	<b>Poutres</b>	32,89	
	<b>Poteau</b>	10,08	
		<b>502,4</b>	<b>110,349</b>

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

<b>7</b>	<b>N8</b>	502,4	<b>39,61</b>
	<b>Plancher E.C</b>	124,91	
	<b>Poutres</b>	32,89	
	<b>Poteau</b>	10,08	
		<b>670,28</b>	<b>142,037</b>
<b>6</b>	<b>N7</b>	670,28	<b>39,61</b>
	<b>Plancher E.C</b>	124,91	
	<b>Poutres</b>	32,89	
	<b>Poteau</b>	12,56	
		<b>840,64</b>	<b>169,764</b>
<b>5</b>	<b>N6</b>	840,64	<b>39,61</b>
	<b>Plancher E.C</b>	124,91	
	<b>Poutres</b>	32,89	
	<b>Poteau</b>	12,56	
		<b>1011</b>	<b>193,53</b>
<b>4</b>	<b>N5</b>	1011	<b>39,61</b>
	<b>Plancher E.C</b>	124,91	
	<b>Poutres</b>	32,89	
	<b>Poteau</b>	16,2	
		<b>1185</b>	<b>213,335</b>
<b>3</b>	<b>N4</b>	1185	<b>39,61</b>
	<b>Plancher E.C</b>	124,91	
	<b>Poutres</b>	32,89	
	<b>Poteau</b>	16,2	
		<b>1359</b>	<b>233,06078</b>
<b>2</b>	<b>N3</b>	1359	<b>77,69</b>
	<b>Plancher RDC</b>	114,35	
	<b>Poutres</b>	32,89	
	<b>Poteau</b>	29,22	
		<b>1535,46</b>	<b>310,75078</b>
<b>1</b>	<b>N2</b>	1535,46	
	<b>Poteau</b>	21,31	
		1556,77	<b>310,75078</b>
<b>Somme</b>		<b>1556,77</b>	<b>310,75078</b>
<b>N ELU=1,35G+1,5Q</b>			<b>2567,76567</b>

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le **CBA (Art B.8.1.1)** nous impose de majorer l'effort  $N_u$  comme suit :

10% ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées

15% ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées Dans notre cas, le portique a de deux travées, donc l'effort  $N_u$  sera majoré de 15% .

$$N_u = 1.15 N'_u = 1.15 \times 2567,76567$$

$$N_u = 2952,93 \text{ KN}$$

### 5.4 Vérification à la compression simple :

#### Exemple de calcul

✓ **Vérification du poteau à la base « poteau de sous-sol (55\*50) cm2 »**

On doit vérifier la condition suivante : Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = N_u B \leq \sigma_{bc} = (0, \times f_{c28}) / (\gamma_b \times \theta)$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times f_{c28} / 1,5 = 14,20 \text{ MPa}$$

- **B** : la section du poteau

-  $\gamma_b = 1,5$  : coefficient de sécurité du béton

Or, pour le poteau à la base (poteau du sous-sol) :  $B = 0,6 \times 0,55 = 0,33 \text{ m}^2$

Donc  $B = 0,33 \text{ m}^2 \geq 0,164 \text{ m}^2$ ..... **Condition vérifiée**

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

**Tableau 11.** Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.

Étages	$N_u$ (KN)	Compression ( $B \geq B^{calc}$ )		Observation
		$B$ (m <sup>2</sup> )	$B^{calc}$ (m <sup>2</sup> )	
8	323,15	0,105	0.022	Vérifiée
7	648,199	0,105	0.049	Vérifiée
6	970,32	0,14	0.068	Vérifiée
5	1285,62	0,14	0.09	Vérifiée
4	1597,93	0,18	0.112	Vérifiée
3	1903,41	0,18	0.134	Vérifiée
2	2207,71	0,225	0.155	Vérifiée
1	2511,88	0,225	0.176	Vérifiée
RDC	2919,84	0,275	0.205	Vérifiée
Sous-sol	2952,93	0,275	0.207	Vérifiée

**5.5 Le critère de stabilité de forme (vérification au flambement) :**

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement) D'après le **CBA93 (Art B.8.8.1)**, la vérification suivant est indispensable :

$$Nu \leq \alpha [ (Br \times fc28 / (0,9 \times \gamma b)) + (As \times fe / \gamma s) ] \quad Br \geq Nu [ \alpha \times ((fc28 / (0,9 \times \gamma b)) + (fe / 100 \times \gamma s)) ]$$

Avec :

- Br: section réduite du béton  $Br = (a-2) \times (b-2)$ .

- As : Section d'acier. -  $\gamma b = 1,5$  : coefficient de sécurité du béton (cas durable).

-  $\gamma s = 1,15$  : coefficient de sécurité d'acier. -  $\alpha$  : coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement ( $\lambda$ ).

On a :  $\alpha = (\lambda)$  avec -  $\alpha = 0,5 / [1 + 0,2 \times (\lambda / 35)^2]$  si  $0 < \lambda \leq 50$

-  $\alpha = 0,6 \times (\lambda / 70)^2$  si  $50 < \lambda \leq 70$

On calcule l'élanement :  $\lambda = lf / i$

$lf$  : la longueur de flambement,

$lf = 0,7 \times l0$   $l0 = 2,88$  m hauteur libre d'étages.

$i$  = rayon de giration :  $i = \sqrt{I / (b * h)} = \sqrt{h^2 / 12}$  et  $I = (b \times h^3) / 12$

**Exemple de calcul**

✓ **Vérification du poteau à la base (poteau sous-sol)** on a:

$l0 = 3,06$   $lf = 0,7 \times 2,71 = 1,897$  m

$i = \sqrt{(0,6^2 / 12)} = 0,173$  m

Ce qui donne :

$\lambda = 1,897 / 0,173 = 10,96 < 50$

Donc :

$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2 \times (\lambda / 35)^2] = 0,834$

**Selon le BAEL**  $As \in [0,8\% Br ; 1,2\%]$

On prend :  $As = 1\% Br$

Donc d'après cette formule :

$$Br \geq Nu / [ \alpha \times ((fc28 / (0,9 \times \gamma b)) + (fe / 100 \times \gamma s)) ]$$

Donc d'après cette formule :  $Br \geq Nu [ \alpha \times ((fc28 / (0,9 \times \gamma b)) + (fe / 100 \times \gamma s)) ]$

Or dans notre cas,  $Br = (55-2) \times (50-2) \times 10^{-4}$

$Br = 0,3074 \text{ m}^2 > 0,1267 \text{ m}^2$ .....**Condition vérifiée**

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

**Tableau 12.** Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.

Niveau	N <sub>u</sub> (KN)	i(m)	λ	α	(B <sub>r</sub> ≥ B <sub>r</sub> <sup>calc</sup> )		Observation
					B <sub>r</sub>	B <sub>r</sub> <sup>calc</sup>	
<b>8</b>	323,15	0.101	19.96	0.798	0.0924	0.0184	Vérifiée
<b>7</b>	648,199	0.101	19.96	0.798	0.0924	0.036	Vérifiée
<b>6</b>	970,32	0.115	17.53	0.81	0.1254	0.054	Vérifiée
<b>5</b>	1285,62	0.115	17.53	0.81	0.1254	0.072	Vérifiée
<b>4</b>	1597,93	0.13	15.51	0.818	0.1634	0.088	Vérifiée
<b>3</b>	1903,41	0.13	15.51	0.818	0.1634	0.105	Vérifiée
<b>2</b>	2207,71	0.144	14	0.823	0.2064	0.121	Vérifiée
<b>1</b>	2511,88	0.144	14	0.823	0.2064	0.138	Vérifiée
<b>RDC</b>	2919,84	0.159	18.71	0.804	0.2544	0.165	Vérifiée
<b>Sous-sol</b>	2952,93	0.159	13.65	0.824	0.2544	0.162	Vérifiée

### 5.6 Vérification des conditions du RPA 99/2003

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes :

$\min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$  Vérifiée

$\min(b, h) = 30 > h e / 20 = 14.4 \dots \dots \dots$  Vérifiée

$1/4 \leq h / b \leq 4 \dots \dots \dots$  Vérifié

### 6 Conclusion

Après que nous avons fini le pré-dimensionnement des éléments secondaires et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons opté le pré dimensionnement suivant :

**Tableau 13.** Pré-dimensionnements des éléments.

Eléments		La longueur h(cm)	La largeur b (cm)	Epaisseur (cm)
<b>P. principale</b>		<b>50</b>	<b>30</b>	<b>/</b>
<b>P. Secondaire</b>		<b>40</b>	<b>30</b>	<b>/</b>
<b>P .chainage</b>		<b>40</b>	<b>30</b>	<b>/</b>
<b>Voile</b>		<b>/</b>	<b>/</b>	<b>15</b>
<b>Corp. Creux</b>		<b>/</b>	<b>/</b>	<b>25+5</b>
<b>Dalle pleine</b>		<b>/</b>	<b>/</b>	<b>12</b>
<b>Escalier</b>	<b>Palier</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>15</b>
	<b>Volée</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>15</b>

# Chapitre III

### Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires

#### 1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est -à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

**Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :**

- ✓ Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine)
- ✓ La dalle d'ascenseur
- ✓ Les poutres de chaînage
- ✓ L'acrotère
- ✓ Les escaliers

#### 2 Calcul des planchers

##### 2.1 Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis en polystyrène) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- ✓ **Poutrelle**
- ✓ **Dalle de compression**

##### 2.1.1 Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

##### ❖ **Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91)**

##### ❖ **Condition d'application (BAEL .Art.6.2.210)**

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on sera de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

1. Plancher à surcharge modérée  $Q \leq \min(5 \text{ KN/m}^2; 2G)$
2. Les portées successives doivent satisfaire la condition  $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$
3. La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N);
4. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ( $I = \text{Constant}$ ).

### ❖ Application de la méthode

Moments aux appuis ( $M_a \leq 0$ )

$M_a = -$ , : sur un appui central d'une poutre à 2 travées

-0, 5M0 : sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives

-0, 4M0 : sur tous les autres appuis intermédiaires

Avec :

- M0 : moment isostatique maximal dans la travée.

✓ Moment en travées

(1).....  $M_{ti} + Mg + Md/2 \geq \max [1,05M0i ; (1 + 0,3 \alpha) M0i]$

(2).....  $M_{ti} \geq [1 + 0,3 \alpha/2] M0i$  ... .. Pour une travée intermédiaire

$[1,2 + 0,3 \alpha/2] M0i$  . . . . . Pour une travée de rive

Avec

-  $\alpha = Q / (G+Q)$  : Degré de surcharge ;

- Mg : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;

- Md : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée

✓ Effort tranchant

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V0 = q l / 2$  sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives ou :

$V = 1,15 V0$  ... .. Pour une poutre à deux travées

$V = 1,10 V0$  ... .. Pour une poutre à plusieurs travées

❖ **Méthode de Caquot (annexe E.2 du BAEL 91)**

❖ **Condition d'application**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevée ( $Q > \min(5 \text{KN/m}^2; 2G)$ )

❖ **Principe de la méthode**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

❖ **Application de la méthode**

✓ **Moment en travée**

$$M(x) = M_0(x) + Mg \left(1 - \frac{x}{l}\right) + Md \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (l-x) ; x = \frac{l}{2} - \frac{Mg - Md}{q \times l}$$

✓ **Moment en appui**

$$M_i = \frac{qg \times l'g^3 + qd \times l'd^3}{8,5(l'g + l'd)}$$

Avec :

-  $l'g, l'd$  : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré

-  $qg, qd$  : chargement à gauche et à droite de l'appui considéré

-  $l' = \begin{cases} 0,8l & \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire} \\ l & \dots \dots \dots \text{travée de rive} \end{cases}$

✓ **Efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM

$$V_i = \pm \frac{qu \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

Avec :

- $M_i$  : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- $M_{i+1}$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée
- $l_i$  : portée de la travée.

### Remarque

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de Caquot minorée, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente  $G$  du plancher par  $G'=2/3G$ .

### 2.1.2 Type de poutrelle :

On distingue 4 types de poutrelle :

**T1 :**



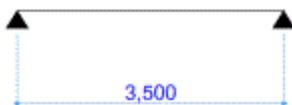
**T2 :**



**T3 :**



**T4 :**



### 2.1.3 Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

✓ **Poutrelles isostatiques:** la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM

## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

✓ **Poutrelles hyperstatiques (continues):** les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant:

**Tableau 1.**condition d'application de la méthode forfaitaire ou de Caquot.

Types de poutrelles	Conditions d'application de laméthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
<b>T3 et T4</b>	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM
<b>T1</b>	Non Vérifier	$Q= 1,5\text{KN/m}^2 \leq \min (5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)F P N$ $I = \text{Constant}$	Méthode de caquot minorée
<b>T2</b>	Vérifier		Méthode forfaitaire

Pour l'étude des poutrelles, on exposera 2 exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire, soit le (Type 2) du plancher étage courant et le deuxième sera sur la méthode de Caquot minorée (Type 1) du plancher étage courant.

### 2.1.4 Calcul des sollicitations dans la poutrelle (T1) :

Les combinaisons d'actions et le calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont donnés dans le tableau qui suit :

**Tableau 2.** Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaison d'actions.

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> ( m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m <sup>2</sup> )		Charge revenant sur lapoutrelle (KN/m)
				ELU	ELS	
<b>Etage courant</b>	6,07	1.5	0.65	ELU	$P_u=1,35 G+1,5Q$ $P_u= 10,45$	$q_u=p_u \times l_0$ $q_u=6,789$
				ELS	$P_s=G+Q$ $P_s= 7,57$	$q_s=p_s \times l_0$ $q_s=4,92$

La méthode que nous allons utiliser est la méthode de Caquot minorée, car :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,5}{4,9} = 0,714 \notin [0, 8; 1, 25]$$

### Calcul des moments :

### ✓ Moments aux appuis

$$G' = 2/3G = 4,046 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU : } q' = 5,016 \text{ KN/m}$$

$$M_A = M_H = -0,15 \text{ M}_0$$

Avec :

$$M_{01} = M_{02} = \text{ELU : } 9,78 \text{ KN. m}$$

$$\text{ELS : } 3,6 \text{ KN. m}$$

D'où,

$$M_A = M_H = \text{ELU : } -1,467 \text{ KN. M}$$

$$\text{ELS : } -1,055 \text{ KN. m}$$

$$M_B = \frac{qg \times l'g^3 \times qd \times l'd^3}{8,5(l'g + l'd)}$$

$$\text{ELU : } -M_B = -\frac{5,013 \times 3,95^3 \times 3,16^3}{8,5(3,95 + 3,16)} = -7,73 = M_G$$

$$\text{ELS : } -M_B = \frac{3,065 \times 3,95^3 \times 3,16^3}{8,5(3,95 + 3,16)} = -4,72 = M_G$$

$$\text{ELU : } -M_C = \frac{5,013 \times 2,8^3 \times 3,16^3}{8,5(2,8 + 3,16)} = -5,29 = M_F$$

$$\text{ELS : } -M_C = \frac{3,065 \times 2,8^3 \times 3,16^3}{8,5(2,8 + 3,16)} = -3,25 = M_F$$

$$\text{ELU : } -M_D = \frac{5,013 \times 3,92^3 \times 2,8^3}{8,5(3,92 + 2,8)} = -7,21 = M_E$$

$$\text{ELS : } -M_D = \frac{3,065 \times 3,92^3 \times 2,8^3}{8,5(3,92 + 2,8)} = -4,41 = M_E$$

### ✓ Moment en travée

➤ Travée AB :

$$X_0 = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{q \times L_{AB}} = \frac{3,95}{2} - \frac{7,73}{6,789 \times 3,95} = 1,687 \text{ m}$$

$$\text{ELU : } q_U = (1,35 \times 6,07 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,789$$

$$\text{ELS} : q_s = (6,07 + 1,5) \times 0,65 = 4,92$$

$$M_{TAB} = q \times 1,687 \times \frac{LAB - 1,687}{2} - MB \frac{1,687}{L}$$

$$\text{ELU} : M_{TAB} = M_{tGH} = 9,658 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_{TAB} = M_{tGH} = 7,09 \text{ KN.m}$$

### ➤ Travée BC

$$X_0 = \frac{L_{BC}}{2} - \frac{MB - MC}{q \times LBC} = \frac{3,95}{2} - \frac{-5,29 + 7,73}{6,789 \times 3,95} = 1,884 \text{ m}$$

$$M_{BC} = q \times 1,884 \times \frac{3,95 - 1,884}{2} + MB \times \frac{1,884}{3,95} + MC \times \left(1 - \frac{1,884}{3,95}\right)$$

$$\text{ELU} : M_{BC} = M_{FG} = 6,75 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_{BC} = M_{FG} = 4,934 \text{ KN.m}$$

### ➤ Travée CD

$$X_0 = \frac{L_{CD}}{2} - \frac{MC - MD}{q \times LCD} = \frac{3,5}{2} - \frac{-5,29 + 7,21}{6,789 \times 3,5} = 1,669 \text{ m}$$

$$M_{CD} = q \times 1,669 \times \frac{3,5 - 1,669}{2} + MC \times \frac{1,669}{3,5} - MD \times \left(1 - \frac{1,669}{3,5}\right)$$

$$\text{ELU} : M_{CD} = M_{EF} = 4,164 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_{CD} = M_{EF} = 3,054 \text{ KN.m}$$

### ➤ Travée DE

$$X_0 = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{MD - ME}{q \times LAB} = \frac{4,9}{2} - \frac{-7,21 + 7,21}{6,789 \times 3,5} = 2,45 \text{ m}$$

$$M_{DE} = q \times 2,45 \times \frac{4,9 - 2,45}{2} + MD \times \frac{2,45}{4,9} - ME \times \left(1 - \frac{2,45}{4,9}\right)$$

$$\text{ELU} : M_{DE} = 13,162 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_{DE} = 9,582 \text{ KN.m}$$

### ➤ L'effort tranchant

$$V = V_0 + \frac{Md - Mg}{l} \quad ; \quad V_0 = \frac{ql}{2}$$

$$V_A = V_H = \pm \frac{qu \times l_1}{2} + \frac{MA - MB}{l_1} = \frac{6,789 \times 3,95}{2} + \frac{-1,467 + 7,73}{3,95} = \pm 11,451 \text{ KN}$$

## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

$$V_B = V_G = \pm \frac{qu \times l_1}{2} + \frac{MA-MB}{l_1} = -\frac{6,789 \times 3,95}{2} + \frac{-1,467+7,73}{3,95} = \pm 15,36 \text{ KN}$$

$$V_C = V_F = \pm \frac{qu \times l_2}{2} + \frac{MB-MC}{l_2} = -\frac{6,789 \times 3,95}{2} + \frac{-7,73+5,29}{3,95} = \pm 12,79 \text{ KN}$$

$$V_D = V_E = \pm \frac{qu \times l_4}{2} + \frac{MD-ME}{l_4} = +\frac{6,789 \times 3,5}{2} + \frac{-7,21+7,21}{3,5} = \pm 16,63 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et l'ELS des différents types de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau 3.** Sollicitation maximales dans les différents types de poutrelles Des étages courant.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort Tranchant $V_u$ (KN)	Evaluation des moments		
	$M_{rivea}$ (KN.m)	$M_{intera}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_{rivea}$ (KN.m)	$M_{intera}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>T1</b>	-1.416	-7,73	13,16	16,633	-1,055	-5,559	9,658
<b>T2</b>	-1.96	-6,62	10,711	14,749	-1,439	-6,62	7,768
<b>T3</b>	-1.983	/	13,22	13,39	-1,438	/	9,59
<b>T 3</b>	-2,556	/	17,04	17,25	-1,819	/	12,13
<b>Max</b>	-2,556	-7.689	17,04	17,25	-1,819	-6,62	6.967

**Tableau 4.** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du (terrasse inaccessible).

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort Tranchant $V_u$ (KN)	Evaluation des moments		
	$M_{rivea}$ (KN.m)	$M_{intera}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_{rivea}$ (KN.m)	$M_{intera}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>T1</b>	-1,54	-8,096	14,62	18,106	-0,931	-5,887	10,719
<b>T2</b>	-2,3	-7,2	11,53	16,055	-2,21	-5,268	8,429
<b>T3</b>	-2,835	/	18,9	19,146	-2,06	/	13,788
<b>Max</b>	-2,835	-8.158	18,9	19,146	-1.137	-5,887	13,788

**Tableau 5.** Sollicitation maximales dans les différents types de poutrelles Du RDC.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort Tranchant $V_u$ (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>T3</b>	-2,98	/	19,89	20,15	-2,106	/	14,04
<b>T4</b>	-2,34	/	15,61	17,85	-1,65	/	11,01
<b>Max</b>	-2,98	/	19,89	20,15	-2,106	/	14,04

### 2.1.5 Ferrailage des poutrelles :

#### Ferrailage longitudinal

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations Maximales, pour cela on distingue 2 groupes de ferrailage

## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

**Tableau 6.** Sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles.

Types	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU			Effort Tranchant Vu(KN)	ELS		
	M <sub>rive a</sub> (KN.m)	M <sub>intera</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)		M <sub>rive a</sub> (KN.m)	M <sub>intera</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Etages courants	-2,556	-7,73	17,04	17,25	-1,819	-6,62	12,13
Terrasse inaccessible	-2,835	-8,096	18,9	19,146	-2,21	-5,887	13,788
RDC	-2,98	/	19,89	20,15	-2,106	/	14,04

### Exemple de calcul du ferrailage de l'E.C :

#### ELU:

$$M_{rive a} = -2,556 \text{ Kn.m}$$

$$M_{inter a} = -7,73 \text{ Kn.m}$$

$$M_t = 17,04 \text{ Kn.m}$$

$$V_u = 17,04 \text{ Kn}$$

#### ELS:

$$M_{rive a} = -1,819 \text{ Kn.m}$$

$$M_{inter a} = -6,62 \text{ Kn.m}$$

$$M_t = 12,13 \text{ Kn.m}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65; \quad b_0 = 10\text{cm}; \quad h = 30\text{cm}; \quad h_0 = 5\text{cm}; \quad d = 0,9 \times h = 27\text{cm}$$

$$f_e = 400\text{Mpa}; \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}.$$

#### ➤ Calcul à l'ELU

**Calcul des armatures longitudinales..... CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)**

#### En travée

Calcul du moment équilibré par la table de compression **M<sub>tu</sub>** :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left( \frac{d-h_0}{2} \right)$$

Si  $M_t \max \geq M_{tu}$  l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

Si  $M_t \max < M_{tu}$  l'axe La table de compression n'est pas entièrement comprimée ; l'axe neutre passe donc par la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$Mtu = 14,2 \times 0,65 \times 0,05 \times \left(\frac{0,27-0,05}{2}\right) = 113,067 \text{ KN. m}$$

$$Mtu = 113,067 \text{ KN. m} > Mt = 13,22 \text{ KN. M}$$

Donc on fait un calcul d'une section rectangulaire

$$\mu bu = \frac{Mt}{fbu \times b \times d^2} = \frac{17,04 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,27^2} = 0,025$$

$$\mu bu < 0,186 \quad ; A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot A} \quad ; F_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{Calcul de A : } At = \frac{Mt}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu bu}) = 0,0316$$

$$Z = 0,27(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,266 \text{ m}$$

$$At = \frac{17,04 \times 10^{-3}}{0,266 \times 348} = 1,84 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité** **CBA93 (Art A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{\text{calculé}}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400} 2,11 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{cal}}$$

Condition non vérifié on ferraille avec Amin

$$As = 3HA 10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

### En appui

La table de compression est tendue, le béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

### ➤ Appui intermédiaire

$$\mu bu = \frac{Ma}{fbu \times b \times d^2} = \frac{7,73 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,27^2} = 0,0746$$

$$\mu bu < 0,186 \quad ; A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot A} \quad ; F_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{Calcul de A : } At = \frac{Mt}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu bu}) = 0,0945$$

$$Z = 0,27(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,259 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{7,73 \times 10^{-3}}{0,259 \times 348} = 0,857 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité .....CBA93 (Art A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{\text{calculé}}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400} 2,11 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{cal}}$$

Condition non vérifiée on ferraille avec  $A_{\min}$

$$A_s = 2\text{HA } 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

➤ **Appui de rive :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{2,556 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,27^2} = 0,0246$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \quad ; A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot A} \quad ; F_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{Calcul de A : } A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,0311$$

$$Z = 0,27(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,267 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{2,556 \times 10^{-3}}{0,267 \times 348} = 0,27 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{\text{calculé}}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400} 2,11 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{cal}}$$

Condition non vérifiée on ferraille avec  $A_{\min}$

$$A_s = 1\text{HA } 10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage transversal**

$$\phi t \geq \min(\phi l^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10})$$

$\phi t$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi t \geq \min(10 \text{ mm}; 8,57 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

$$\phi t \geq 8,57 \text{ mm} ; \text{ soit } \phi t = 10 \text{ mm}$$

On adopte pour  $At = 2\phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2$

### Vérifications nécessaires

#### ➤ Vérification à l'ELU

#### ✓ Vérification de rupture par cisaillement

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{17,25 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,27} \rightarrow \tau_u = 0,638 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = \min(3,33 ; 5) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

**F P N** ;  $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$  pas de risque de rupture par cisaillement.

$$St \leq \min \begin{cases} (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) & \rightarrow St \leq 24,3 \text{ cm} \\ \frac{At \times f_e}{b_0 \times 0,4} & \rightarrow St \leq 157 \text{ cm} \\ \frac{0,8 f_e \times At \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0(\tau_u - 0,3 f_{tj} \times k)} & \rightarrow st \leq 18,607 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{CBA93 (Article 5.1.2.2)}$$

Avec :

$K=1$  (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible)

$\alpha = 90^\circ$  Flexion simple, armature droite

D'où, **St = 15cm.**

#### ✓ Vérification des armatures longitudinales (Al) à l'effort tranchant Vu

##### ➤ Appui de rive

$$Al^{min} \geq \frac{\gamma_s \times Vu}{f_e} = \frac{1,15 \times 17,04 \times 10^{-3}}{400} = 0,489 \text{ cm}^2$$

$$\text{Or, } Al = At + Aa = 2,36 + 0,79 = 3,15 \text{ cm}^2$$

##### ➤ Appui intermédiaire

On doit vérifier :

$$A1 \geq \frac{1,15}{400} \times \left( Vu + \frac{Ma^{inter}}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left( 17,04 \times 10^{-3} + \frac{-7,73 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,27} \right) = -0,436 KN$$

$A1 < 0$  : Dans ce cas aucune vérification n'est nécessaire car l'effort est négligeable.

### ✓ Vérification de la bielle

$$\sigma_{bc} = \frac{2Vu}{a \times b0} ; \text{ avec } a = \min(0,9d ; (40-4)) = 24,3 \text{ cm}$$

Ce qui donne :  $Vu = 17,04 \leq 0,267 \times a \times b0 \times fc28 = 162,2 \dots$  Vérifier

### ✓ Vérification de la jonction table nervure:

$$\tau u = \frac{Vu \times b1}{0,9 \times d \times b \times b0} ; \text{ Avec: } b1 = \frac{b-b0}{2} = 27,5 \text{ cm} \quad \text{BAEL99 (Art A.5.1.2.1.1)}$$

$$\tau u = \frac{17,04 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,243 \times 0,65 \times 0,05} = 0,593 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa}$$

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

### ➤ Les vérifications à L'ELS

- Vérification des contraintes.
- Vérification de la flèche.

#### Vérification des contraintes

On doit vérifier  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq 0,6 fc28 \dots \dots \dots$  (BAEL E.III.2)

#### Remarque

Si  $H > 0$  L'axe neutre est passé par la table de compression ; d'où calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ . il suffit de mettre  $b0 = b$  et  $h0 = 0$ .

Si  $H < 0$  L'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

#### ❖ En travée

##### - Position de l'axe neutre (H) :

$$H = \frac{b \times b0}{2} - 15A(d - h0) = \frac{65 \times 5^2}{2} - 15 \times 2,36(27 - 5) = 33,7 \text{ cm}^2$$

$H > 0$  L'axe neutre est passé par la table de compression ; d'où le calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

**• Calcul de y et I**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

$$\frac{65}{2} \times y^2 + 15 \times 2,36 \times y - 15 \times 2,36 \times 27 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c = 35,4^2 - 4(-955,8 \times 32,5) \quad ;$$

$$\Delta = 125507,16$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2 \times a} = 4,9 \text{ cm}$$

**• Moment d'inertie I**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 4,9^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (27 - 4,9)^2$$

$$I = 19838,774 \text{ cm}^2$$

**• Contrainte**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{12,13 \times 10^{-3}}{19838,74 \times 10^{-8}} \times 4,9 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 3 \text{ Mpa} < 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifier}$$

**❖ En appui intermédiaire**

**- Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b \times b_0}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 5^2}{2} - 15 \times 1,57(27 - 5) = -393,1 \text{ cm}^2$$

$H < 0$  L'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

**- Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15A_s + h_0 \times (b - b_0) \times y - 15 \times A_s \times d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{65}{2} \times y^2 + 15 \times 1,57 + 5(65 - 10) \times y - 15 \times 1,57 \times 27 - (65 - 10) \frac{5^2}{2} = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c = 298,55^2 - 4 \times ((-1323,35) \times 32,5)$$

$$\Delta = 261167,6025$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2 \times a} = 4,13 \text{ cm}$$

**- Moment d'inertie I**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4,13^3}{3} + (65 - 10) \times \frac{(4,13 - 5)^3}{3} + 15 \times 1,57 \times (27 - 4,13)^2$$

$$I = 13831,747 \text{ cm}^2$$

•**Contrainte**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7,73 \times 10^{-3}}{13831,747 \times 10^{-8}} \times 4,13 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 2,3 \text{Mpa} < 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa} \quad \text{Condition vérifier}$$

**b) Vérification de la flèche :**

✓ **Condition de la vérification de la flèche**

**Données :**

$$l = 3,95 \text{ ; } 0s = 9,59 \text{ KN. ; } ts = 5,37 \text{ KN. ; } ts = 0,560 \text{ M0s}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{(BAEL 91 (Article B. 6. 5))}$$

$$\frac{h}{3} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots \text{(BAEL 91 (Article B. 6. 5))}$$

$$\frac{A_t}{d \times b_0} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots \text{(CBA 93)}$$

- Avec :**
- h : est la hauteur de la poutrelle.
  - l : longueur de la travée.
  - Mts : moment en travée à l'ELS.
  - M0s : moment isostatique de cette travée à l'ELS.
  - A : section des armatures choisies.

Dans notre cas :

- 1)  $\frac{30}{395} = 0,075 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$
- 2)  $\frac{30}{395} = 0,075 \geq \frac{5,37}{10 \times 9,59} = 0,0559 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$
- 3)  $\frac{2,36}{27 \times 10} = 8,74 \times 10^{-3} \geq 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifier}$

La 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul de la flèche qui est conduit Selon la méthode exposée à l'article **B.6.5.2 des règles BAEL91.**

✓ **Vérification de la flèche**

On a:

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

### CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

-  $f_{gv}$  : La flèche différée due à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtements + cloisons).

-  $f_{gi}$  : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtements + cloisons).

-  $f_{ji}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des cloisons G sans revêtement

-  $f_{pi}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 m est de :  $l < 5$  m

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow f_{adm} = \frac{395}{500} = 0,79 \text{ cm} \quad \text{CBA93 (Article B. 6. 5. 3)}$$

La flèche  $f$  est calculée par les expressions suivantes :

$$f = \left\{ \frac{M_t l^2}{10 E I_f} \right. \quad \text{pour les travées (sur 2 appuis)}$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoin de :

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0,560 q_s^g \times \frac{l^2}{8} = 6,63 \text{ Kn.m} \\ M_{ser}^j = 0,560 q_s^j \times \frac{l^2}{8} = 3,93 \text{ Kn.m} \\ M_{ser}^p = 0,560 q_s^p \times \frac{l^2}{8} = 8,26 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

Avec :

-  $q_s^j = l_0 \times$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

-  $q_s^g = l_0 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

-  $q_s^p = l_0 \times p$  : La charge permanente + la charge d'exploitation

Donc : -  $G = 6,07 \text{ KN/m}^2$

-  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

-  $J = G - \text{Grevet} = 6,07 - (0,44 + 0,4 + 0,36 + 1 + 0,27) = 3,6 \text{ KN/m}^2$

-  $P = G + Q = 6,41 \text{ KN/m}^2$

✓ **Module de Young instantané et différé**

$$Y_G = \frac{\frac{b_0-h^2}{2}+(b-b_0)\times\frac{h_0^2}{2}+15\times(Ad-A'd')}{(b_0\times h)+(b-b_0)\times h_0+15(A-A')}$$

$$Y_G = \frac{\frac{10-30^2}{2}+(65-10)\times\frac{5^2}{2}+15\times(2,36\times 27)}{(10\times 30)+(65-10)\times 5+15\times 2,36} = 11,8 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie de la section homogène I0**

$$I_0 = \frac{b \times Y_G^3}{3} + \frac{b_0(h-Y_G)^3}{3} - \frac{(b-b_0) \times (Y_G-h_0)^3}{3} + 15 A \times (d - Y_G)^2 + 15 A'$$

$$I_0 = \frac{65 \times 11,8^3}{3} + \frac{10(30-11,8)^3}{3} - \frac{(65-10) \times (11,8-5)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (27 - 11,8)^2$$

$$I_0 = 33366,28 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul des coefficients  $\lambda i$  et  $\lambda v$**

$$\lambda = \begin{cases} \lambda i = \frac{0,05 \times b \times ft28}{(2b + 3b_0) \times \rho} \\ \lambda v = 0,4 \times \lambda i \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{2,36}{27 \times 10} = 8,74 \times 10^{-3}$$

$$\lambda = \begin{cases} \lambda i = \frac{0,05 \times 65 \times 2,1}{(135+30) \times 8,74 \times 10^{-3}} = 4,88 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée} \\ \lambda v = 0,4 \times \lambda i = 1,952 \dots \dots \dots \text{Déformation différée} \end{cases}$$

❖ **Calcul des déformations Ei et Ev**

$E_v = 3700 \sqrt{fc28} = 10818,86 \text{ Mpa}$  .....Module de déformation longitudinale différée du béton

$E_i = 3E_v = 32456,58 \text{ Mpa}$ .....Module de déformation longitudinale instantanée du béton

❖ **Contraintes :**

$\sigma_{st}$  : Contraintes effectives de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

Pour calculer  $\sigma_{st}$ , on doit calculer la position de l'axe Y et le moment d'inertie I

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d-h_0)$$

Si  $H > 0 \rightarrow$  le calcul se fait comme une section rectangulaire

Si  $H < 0 \rightarrow$  le calcul se fait comme une section en T

❖ **Calcul de H :**

$$H = 65 \times \frac{5^2}{2} - 15 \times 2,36(27 - 5) = 189,46 > 0$$

Donc le calcul se fait comme une section rectangulaire

❖ **Calcul de Y :**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

$$\frac{65}{2} \times y^2 + 15 \times 2,36 \times y - 15 \times 2,36 \times 27 = 0$$

$$y = 4,9 \text{ cm}$$

❖ **Calcul de I :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 4,9^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (27 - 4,9)^2$$

$$I = 19838,774 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \frac{M_{ser}^g \times (d - y)}{I} = 110 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 15 \frac{M_{ser}^j \times (d - y)}{I} = 65 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 15 \frac{M_{ser}^p \times (d - y)}{I} = 138 \text{ MPa} \end{cases}$$

❖ **Coefficients  $\mu$  :**

$$\begin{cases} \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + ft28}\right) = 0,16 \\ \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + ft28}\right) = 0,381 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + ft28}\right) = 0,461 \end{cases}$$

❖ **Inertie fictive ( $I_f$ )**

On a  $YG = 11,8 \text{ cm}$  Et

$$I_0 = 33366,28 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 20610,348 \text{ cm}^4 \\ I_{fgi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 12836,41 \text{ cm}^4 \\ I_{fjp} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 11294,31 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 21048,72 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{ji} = M_{ser}^j \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 0,916 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 2,48 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fjp}} = 3,51 \text{ mm} \\ f_{gv} = M_{ser}^g \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 4,54 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 4,654 \text{ mm} < 7,9 \text{ mm} \text{ la fléché vérifier}$$

## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau 7.**calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$a$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Etage courants	Travée	17,04	0,025	0,0316	0,266	1,84	2,11	3HA10 = 2,36
	Appui inter	7,73	0,0746	0,0945	0,259	0,857	0,326	2HA10 = 1,57
	Appui de rive	2,556	0,0246	0,0311	0,267	0,27	0,326	1HA10 = 0,79
Terrasse inaccessible	Travée	18,9	0,028	0,0355	0,266	2,04	2,11	3HA10 = 2,36
	Appui inter	8,096	0,078	0,1	0,259	0,898	0,326	2HA10 = 1,57
	Appui de rive	2,835	0,027	0,034	0,266	0,306	0,326	1HA10 = 0,79
RDC	Travée	19,89	0,029	0,0367	0,266	2,14	2,11	3HA10 = 2,36
	Appuis inter	/	/	/	/	/	0,326	2HA10 = 1,57
	Appuis de rive	2,98	0,028	0,035	0,266	0,321	0,326	1HA10 = 0,79

### Remarque :

Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2\phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

### Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après

**Tableau 8.**Vérification nécessaire à l'ELU.

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ MPa	Armatures longitudinales $A_{L}^{min} \text{cm}^2 \geq$		Bielle $V_u \geq 0,267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$	Injonction table nerveure
		$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$	$\frac{1,15}{f_e} (V_u + \frac{M_a^{inter}}{0,9 \times d})$		
<b>Etages courants</b>	0,638 < 3,33	0,489 < 3,15	-0,436 < 3,15	17,25 ≤ 162,2	0,593 < 3,33
<b>Terrasse inaccessible</b>	0,709 < 3,33	0,54 < 3,15	-0,407 < 3,15	19,146 ≤ 162,2	0,66 < 3,33
<b>RDC</b>	0,746 < 3,33	0,57 < 3,15	0,579 < 3,15	20,15 ≤ 162,2	0,7 < 3,33
<b>Observation</b>	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

**Tableau 9.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Plancher	En travée				En appui			
	$M_s$ KN.m	$Y$ cm	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ MPa	$M_s$ KN.m	$Y$ cm	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma_{bc}$ MPa
Etage courants	12,13	4,9	19838,774	3	6,62	4,13	13831,747	2,3
Terrasse inaccessible	13,788	4,9	19838,774	3,4	5,887	4,13	13831,747	1,75
RDC	14,04	4,9	19838,774	3,46	/	/	/	/
Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$	$\sigma_{bc} = \overline{15} \text{ MPa}$				$\sigma_{bc} = \overline{15} \text{ MPa}$			
	Vérifiée				vérifiée			

**Tableau 10.** Vérification de la flèche à l'ELS.

Plancher	Etage courant	Terrasse accessible	RDC
$M_{ser}^g$ (KN.m)	6,63	5,19	5,19
$M_{ser}^j$ (KN.m)	3,93	2,55	2,55
$M_{ser}^p$ (KN.m)	8,26	5,9	7,85
$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	33366,28	33366,28	33366,28
$\rho$	0,0087	0,0087	0,0087
$\lambda_t$	4,88	4,88	4,88
$\lambda_v$	1,952	1,952	1,952
$I$ (cm <sup>4</sup> )	19838,774	19838,774	19838,774
$\sigma_{st}^j$ (MPa)	65	42,6	42,6
$\sigma_{st}^g$ (MPa)	110	86,7	86,7
$\sigma_{st}^p$ (MPa)	138	98,58	131
$\mu_j$	0,16	-0,0238	-0,0238
$\mu_g$	0,381	0,716	0,716
$\mu_p$	0,461	0,337	0,45
$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	20610,348	41525,89	41525,89
$I_{fji}$ (cm <sup>4</sup> )	12836,41	8166,94	8166,94
$I_{fpi}$ (cm <sup>4</sup> )	11294,31	13878,64	11484,01
$I_{fgv}$ (cm <sup>4</sup> )	21048,72	15307,98	15307,98
$f_{ji}$ (mm)	0,916	0,295	0,295
$f_{gi}$ (mm)	2,48	3,05	3,05
$f_{pi}$ (mm)	3,51	2,04	3,28
$f_{gv}$ (mm)	4,54	4,88	4,88
$\Delta f$	4,654	3,757	4,815
$f_{adm}$	7,9	7,9	7,9
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier

## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

### 2.1.6 Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux :

**Tableau 11.** schemas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

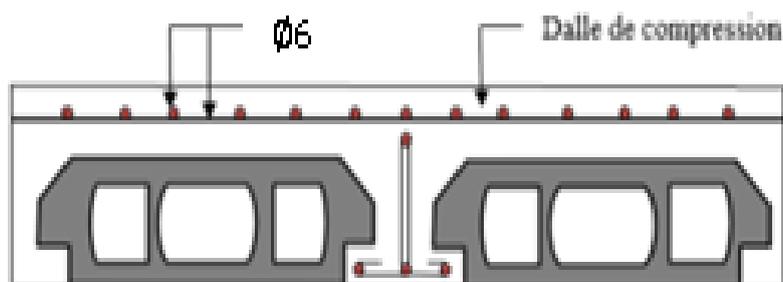
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage courant			
Terrasse inaccessible			

### 2.1.7 Etude dalle de compression CBA (Art B.6.8.2.3)

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$f_e = 235 \text{ MPa}$  Car c'est du (Rond Lisse « RL »)



**Figure 1.** Ferrailage de la dalle de compression

**Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,11}{2} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } \begin{cases} A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 = 5\phi 6/\text{ml} \rightarrow \text{St} = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel} = 1.13 \text{ cm}^2 = 4\phi 6/\text{ml} \rightarrow \text{St} = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$$

## 2.2 Calcul des dalles pleines :

### Introduction

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

La dalle travaille suivant un seul sens.

$\rho \leq 0,4$  : la dalle travaille suivant un seul sens.

$\rho > 0,4$  : la dalle travaille suivant les deux sens.

### 2.2.1 Calcul des sollicitations

**Dalle D1 sur 03 appuis:**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,2}{3,5} = 0,34 < 0,4$$

La dalle travaille suivant un seul sens :

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2}{3} \times q \times l_x^3 \\ M_0^y = \frac{q \times l_x^2}{6} \end{cases}$$

La correction des moments pour tenir compte des semis-encastrement :

$$\begin{cases} M_t^{x,y} = [0,75 \text{ à } 0,85] M_0^{x,y} \\ M_a^{x,y} = [-0,3 \text{ à } 0,5] M_0^{x,y} \end{cases}$$

### Calcul des moments :

$$G = 6,07 \text{ KN/m} \quad ; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,07 + 1,5 \times 3,5 = 13,445 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 6,07 + 3,5 = 9,57 \text{ KN/m}^2$$

### A'ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{13,445 \times 1,2^2 \times 3,5}{2} - \frac{2}{3} \times 13,445 \times 1,2^2 & \Rightarrow M_0^x = 18,39 \text{ Kn.m} \\ M_0^y = \frac{13,445 \times 1,2^3}{6} = 3,87 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

#### ➤ En travée :

$$M_{t,x} = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 18,39 = 15,63 \text{ Kn.m}$$

$$M_{t,y} = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 3,87 = 3,3 \text{ Kn.m}$$

#### ➤ En Appuis :

$$M_{a,x} = -0,4 \times M_0^x = -0,4 \times 18,39 = -7,356 \text{ Kn.m}$$

$$M_{a,y} = -0,4 \times M_0^y = -0,4 \times 3,87 = -1,57 \text{ Kn.m}$$

### A'ELS :

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{9,57 \times 1,2^2 \times 3,5}{2} - \frac{2}{3} \times 9,57 \times 1,2^2 & \Rightarrow M_0^x = 13,09 \text{ Kn.m} \\ M_0^y = \frac{9,57 \times 1,2^3}{6} = 2,75 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

#### ➤ En travée :

$$M_{t,x} = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 13,09 = 11,12$$

$$M_{t,y} = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 2,75 = 2,34$$

#### ➤ En Appuis :

$$M_{a,x} = -0,4 \times M_0^x = -0,4 \times 13,09 = -5,236$$

$$M_{a,y} = -0,4 \times M_0^y = -0,4 \times 2,75 = -1,$$

**2.2.2 Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple et est calculé comme une poutre rectangulaire pour une bande de 1 ml.

**En travée :**

✓ **Sens x-x :**

$$\mu bu = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{15,63 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,09^2} = 0,135$$

$$\mu bu < 0,186 \quad ; A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot A} \quad ; F_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

**Calcul de A :**  $A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu bu}) = 0,182$$

$$Z = 0,27(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,083 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{15,63 \times 10^{-3}}{0,083 \times 348} = 5,41 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)**

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e \leq A_{calculé}$$

Avec  $\rho_0 = 0,0008$  car il s'agit de barres HA Fe400

$$A_{min} = 0,0008 \times 1 \times 0,12 = 0,96 \text{ cm}^2 < 5,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On adopte 5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup>

**En Appuis :**

✓ **Sens x-x :**

$$\mu bu = \frac{M_a^x}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{7,356 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,09^2} = 0,0639$$

$$\mu bu < 0,186 \quad ; A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot A} \quad ; F_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

**Calcul de A :**  $A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu bu}) = 0,0826$$

$$Z = 0,27(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,087 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{7,356 \times 10^{-3}}{0,087 \times 348} = 2,42 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)**

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e \leq A_{calculé} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ car il s'agit de barres HA Fe400}$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 1 \times 0,12 = 0,96 \text{ cm}^2 < 2,42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On adopte 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>

➤ **L'espacement**

**1) En travée**

$$S_t \leq \left\{ \begin{array}{l} \min(3e; 33cm) \\ \frac{100}{4} = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{BAEL91 /99 (A.8.2,42)}$$

Soit  $S_t = 20\text{cm}$

**2) En Appuis**

$$S_t \leq \left\{ \begin{array}{l} \min(3e; 33cm) \\ \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{BAEL91 /99 (A.8.2,42)}$$

Soit  $S_t = 33\text{cm}$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_y = A_t / 4 = 1,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{(BAEL91/99)}$$

Soit  $A_y = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec: 
$$S_t = \left\{ \begin{array}{l} \min(3e; 33cm) \\ \frac{100}{3} = 33cm \end{array} \right\}$$

Soit  $S_t = 33 \text{ cm}$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_u = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} \quad \text{Avec} \quad V_u = \frac{ql}{2} = 8,067$$

$$\tau_u = \frac{8,067 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,089 \text{ Mpa} \leq 1,16 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

$$Y = \frac{100}{2} \times y^2 + 15 \times 5,65 \times y - 15 \times 5,65 \times 9 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c = 84,75^2 - 4(-762,75 \times 50)$$

$$\Delta = 159732,65$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2 \times a} \Rightarrow y = 3,14 \text{ cm}$$

**- Moment d'inertie I**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,14^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (9 - 3,14)^2$$

$$I = 3942,25 \text{ cm}^4$$

**•Contrainte**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11,12 \times 10^{-3}}{3942,25 \times 10^{-8}} \times 3,14 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 8,85 \text{ Mpa} < 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s^t}{I} (d - y) \leq \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{(\eta \times f_{t28})}\right)$$

$$\sigma_{st} = 247,94 \text{ Mpa} \leq 201,63 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifier}$$

Remarque : la condition de la contrainte  $\sigma_{st}$  n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{b d^2 \times \sigma_{st}} = 6,08 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta} \frac{1-\alpha}{3-\alpha}$$

D'après les itérations qu'on a effectuées, on trouve  $\alpha = 0,363$

$$A_s = \frac{M_s}{d(1-\frac{\alpha}{3})\sigma_{st}} = \frac{11,12 \times 10^{-3}}{0,09(1-\frac{0,363}{3})201,63} 6,97 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5HA14 = 7,70 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

**➤ Les armatures de répartition**

$$A_y = A_s / 4 = 1,92 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{(BAEL91/99)}$$

$$\text{Soit } A_y = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec:

## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

$$s_t = \left\{ \begin{array}{l} \min(3e ; 33cm) \\ \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \end{array} \right\} ; \quad s_t = 33cm$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

**Tableau 12.** Sollicitations maximales dans les dalles pleines.

Type	Sollicitation							
	ELU					ELS		
	$M_{travée_x}$ (KN.m)	$M_{travée_y}$ (KN.m)	$M_{rive_a}$ (KN.m)	$V_x$ (KN)	$V_y$ (KN)	$M_{travée_x}$ (KN.m)	$M_{travée_y}$ (KN.m)	$M_{rive_a}$ (KN.m)
<b>D1</b>	15,63	/	7,356	8,067	/	11,12	/	5,236
<b>D2</b>	12,55	4,63	7,84	17,74	29,79	9,42	4,99	5,89
<b>D3</b>	12,77	4,54	7,98	17,74	30,42	9,56	4,96	5,98
<b>D4</b>	5,27	1,36	3,29	9,08	18,54	3,95	1,72	2,47

**Tableau 13.** Ferrailage la dalle à la flexion simple.

Types	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>D1</b>	X-X	15,63	0,136	0,146	0,094	5,41	0,96	5HA12=5,65
	Appui	7,356	0,051	0,066	0,099	2,17	0,96	3HA12=3,39
<b>D2</b>	X-X	12,55	0,052	0,067	0,126	2,85	1,39	3HA12=3,39
	Y-Y	4,63	0,0193	0,024	0,128	1,03	1,2	3HA10=2,36
	Appui	7,84	0,032	0,041	0,127	0,64	1,39	3HA10=2,36
<b>D3</b>	X-X	12,77	0,053	0,068	0,126	2,9	1,405	3HA12=3,39
	Y-Y	4,54	0,0189	0,0239	0,128	1,015	1,2	3HA10=2,36
	Appui	7,98	0,033	0,042	0,127	1,795	1,405	3HA10=2,36
<b>D4</b>	X-X	5,27	0,0372	0,047	0,098	1,54	1,16	3HA10=2,36
	Y-Y	1,36	0,0096	0,012	0,0995	0,39	0,96	3HA10=2,36
	Appui	3,29	0,023	0,029	0,0988	0,95	0,96	3HA10=2,36

**Tableau 14.** Vérification de l'effort tranchant.

	$V_x$ (KN)	$\tau < \bar{\tau}$ (MPa)	Obs	$V_y$ (KN)	$\tau < \bar{\tau}$ (MPa)	Obs
<b>D1</b>	8,067	0,089<1,16	Vérifier	/	/	/
<b>D2</b>	17,74	0,197<1,25	Vérifier	29,79	0,331<1,25	Vérifier
<b>D3</b>	17,74	0,197<1,25	Vérifier	30,42	0,338<1,25	Vérifier
<b>D4</b>	9,08	0,1<1,25	Vérifier	18,54	0,171<1,25	Vérifier

## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

**Tableau 15.** vérifications des contraintes à l'ELS.

Types	Sens	$M_s$ (KN.m)	$y$ (cm)	$I$ $cm^4$	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$ (MPa)	Obs
<b>D1</b>	X-X	11,12	3,14	3842,25	8,85<15	Vérifiée	247,94<201,63	N.Vérifiée
	appui	5,236	5,74	16876	1,78<15	Vérifiée	17,79<201,63	Vérifiée
<b>D2</b>	X-X	9,42	2,28	2415,5	8,92<15	Vérifiée	451,6<201,63	N.Vérifiée
	Y-Y	4,99	2,28	2415,5	4,73<15	Vérifiée	239,343<201,63	N.Vérifiée
	appui	5,89	2,28	2415,5	5,57<15	Vérifiée	238,25<201,63	N.Vérifiée
<b>D3</b>	X-X	9,56	2,28	2415,5	9,05<15	Vérifiée	458,36<201,63	N.Vérifiée
	Y-Y	4,96	2,28	2415,5	4,7<15	Vérifiée	237,89<201,63	N.Vérifiée
	appui	5,98	2,28	2415,5	5,66<15	Vérifiée	286,479<201,63	N.Vérifiée
<b>D4</b>	X-X	3,95	2,28	2415,5	3,74<15	Vérifiée	189,54<201,63	Vérifiée
	Y-Y	1,72	2,28	2415,5	1,63<15	Vérifiée	82,54<201,63	Vérifiée
	appui	2,47	2,28	2415,5	2,34<15	Vérifiée	118,4<201,63	Vérifiée

On remarque que la deuxième condition de plusieurs dalles n'est pas vérifiée, ce qui nous a conduits de recalculer la section des armatures à l'ELS (comme le détail dans l'exemple de calcul) Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau qui suit :

**Tableau 16.** Nouveau ferrailage des sections d'armatures.

Types	Sens	$M_s$ (KN.m)	Q	$a$	$A_{calc}$ $cm^2$	$A_{adop}$ $cm^2$	$A_y$
<b>D1</b>	X-X	11,12	0.00608	0.32	6,97	5HA14=7,70	3HA10=2,36
<b>D2</b>	X-X	9,42	0,00467	0,325	5,24	5HA12=5,65	3HA8=1,51
	Y-Y	4,96	0,00247	0,246	2,69	3HA12=3,36	3HA8=1,51
	appui	5,89	0,00292	0,265	3,20	3HA12=3,36	3HA8=1,51
<b>D3</b>	X-X	9,56	0,00474	0,3327	5,32	5HA12=5,65	3HA10=2,36
	Y-Y	4,96	0,00246	0,246	2,68	3HA12=3,36	3HA8=1,51
	appui	5,98	0,00296	0,267	3,25	3HA12=3,36	3HA8=1,51

### Evaluation de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

$$e \geq \left( \frac{3}{80}; \frac{M_t^{x,y}}{20M_0^{x,y}} \right) l_{x,y}$$

$$A_t \leq \frac{2bd_{x,y}}{f_e}$$

✓ **Pour la dalle D1 :**

12 cm > 6,11 cm ..... vérifiée

7,70  $cm^2$  < 5  $cm^2$  ..... non vérifiée

On doit vérifier la flèche

✓ **Pour la dalle D2 :**

12 cm > 13,99 cm ..... non vérifiée

5,65  $cm^2$  < 5  $cm^2$  ..... non vérifiée

On doit vérifier la flèche

✓ **Pour la dalle D3 :**

12 cm > 13,98 cm ... .. vérifiée  
 5,65 cm<sup>2</sup> < 5 cm<sup>2</sup> ... .. non vérifiée  
 Ondoit vérifier la flèche

✓ **Pour la dalle D4 :**

12 cm > 12,32 cm ... .. vérifiée  
 2,36 cm<sup>2</sup> < 5 cm<sup>2</sup> ... .. vérifiée  
 la flèche vérifier

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul des différentes flèches :

**Tableau 17.** Vérification de la flèche à l'ELS.

		$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f \leq f_{adm}(mm)$	Obs
<b>D1</b>	X-X	0,564	0,12	0,78	0,246	0,978 < 2,4	Vérifier
<b>D2</b>	X-X	4,66	0,88	7,36	1,93	9,21 > 7,9	N.Vérifier
	Y-Y	4,96	1,12	7,28	1,65	9,47 < 11	Vérifier
<b>D3</b>	X-X	4	0,807	6,3	1,586	7,9 ≤ 7,9	Vérifier
	Y-Y	4,56	1,029	6,25	1,52	8,26 < 10,9	Vérifier

On remarque que la flèche dans le sens (X-X) dans la dalle D2 n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'armature.

❖ Les schémas de ferrailage des dalles pleines son résumé dans **l'annexe F**.

### 3 Etudes de l'acrotère :

Elle sera calculée comme une console encastree dans la poutre du plancher terrasse inaccessible.

Cette dernière est sollicitée en plus de la force sismique (Fp) par deux efforts importants :

-Effort vertical du à son poids propre.

-Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement. Il se fera à la flexion composée pour un mètre linéaire de largeur.

- **Evaluation des charges et Surcharges :**

$$S = (65 \times 10) + (10 \times 3)/2 + (10 \times 7) \rightarrow S = 0.0735 \text{ m}^2$$

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G1 = 25 \times 0.0735 \times 1 = 1.8375 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids d'enduite extérieurs (ciment } e=1.5\text{cm)} = G2 = 20 \times 0.015 \times 0.65 \times 1 \rightarrow G2 = 0.195 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le poids total } Wp = G1 = 2.03 \text{ KN}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

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

## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

- **Calcul de l'effort sismique :**

L'acrotère est soumis à une charge horizontale FP donnée par RPA/version2003 :

FP = 4 A CP WP.....RPA99 (article 6.2.3)

Avec :

A = 0.15 : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1). zone IIa

{Cp = 0.8 : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tableau (6.1) page 43 (RPA99).

WP : poids de l'élément considéré WP = 2.03KN/ml ... .

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.03 \rightarrow F_p = 0.97 \text{KN}$$

- **Calcul des Sollicitations :**

$$\begin{cases} X_G = \sum \frac{A_i \times x_i}{A_i} \\ Y_G = \sum \frac{A_i \times y_i}{A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6,12 \text{ cm} \\ Y_G = 35,6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{L'acrotère est soumis à : } \begin{cases} N_G = 0 \text{ KN.m} & M_G = 0 \text{ KN.m} \\ M_Q = Q \times H & M_Q = 0.65 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_p \times Y_G & M_{FP} = 0.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau 18 .**Combinaison d'action de l'acrotère.

	<b>RPA99</b>	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
<b>Sollicitations</b>	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
<b>N(KN)</b>	2.03	2.74	2.03
<b>M(N.m)</b>	1	0.98	0.65

### 3.1.1 Calcul de l'excentricité à l'état ultime ultime :

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.98}{2.47} = 0.397m$$

$$\frac{h_0}{6} = \frac{0.65}{6} = 0.108m \rightarrow e_1 > \frac{h_0}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

Le ferrailage se fait assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacé  $e_1$  par l'excentricité Réelle de calcul talque :  $e = e_1 + e_2 + e_a$

: *excentricité additionnelle*

$e_1$ : *excentricité structurale*

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{H}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{65}{250}\right) = 2cm; \quad e_2 = \frac{3 \times l^2 f \times (2 + \alpha \times \emptyset)}{10^4 \times h_0};$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$\emptyset$ : le rapport de la deformation finale due au fluage à la deformation instantanée sous charge

Considérée, généralement est égal à 2.

: la longueur de fla:  $lf = 2 \times H = 1.3m$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$M_G = 0 \text{ et } \alpha = 0 \text{ donc } \begin{cases} e_2 = 37.77 \text{ cm} \\ e_a = 2 \text{ cm} \\ e = 38.77 \text{ cm} \end{cases}$$

Les sollicitations corrigées par les calculs en flexion composée sont :

$$\begin{cases} N_u = 2.74 \text{ KN.m} \\ M_u = N_u \times e = 1.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### 3.1.2 Calcul de ferrailage :

$H=10cm$  ;  $d=8cm$  ;  $b= 100cm$  ;  $f_{bu}=14.2MPa$  Moment fictif :

$M_{ua} = M_u + N_u (d - h/2) = 1.142kN.m.$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}^x}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0.015$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.079m.$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ua}^x}{Z f_{st}} = 0.334cm^2$$

$$A_{ts} = A_u - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.338 \times 10^{-4} - \frac{2.74 \times 10^{-2}}{348} = 0.26cm^2$$

#### Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \quad A_{min} = 0.966cm^2$$

On prend :  $A = \max (A_{min} ; A)$

Donc :  $A = 0,966 \text{ cm}^2$

Soit :  $A = 4HA8 / ml = 2,01cm^2$

#### Espacement :

D'après B.A.E.L 91

armatures principales:  $St \leq \frac{100}{4} = 25cm \rightarrow \text{on adopte } St = 25cm$

armatures de repartition:  $St \leq \frac{65}{3} = 21.66cm \rightarrow \text{on adopte } St = 20cm$

**Vérification au cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(2.5; 3\text{MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 0.97 + 1 = 1.97\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.024\text{MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \text{pas de rupture de cisaillement}$$

**Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum \mu_i}; \text{ avec: } \mu_i = n \times \pi \times \Phi$$

$$\sum \mu_i = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.97 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 0.1005} = 0.272\text{MPa}$$

$$\tau'_{se} < 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.83\text{MPa}$$

$$\tau_{se} < \tau'_{se} \dots \dots \text{pas de risque de l'adhérence}$$

**Vérification à L'ELS :**

$$D = 0.08 \text{ cm} \quad ; \quad N_{ser} = 2.03 \text{ KN} \quad ; \quad M_{ser} = 0.65 \text{ KN.m} \quad ; \quad \eta = 1.6$$

• **Position de l'axe neuter:**

$$C = d - e_A; \text{ avec; } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0. \rightarrow C = 0.08 - \frac{0.65}{2.03} + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) \rightarrow$$

$$C = -0.27\text{m}$$

$e_A > d$  donc: (C) à l'extérieur de la section

$$y_{ser} = y_c + c; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$P = -3 \times (0.27)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 + 0.27)}{1} = -0.212\text{m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.27)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 + 0.27)^2}{1} = 0.041\text{m}^3$$

En remplaçant «q» et «p» dans ... (1)

$$y_c = 0.268 \rightarrow y_{ser} = -0.002\text{m}$$

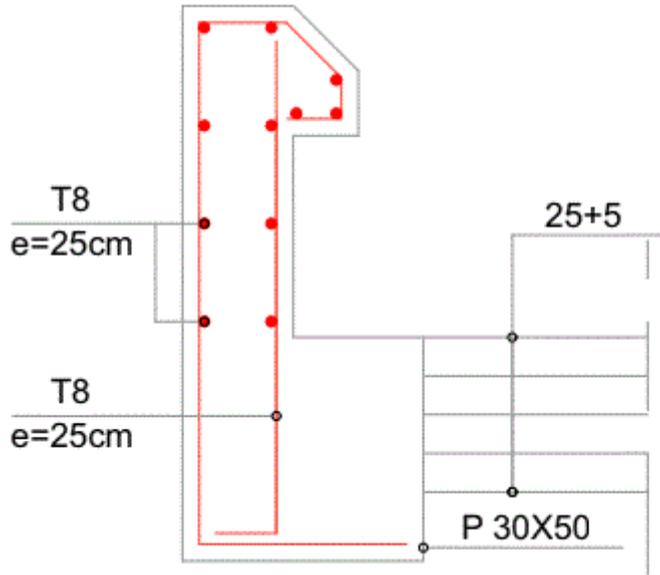
**Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b}{2} \times y^2 - 15a(d - y) = 0.134 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = 4.06 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{N_{ser} \times 15}{\mu_t} (d \times y) = 58 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 201.64 \text{MPa}$$

### 3.1.3 Schéma de ferrailage :



**Figure 2.** Schéma de ferrailage de l'acrotère.

## 4 Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine. L'ascenseur qu'on étudie est conçu pour 08 personnes.

### 4.1 Les caractéristique

- $V=1,6 \text{ m/s}$  : vitesse de levage
- $P_m = 15 \text{ KN}$  : Charge due à la salle de machine
- $D_m = 51 \text{ KN}$  : charge due au poids propre de l'ascenseur
- $F_c = 145 \text{ KN}$  : charge due à la rupture des câbles
- Course maximale = 50 m
- $B_s * T_s = 1,5 * 1,95 \text{ m}^2$  dimensions de la gaine
- Le poids propre de l'ascenseur est de 630 Kg. Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1) Dalle de la salle machine (locale)

2) Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur

$$P = P_m + D_m + 50 = 15 + 51 + 6,3 = 72,3 \text{ KN}$$

### 4.2 Dalle de la salle machine

-  $h_0$  : épaisseur de la dalle

-  $h$  : épaisseur de revêtement

-  $a_0$  et  $U$  sont // à  $l_x$

-  $b_0$  et  $V$  sont // à  $l_y$

$$U = \{a_0 + h_0 + 2\xi \times h\}$$

$$V = \{a_b + h_0 + 2\xi \times h\}$$

Avec :

-  $\xi = 0,75$  le revêtement est moins résistant ;

$$U = 80 + 12 + 2 \times 0,75 \times 5 = 99,5 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 12 + 2 \times 0,75 \times 5 = 99,5 \text{ cm}$$

#### ➤ Calcul des moments de levage :

- $M_x^1$  et  $M_y^1$  du système de lavage

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_x^1 = (M_1 + V \times M_2)q(U \times V) \\ M_y^1 = (M_2 + V \times M_1)q(U \times V) \end{cases}$$

En utilisant les tables BAEL (annexe 2), on tire les coefficients  $M_1$  et  $M_2$  en fonction de

$U/L_x$  ;  $V/L_y$  et  $\rho$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,77 \quad ; \quad \frac{U}{L_x} = \frac{99,5}{150} = 0,66 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{99,5}{195} = 0,51$$

$$\text{Soit : } M_1 = 0,069 \quad M_2 = 0,085$$

Avec  $\vartheta = 0$  à l'ELU et  $\vartheta = 0,2$  à l'ELS

$$q_u = 1,35 p = 1,35 \times 72,3 = 97,605 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 0,064 \times 97,605 \times (0,905 \times 0,905) = 6,28 \text{ Kn.m}$$

$$M_1^y = 0,085 \times 97,605 \times (0,905 \times 0,905) = 8,21 \text{ Kn.m}$$

#### **$M_2^x$ et $M_2^y$ due aux poids propre de la dalle**

$$M_2^x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_2^y = M_2^x \times \mu_x$$

$\rho = l_x/l_y = 0,77 > 0,4$  la dalle travaille à deux sens

$$\mu_x = 0,0596$$

## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

$$\mu_x = 0,5440$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 5 cm)

$$G = 6,6 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = 1.35 \times 6,6 + 1.5 \times 1 = 10,41 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0596 \times 10,41 \times 1,5^2 = 1,39 \text{ Kn.m}$$

$$M_2^y = 1,39 \times 0,544 = 0,756 \text{ Kn.m}$$

La superposition des moments donnés

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 6,28 + 1,39 = 7,67 \text{ Kn.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 8,21 + 0,756 = 8,966 \text{ Kn.m}$$

### Ferraillage

Le ferraillage se fait pour une longueur unité avec

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 6,43 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 7,63 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4M_y = -3,59 \text{ Kn.m}$$

**Tableau 19.**ferraillage de la dalle salle machine

Position		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$a$	Z (m)	$A^{cal}$ $cm^2$	$A^{min}$ $cm^2$	$A^{adop}$ $cm^2$
Travée	X-X	7,57	0.0438	0,0560	0.088	2,47	1.2	4HA12=4,52
	Y-Y	8,98	0.04003	0,0511	0.088	2,93	1.2	4HA12=4,52
Appui		-3,59	0.01601	0.0202	0.089	1,16	1.2	3HA10=2,36

### ➤ Vérification au poinçonnement:

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } U_c: \text{ périmètre du rectangle d'impact}$$

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (99.5 + 99.5) = 398 \text{ cm}$$

$$97,605 \leq \frac{0,045 \times 3,98 \times 0,12 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 358,2 \text{ Kn} \quad \dots\dots \text{ Condition vérifier}$$

### ➤ Vérification de l'effort tranchant:

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu),  $U=V$

$$T_u = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{97,605}{3 \times 0,955} = 32,7 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{32,7}{1 \times 0,09} = 0,36 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,7 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \tau_u \text{ Condition vérifié}$$

## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

### ➤ Calcul à l'ELS

Moment engendré par le système de levage

$$q_{ser} = 72,3 \text{Kn}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_1^x &= (M_1 + \vartheta \times M_2)q(U \times V) = (0,064 + 0,2 \times 0,085) \times 72,3 \times (0,995 \times 0,995) \\ M_1^y &= (M_2 + \vartheta \times M_1)q(U \times V) = (0,085 + 0,2 \times 0,064) \times 72,3 \times (0,995 \times 0,995) \end{aligned} \right\}$$

$$M_1^x = 5,8 \text{Kn.m}$$

$$M_1^y = 7,01 \text{Kn.m}$$

Moment du au poids propre de la dalle :

$$q_s = 6,6 + 1 = 7,6 \text{Kn.ml}$$

$$M_2^x = 0,0596 \times 7,6 \times 1,5^2 = 1,02 \text{Kn.m}$$

$$M_2^y = 0,544 \times 1,02 = 0,55 \text{Kn.m}$$

La superposition des moments:

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 5,8 + 1,02 = 6,82 \text{Kn.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 7,01 + 0,55 = 7,56 \text{Kn.m}$$

### ➤ Vérification des contraintes dans le béton :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 5,797 \text{Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 6,426 \text{Kn.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4M_y = -3,02 \text{Kn.m}$$

**Tableau 20.** Vérification des contraintes à l'ELS :

Position		$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	obs
Travée	X-X	5,8	4,52	2,43	3644,03	3,88 < 15	156,86 < 201,63	vérifiée
	Y-Y	6,43	4,52	2,18	3826,95	3,66 < 15	171,88 < 201,63	vérifiée
Appui		-3,02	2,36	1,63	2204,32	2,23 < 15	151,46 < 201,63	vérifiée

### 4.3 Schémas de ferrailage de la salle machine

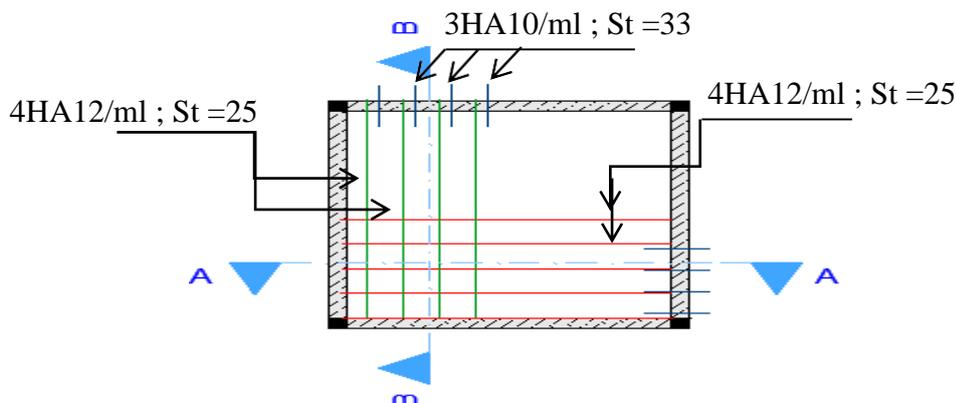


Figure 3. Schéma de ferrailage de la salle machine.

## 5 Etude de la poutre de chaînage

### 5.1 Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

- ❖ Poids propre:  $Gp = 25 * 0,3 * 0,35 = 2,625KN/ml$
- ❖ Poids de la double cloison:  $= 2,92 * (2,88 - 0,35) = 7,38 KN/ml$
- ❖ Charge d'exploitation sur la poutre:  $Q0 = Q * b = 1 KN/m$

$$q_u = 1,35 * (2,625 + 7,38) + (1,5 * 1) = 15Kn/m \quad \begin{cases} M_0^u = q_u * \frac{l^2}{8} = 29,25KN.m \\ V_u = q * \frac{l}{2} = 29,62 KN \end{cases}$$

$$q_s = (2,625 + 7,38) + 1,5 = 11,5Kn/m \quad \begin{cases} M_0^s = q_s * \frac{l^2}{8} = 22,42Kn.m \end{cases}$$

#### ✓ Calcul des moments

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_u^t = 0,85 * M_0^u = 24,86Kn.m \\ M_s^t = 0,85 * M_0^s = 19,05Kn.m \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_u^a = -0,3 * M_0^u = -8,77Kn.m \\ M_s^a = -0,3 * M_0^s = -6,72Kn.m \end{cases}$$

#### ✓ Ferrailage

Le ferrailage de la poutre de chaînage est résumé dans le tableau suivant :

## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

**Tableau 21.** Ferrailage de la poutre de chaînage en flexion simple.

Position	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	24,86	0,056	0,072	0,31	2,3	1,15	3HA10=2,36
En appui	8,77	0,02	0,025	0,316	0,79	1,15	3HA10=2,36

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29,62 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32} = 0,3 \text{ Mpa}$$

$$: \text{F. P. N} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,3 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$  **Donc pas de risque de rupture par cisaillement.**

✓ **Calcul les armatures transversales**

On fixe  $S_t = 15 \text{ cm}$  et on calcule  $A_{trans}$

$$A_{trans} \geq \begin{cases} \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,45 \text{ cm}^2 \\ \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}{f_e} = -0,37 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit un cadre  $\emptyset 8$  + un étrier  $\emptyset 8 \Rightarrow A_{trans} = 4\emptyset 8 = 2,1 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification à L'ELS**

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée) Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

**Tableau 22.** Vérification des contraintes à ELS.

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	19,05	7,58	25546	5,67	15	Vérifier
En appuis	6,72	6,34	18054	2,36	15	Vérifier

Vérification de la flèche :

- 1)  $\frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \rightarrow \frac{0,35}{3,95} = 0,088 \geq \frac{19,45}{292,4} = 0,066 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- 2)  $\frac{A_t}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{3,83 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,28} = 0,00209 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- 3)  $L = 3,95 < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

5.2 Schéma de ferrailage :

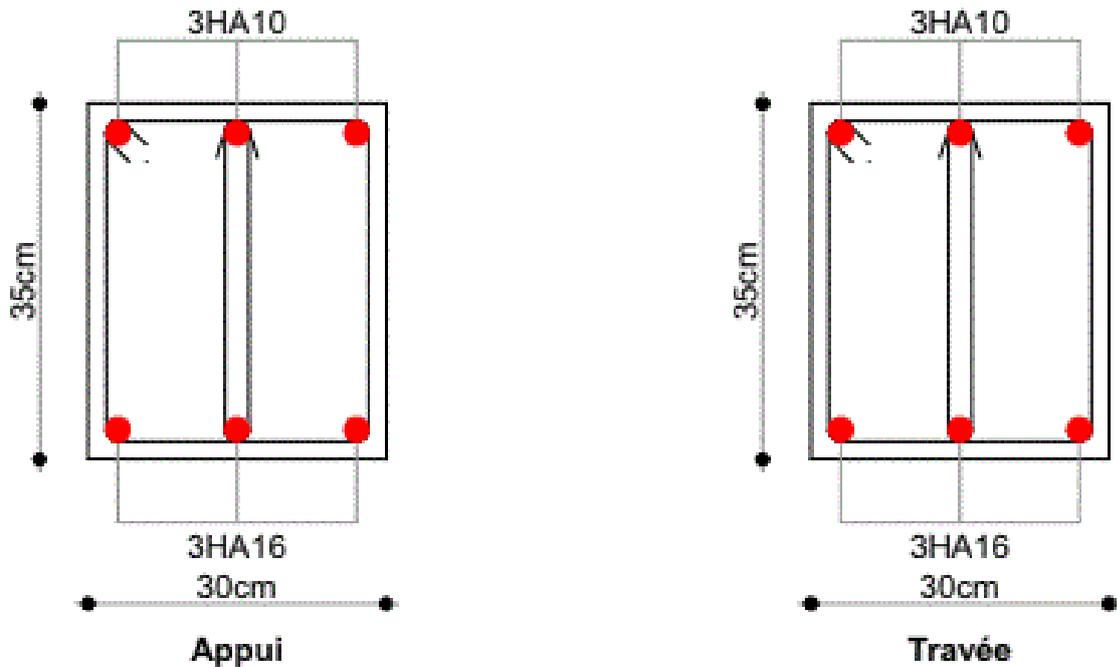


Figure 4.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

6 Etude des escaliers :

6.1 Etude des volées 01 et 03 :

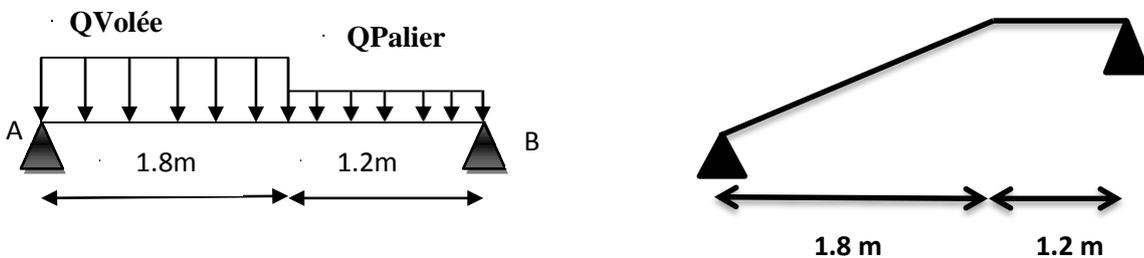


Figure 5.schéma statique de l'escalier (la partie AB).

## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

**Les charges :**

$$\text{Volée} \begin{cases} Gv = 7,78 \text{ KN/m}^2 \\ Qv = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Palier} \begin{cases} Gp = 5,22 \text{ KN/m}^2 \\ Qp = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**Combinaison de charges :**

**Sur les volées 01 et 03 :**

$$\text{Volée} \begin{cases} \text{ELU: } 1,35G + 1,5Q = 14,253 \text{ KN/m}^2 \\ \text{ELS: } G + Q = 10,28 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**Sur le palier :**

$$\text{Palier} \begin{cases} \text{ELU: } 1,35G + 1,5Q = 10,8 \text{ KN/m}^2 \\ \text{ELS: } G + Q = 7,72 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**Réaction d'appuis :** le calcul se fera par méthode RDM :

$$\begin{cases} \sum f_v = RA + RB = 0 \\ \sum \frac{M}{A} = 0 \end{cases} \quad \text{ELU} = \begin{cases} RA = 20,55 \text{ KN} \\ RB = 18,06 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{ELS} = \begin{cases} RA = 18,51 \text{ KN} \\ RB = 9,26 \text{ KN} \end{cases}$$

**Effort tranchant et moment fléchissant :**

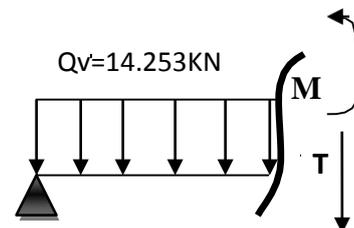
• **Troçon 1 :**

$$0 \leq x \leq 1,8 \text{ m}$$

$$T(x) = RA - 14,25x = 20,55 - 14,25x$$

$$T(0) = 20,55 \text{ KN}$$

$$T(1,8) = -5,1 \text{ KN}$$



$$\begin{cases} M(x) = -7,125x^2 + 20,55x = 0 \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,8) = 13,9 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T(\text{max}) = 20,55 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 14,81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dm}{dx} = 0 \rightarrow x = 1,44 \text{ m}$$

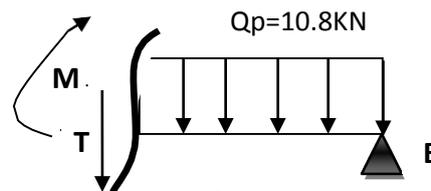
• **Troçon 2 :**

$$0 \leq x \leq 1,2 \text{ m}$$

$$T(x) = RB - 10,8x = 18,06 - 10,8x$$

$$T(0) = 18,06 \text{ KN}$$

$$T(1,2) = -5,1 \text{ KN}$$



## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

$$\begin{cases} M(x) = -5,4 + 18,06x = 0 \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,2) = 13,9, \text{KN.m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T(\text{max}) = 18.06 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 13.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\left\{ \frac{dm}{dx} = 0 \rightarrow x = 1,67 \text{ m} \right.$$

$$\text{On trouve : } \rightarrow \begin{cases} V(\text{max}) = 20.55 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 14.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Calcul des moments réels :

$$\begin{cases} M_t^{\text{max}} = 0,75 M^{\text{max}} & M_t^{\text{max}} = 11,1 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{max}} = 0,5 M^{\text{max}} & M_a^{\text{max}} = 7,4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple :

$(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$  ;  $e=15\text{cm}$  ;  $c=2\text{cm}$  ;  $d=10\text{cm}$  ;  $f_{bu} = 14.2\text{MPa}$  ;  $F_e=400\text{MPa}$  ; FPN.

**Tableau 23.** Calcul des armatures de palier et volée :

Zone	Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_t^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A^{\text{adopt}}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	St(cm)
travée	11.1	0.078	0.1	0.096	3.32	1.207	4HA12 =4.52	25
appui	7.4	0.052	0.067	0.097	2.19	1.207	4HA10 =3.14	25

### Les armatures de répartition :

$$\text{en travée} \begin{cases} A_{\text{rép}} = \frac{A_{\text{principale}}}{4} \\ A_{\text{rép}} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases} \quad \text{en appui} \begin{cases} A_{\text{rép}} = \frac{A_{\text{principale}}}{4} \\ A_{\text{rép}} = 0,785 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$\{ \text{en travée} \rightarrow \text{on choisie: } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm/ml. st} = 20 \text{ cm}$

$\{ \text{en appui} \rightarrow \text{on choisie: } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm/ml. st} = 20 \text{ cm}$

### Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

### Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{\text{max}} = 20,55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{20,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,2 \text{ MPA} < \tau = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,166 \text{ MPA} \dots \text{pas de ruptura par cisaillement}$$

## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

### Vérification à L'ELS :

- En travée

Etat limite de compression du béton

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

### Calcul Y et I

$$\frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 24.** vérification de contrainte à l'ELS.

zone	Mser (KN.m)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>c</sub> (MPa)	observation
travée	9,16	0,03	5608,7	4,99	15	Vérifiée
appui	4,31	0,025	3844,8	2,82	15	Vérifiée

### Etat limite de déformation :

#### Vérification de la flèche :

$$\frac{e}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,15}{3} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,06 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{e}{l_x} \geq \max \left[ \frac{3}{80} ; \frac{M_t^X}{20M_0^X} \right] \Rightarrow 0,05 > 0,0375 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,003 \leq 0,005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La premier condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow f_{adm} = \frac{300}{500} = 0,6cm = 6mm$$

Les sollicitations :

$$\begin{cases} M_j = 4,07 \text{ KN/m} \\ M_g = 6,68 \text{ KN/m} \\ M_p = 9,062 \text{ KN/m} \end{cases}$$

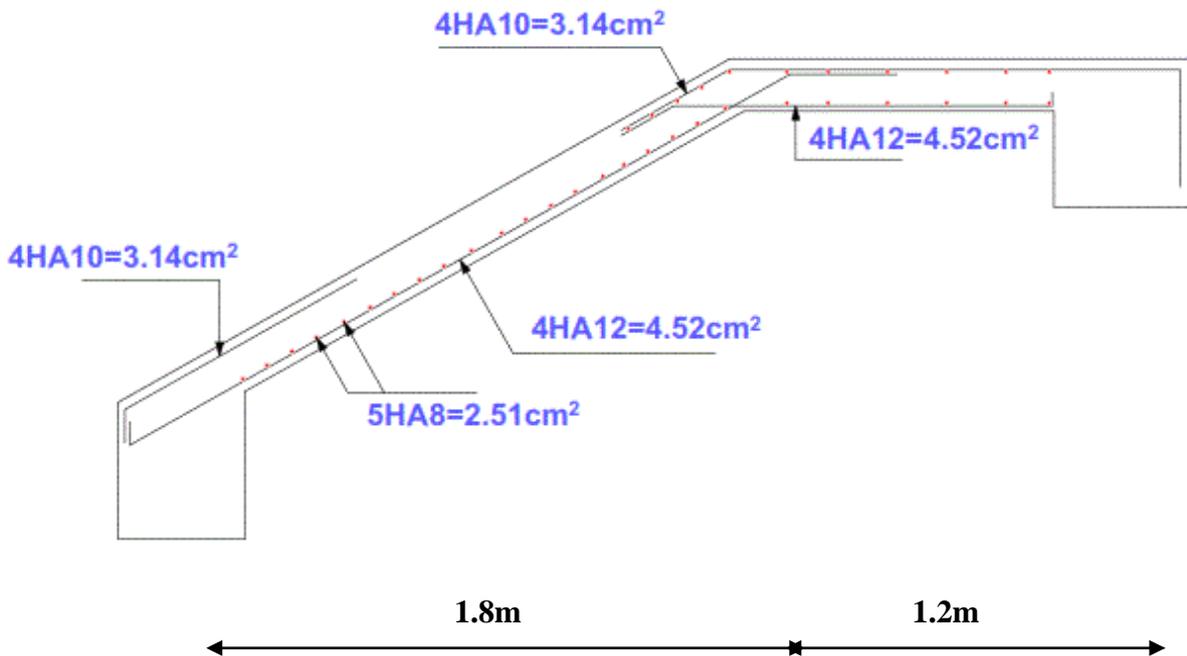
## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

**Tableau 25.** Vérification de la flèche.

$f_{gi}(mm)$	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$\Delta f_t \leq \bar{f}$	<i>observation</i>
0,112	0,294	0,054	0,249	$0,377 \leq 6$	Vérifiée

$\Delta f_t \leq \bar{f}$  ..... la flèche est vérifiée

**Schéma de ferrailage :**



**Figure 6.** Schéma de ferrailage de l'escalier.

### 6.2 Etude de la console (volée2) :

Les charges : volée  $\begin{cases} Gv = 7,78 \text{ KN/m}^2 \\ QV = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Volée 2  $\begin{cases} ELU: 1,35G + 1,5Q = 14,253 \text{ KN/m}^2 \\ ELS: G + Q = 10,28 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

**Calcul des moments à L'ELU et L'ELS :**

Par la méthode de RDM en trouve :

## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

$$M_u = -\frac{14,253 \times 1,2^2}{2} = -10,26 \text{KN.m} ; M_u = -\frac{10,28 \times 1,2^2}{2} = -7,4 \text{KN.m}$$

Calcul l'effort tranchant :

$$\begin{cases} V_u = 14,253 \times 1,2 = 17,1 \text{KN} \\ V_s = 10,28 \times 1,2 = 12,34 \text{KN} \end{cases}$$

Ferraillage :

**Tableau 26.** Calcul des armatures de volée 2.

Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z(cm)	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> ) t	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adopt</sup> (cm <sup>2</sup> )	St(cm)
travée	10.26	0,042	0,055	0,127	2,32	1,569	4HA12 =4.52	25

Les armatures de répartition :

$$\text{en travée} \begin{cases} A_{rép} = \frac{A_{principale}}{4} \\ A_{rép} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{cm}^2/\text{ml} \end{cases} \quad \text{en choisée: } 4HA8 = 2,01 \frac{\text{cm}}{\text{ml}} \cdot st = 25 \text{cm}$$

Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{\max} = 17,1 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17,1 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,131 \text{MPa} < \tau = 0,07 \frac{25}{1,5} = 2,5 \text{MPa} \dots \text{pas de ruptura par cisaillemen}$$

Vérification à L'ELS :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 27.**Etat limite de déformation.

zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	observation
travée	7,4	3,575	7546	3,5	15	Vérifiée

Vérification de la flèche :

$$\frac{e}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,15}{1,2} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,06 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{e}{l_x} \geq \max \left[ \frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20M_0^x} \right] \Rightarrow 0,05 > 0,0375 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,003 \leq 0,005 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

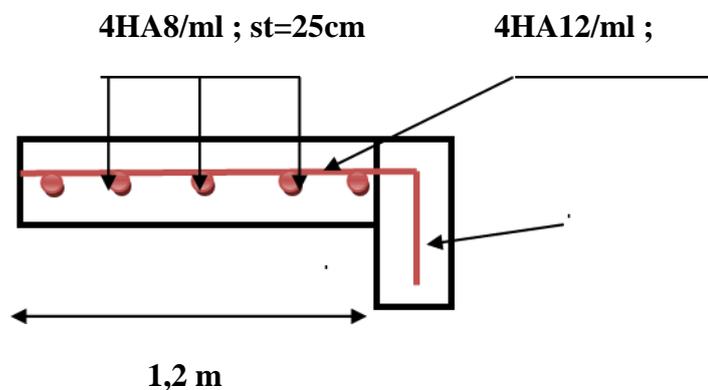


Figure 7. Schéma de ferrailage de la console.

### 6.3 Etude de la poutre brisée

$$L=1.55+(1.8/\cos 33.47)+1.55 = 5.25\text{m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{525}{15} \leq h \leq \frac{525}{10} \Rightarrow 35 \text{ cm} \leq h \leq 52,5 \text{ cm}$$

Soit :  $b = 30\text{cm}$  et  $h = 40\text{cm}$

Vérification des conditions du RPA

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \dots \dots \text{vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

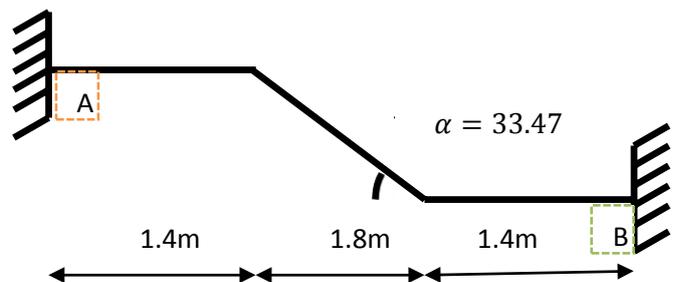


Figure 8, poutre brisée.

## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

### Chargement repris par la poutre brisée :

$$g_0 = 25 \times 0,3 \times 0,4 = 3 \text{KN/m (poids propre de la partie horizontale)}$$
$$g_1 = 25 \times 0,3 \times \frac{0,4}{\cos 33,47} = 3,6 \text{KN/m (poids propre de la partie inclinée)}$$
$$g_m = 2,92 \times 1,19 = 3,47 \text{KN/m (le poids des mur exsterieur)}$$

### Les charges transmises par l'escalier

$$ELU = \begin{cases} RA = 20,55 & \text{KN} \\ RB = 18,06 & \text{KN} \end{cases}$$

$$ELS = \begin{cases} RA = 18,51 \text{ KN} \\ RB = 9,26 \text{ KN} \end{cases} ; \quad \begin{cases} R_v^u = 17,1 \text{ KN} \\ R_v^s = 12,34 \text{ KN} \end{cases}$$

Avec :

RA : Réaction au point A de la première volée.

RB : Réaction au point B de la 3<sup>ème</sup> volée.

RV : Réaction de la volée.

Req : charge équivalente sur la poutre.

$$\text{Avec : } \begin{cases} Req = 17,1 \text{KN/m} \dots \dots \dots ELU \\ Req = 12,34 \text{KN/m} \dots \dots \dots ELS \end{cases}$$

### Calcul des sollicitations :

$$Pu = 1.35 \times (g_0 + g_1 + g) + Req = 1.35 \times (3 + 3.6 + 3.47) + 17,1 = \mathbf{30,69 \text{ KN/ml}}$$

$$Ps = 1.35 \times (g_0 + g_1 + g) + Req = 1.35 \times (3 + 3.6 + 3.47) + 12,34 = \mathbf{25,93 \text{ KN/ml}}$$

$$ELU \begin{cases} M_u^t = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{30,69 \times 4,6^2}{24} = 27,06 \text{KN.m} \\ M_u^a = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{30,69 \times 4,6^2}{12} = 54,12 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_u^t = \frac{q_s \times l^2}{24} = \frac{25,93 \times 4,6^2}{24} = 22,86 \text{KN.m} \\ M_u^a = \frac{q_s \times l^2}{12} = \frac{25,93 \times 4,6^2}{12} = 45,72 \text{KN.m} \end{cases}$$

## CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

**Calcul à la flexion :**

**Calcul à L'ELU :**

**Tableau 28.** Calcul des armatures longitudinales dans la poutre brisée.

En travée						
élément	Mt (kn.m)	$\mu_{bu}$	$a$	$Z(cm)$	$A_t^{cal}(cm^2)$	$A^{min}(cm)^2$
travée	27,06	0,046	0,0588	0,361	2,15	1,34
appui	54,12	0,093	0,122	0,351	4,43	1,34

✓ **Verification au cisaillement:**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,07 \frac{f_c 28}{\gamma_B}$$

✓ **Verification à l'effort tranchant:**

$$\{V_{max} = 20,06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{20,06 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33} = 0,2 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,166 \text{ MPA} \dots \text{pas de rupture par cisaillement}$$

**Calcul à la torsion:**

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 30 = 5 \text{ cm}$$

$$M_t = 22,86 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage:**

$$A_t = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{3}{4} b + 2h = 1,025 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{22,86 \times 10^{-3} \times 1,025 \times 1,15}{2 \times 400 \times 0,875} = 3,84 \text{ cm}^2$$

**Pour le Ferraillage longitudinal:**

$$A_s = A_{flexion} + \frac{1}{2} A_{torsion}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{en travée : } A = 2,15 + \frac{1}{2} \times 3,84 = 4,07 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on choisie: } 3HA14 = 4,63 \text{ cm}^2 \\ \text{en appuis : } A = 4,43 + \frac{1}{2} \times 3,84 = 6,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on choisie: } 3HA14 + 2CHAPEAU12 = 6,88 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Calcul des armatures transversal:**

$$A_t^{total} = A_t^{flexion} + A_t^{torsion}$$

a) **La torsion:**

$$A_t = \frac{M_t \times t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

$t$ : c'est l'espacement entre les armatures transversales  $t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{22,86 \times 10^{-3} \times 0,2 \times 1,15}{2 \times 400 \times 0,875} = 0,751 \text{cm}^2$$

**b) La flexion simple:**

Soit un espacement  $t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{h \times b \times t}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,3 \times 0,2}{400} = 0,6 \text{cm}^2$$

$$A_t^{\text{total}} = 0,751 + 0,6 = 1,3 \text{cm}^2$$

On choisie : cadre  $\phi 8$  et épaningle de  $\phi 8$

➤ **Verification à L'ELS:**

**Etat limite de compression du béton :**

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

Sens parallèles X :

Position de l'axe neutre :

$$b \frac{y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

**Tableau 29.** vérification de contrainte à l'ELS.

zone	Mser(KN.m)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_c$ (MPa)	observation
travée	22,86	10,98	47130.25	5.32	15	Vérifiée
appui	45,72	13.18	62176.16	8.07	15	Vérifiée

**Etat limite de déformation :**

**6.3.1.1.1.1.1 Vérification de la flèche :**

$$\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{460} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,087 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \leq 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$L < 8m \rightarrow 4,6m < 8m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Donc :** la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

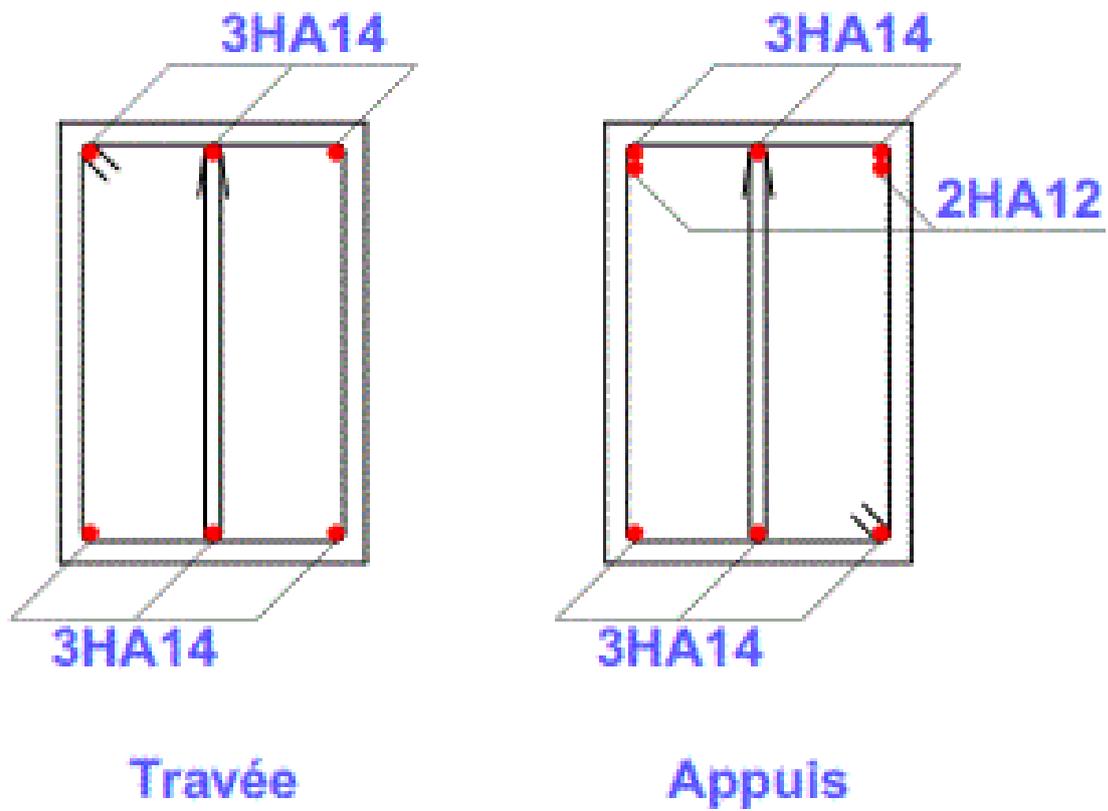


Figure 9 .Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

# Chapitre IV

### CHAPITRE IV : Etude dynamique

#### 1 Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent. Face à ce risque et devant son imprévisibilité, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

#### 2 Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté(DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle dont refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation qui existent, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation, on balaie tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel ETABS V16 afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (ETABS) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle adopté est encastré à la base, il ne comporte que les éléments (poteaux, poutre, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphérique et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell » avec un maillage de (1m\*1m).

Le changement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponses dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ( $V_{xdyn}, V_{ydyn}$ ).

#### 3 Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux méthodes :

### 3.1 Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.).

### 3.2 Méthode dynamique qui regroupe

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponses de calculs, ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de structure. Une fois l'effort dynamique calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$$

Dans les cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de  $(0.8 V_{st} / V_{dyn})$ .

Avec,  $V_{dyn}$ : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale)

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W: \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment} \dots \dots \text{RPA (art 4.2.3)}$$

Tel que :

$$\left. \begin{array}{l} A: \text{Coefficient d' 'accélération de zone} \dots \dots \dots \text{(RPA99 Tableau 4.1).} \\ D: \text{Facteur d' 'amplification dynamique moyen} \dots \dots \dots \text{(RPA99 Tableau 4.2).} \\ Q: \text{Facteur de qualité} \dots \dots \dots \text{(RPA99 Tableau 4.4)} \\ W: \text{Poids total de la structure} \dots \dots \dots \text{(RPA99 Tableau 4.4).} \\ R: \text{Coefficient de comportement de la structure} \dots \dots \dots \text{(RPA99 Tableau 4.3).} \end{array} \right\}$$

Les paramètres cités ci- dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- ✓  $\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique IIa} \end{array} \right\} \rightarrow A=0,15$
- ✓ On adopte pour un système de contreventement (voiles-portiques) avec :  $R = 5$

✓  $Q=1+\sum_1^6 P_q \dots \dots \dots \text{RPA99/2003(Formule 4.4)}$

$P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

## CHAPITRE IV : Etude dynamique

**Tableau 1.** Valeurs des pénalités.

N°	« Critère q »	Observation		Pénalités	
		X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
<b>01</b>	Condition minimales sur les files de contreventement	Oui	Non	0	0,05
<b>02</b>	Redondance en plan	Non	Non	0,05	0,05
<b>03</b>	Régularité en plan	Oui	Oui	0	0
<b>04</b>	Régularité en élévation	Oui	Oui	0	0
<b>05</b>	Contrôle de qualité des matériaux	Non	Non	0.05	0.05
<b>06</b>	Contrôles d'exécution	Non	Non	0.1	0.1

Donc :  $\begin{cases} Q_x = 1,2 \\ Q_y = 1,25 \end{cases}$

$W = \sum_i^n W_i$  Avec  $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$  ..... **RPA99/2003 (Formule 4.5)**

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure

$\beta$ : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la charge d'exploitation. Dans notre cas : **W= 38894,597 KN** (obtenu par logiciel ETABS)

$W_{Qi}$ : Charge d'exploitation.

### ➤ Facteur d'amplification dynamique

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA99/2003(Formule 4.2)}$$

$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$  ..... **RPA99/2003(Formule4.3)**

$\xi$ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$\xi = 7\%$

$\eta = 0,882$

- On a un site meuble S3  $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,5s \end{cases}$  **RPA99/2003(Tableau 4.7)**

➤ **Période fondamentale de la structure**

Le contreventement de la structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{\frac{3}{4}} \\ T = 0,09 \times \frac{H}{\sqrt{L}} \end{cases} \dots\dots\dots \mathbf{RPA99/2003 (art 4.2.4)}$$

$C_T = 0,05$  : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.

.....**RPA99/2003 (Tableau 4.6)**

$H=27,29m$  : La hauteur totale du bâtiment (acrotère non compris)

$L$  : Dimension maximale du bâtiment à ça base dans le sens de calcul  $\begin{cases} L_x = 28,1m \\ L_y = 12,6m \end{cases}$

On aura  $\begin{cases} T_x = \min(0,46; 0,59) = 0,46s \\ T_y = \min(0,59; 0,65) = 0,59s \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta = 2,205 \\ D_y = 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,97 \end{cases}$$

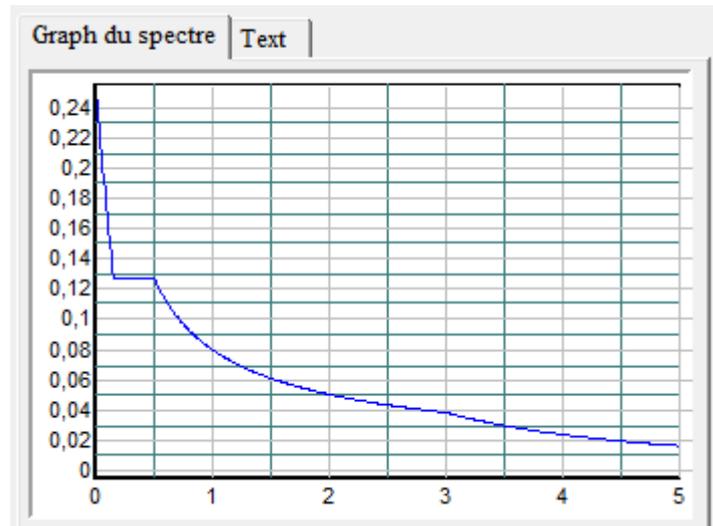
La force sismique totale à la base de la structure est :

$V_{st}^x = 3087,45 \text{ KN}$

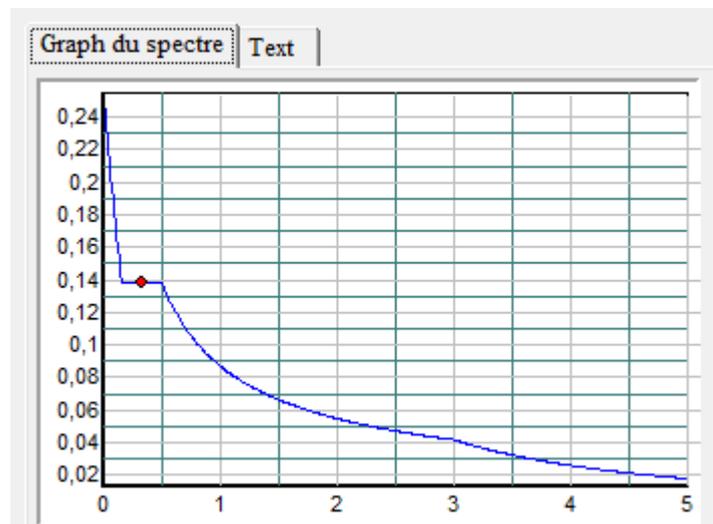
$V_{st}^y = 2873,33 \text{ KN}$

➤ **Le spectre de réponse de calcul**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2,5\eta \times \frac{Q}{R} - 1\right)\right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_1 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3s \end{cases} \quad \mathbf{RPA99/2003 (art4.13)}$$



**Figure 1.** spectre de réponse sens x-x.

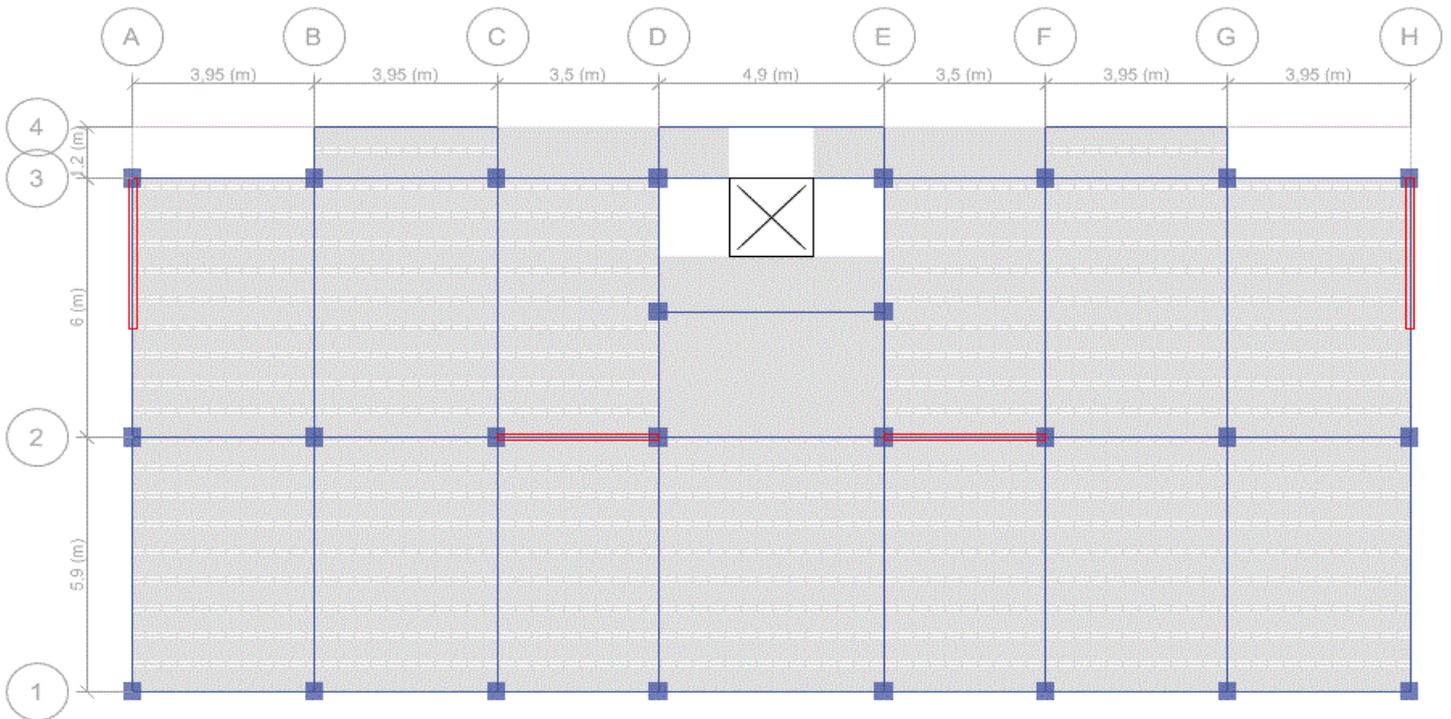


**Figure 2.** spectre de réponse sens y-y.

### 4 Résultats obtenus :

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS V16, nous avons obtenus les résultats suivants :

#### 4.1 Disposition des voiles de contreventement :



**Figure 3.** Disposition des voiles de contreventement.

Avec :

Sens X-X :  $V_x = 3,5 \times 0,15$  (m)

Sens Y-Y :  $V_y = 3,5 \times 0,15$  (m)

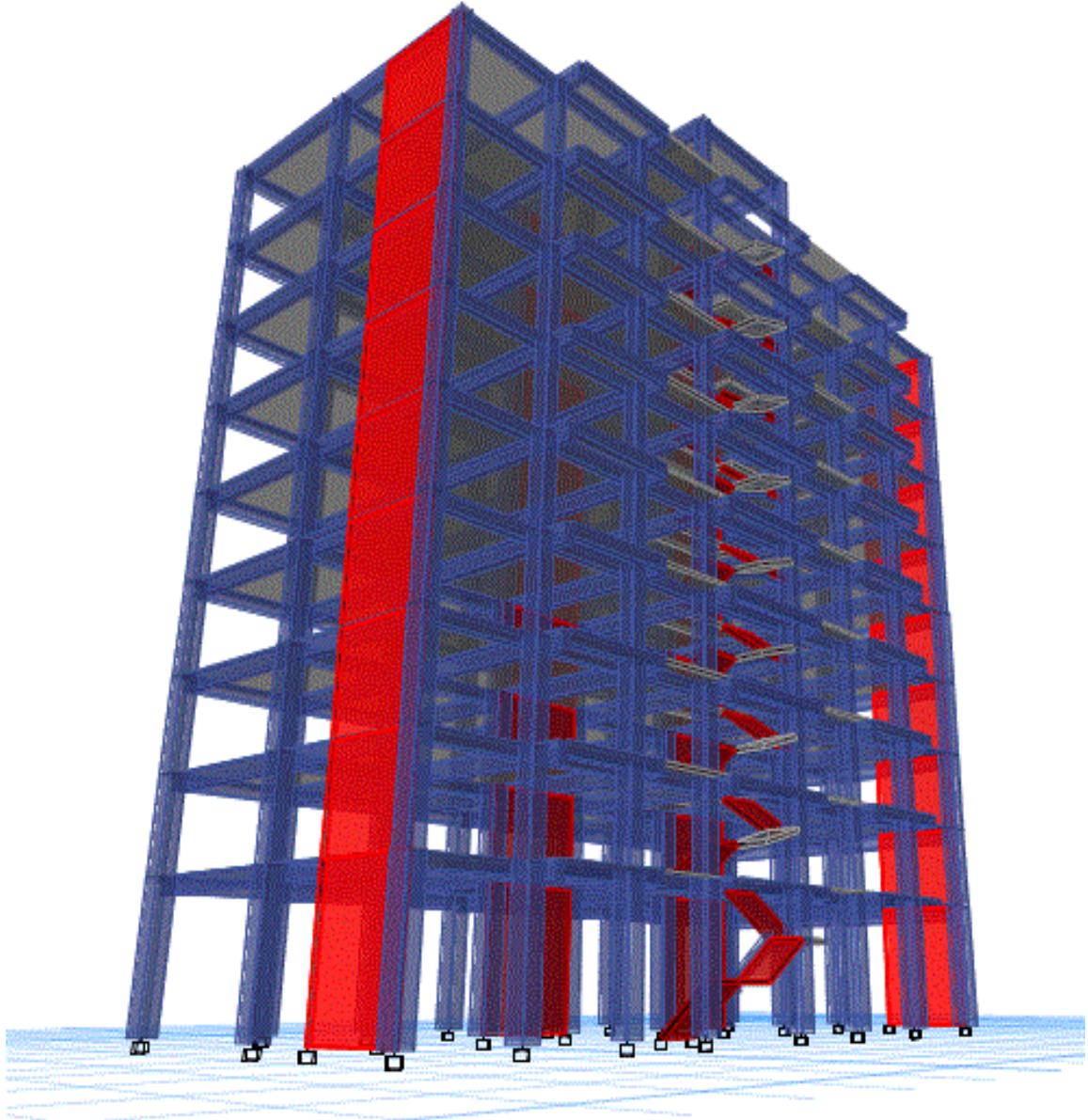


Figure 4. Vue en 3D.

### 4.2 Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au  $i^{ème}$  mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment. Les différents modes de vibration ainsi que la période et taux de participation massique qui leur reviennent sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 2.** périodes et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	% de la masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		UX	UY	UX	UY
1	0,804	0%	75%	0%	75%
2	0,708	74%	0%	74%	75%
3	0,64	0%	0%	75%	75%
4	0,238	0%	15%	75%	90%
5	0,207	16%	0%	90%	90%
6	0,182	0%	0%	90%	90%
7	0,124	0%	3%	90%	94%
8	0,122	1%	0%	92%	94%
9	0,106	0%	3%	92%	96%
10	0,098	5%	0%	96%	96%
11	0,088	0%	75%	0%	75%
12	0,084	74%	0%	74%	75%

#### ➤ Interpolation des résultats obtenus

La période obtenue à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% (**RPA 99/2003 art 4.2.4**).

$$1,3 \times T_x = 0,6 < 0,708$$

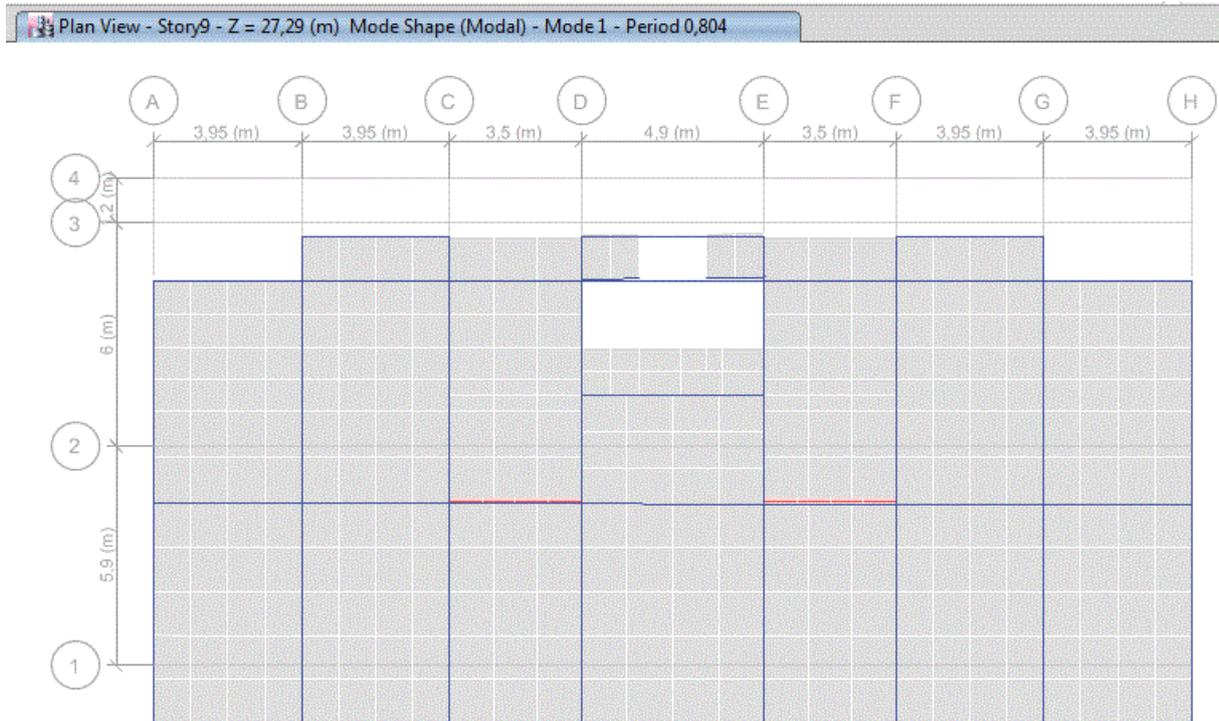
$$1,3 \times T_y = 0,77 < 0,804$$

On voit bien que la participation massique modale atteint les 90% de la masse totale de bâtiment selon l'axe X et selon l'axe Y lorsqu'on prend le 5ème mode.

Les résultats obtenus montrent que le comportement de la structure dans le premier mode est un mode de Translation dans l'axe **Y-Y**, Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe **X-X** et le troisième mode est un mode de rotation suivant l'axe **Z-Z**.

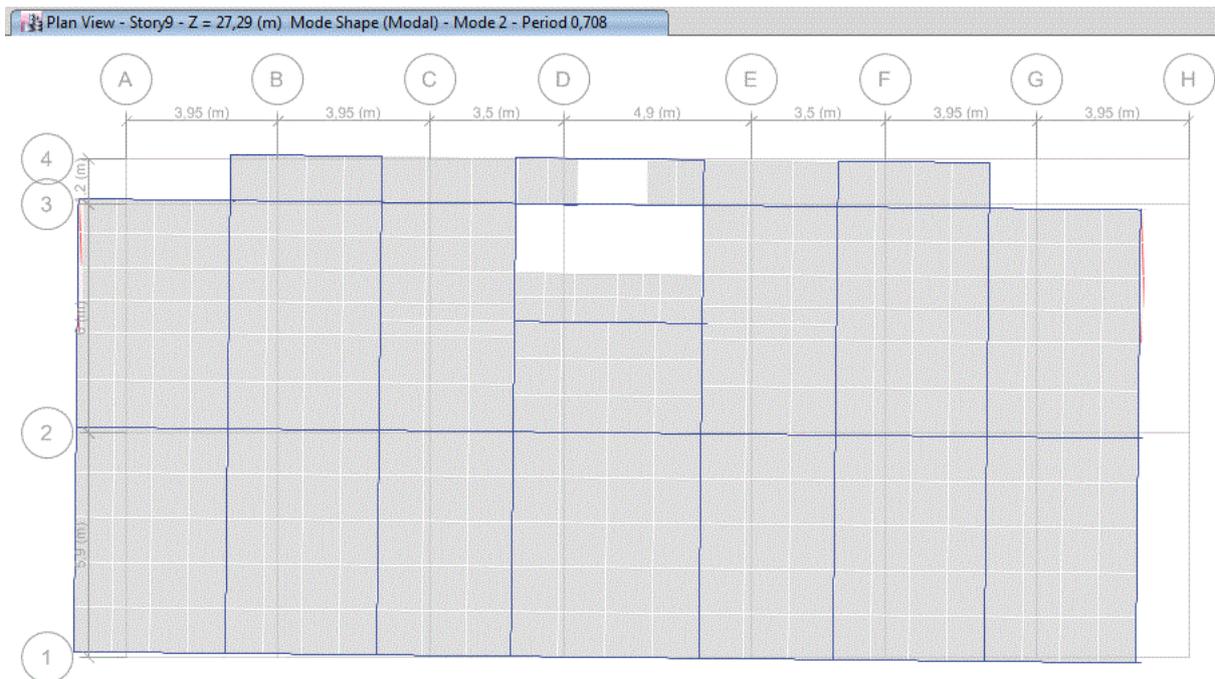
## CHAPITRE IV : Etude dynamique

- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.



**Figure 5.**Mode 1 (translation suivant l'axe Y-Y).

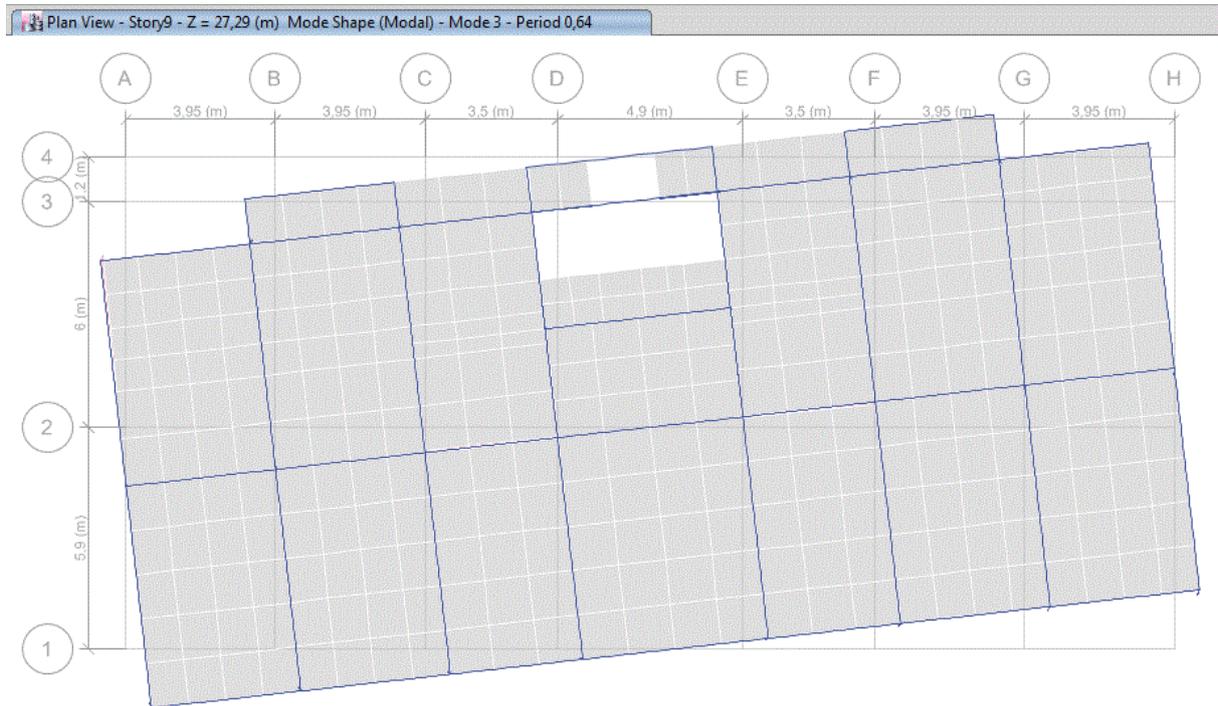
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.



**Figure 6.**Mode 2(translation suivant l'axe X-X).

## CHAPITRE IV : Etude dynamique

- Le troisième mode est un mode de Rotation suivant l'axe Z-Z.



**Figure 7.** Mode 3(Rotation suivant l'axe Z-Z).

### 5 Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 :

#### 5.1 Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003(Art 3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

##### ✓ Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations. Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

##### ✓ Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations. Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations. Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant:

## CHAPITRE IV : Etude dynamique

**Tableau 3.** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portique	voiles	portique	voiles
9	-343,023	/		
8	-3225,2167	-1053,7809	75,37	24,63
7	-6917,978	-1973,9503	77,80	22,20
6	-10842,7874	-2740,7413	79,82	20,18
5	-14746,2517	-3527,3084	80,70	19,30
4	-18928,1352	-4125,2102	82,11	17,89
3	-23031,8189	-4799,104	82,76	17,24
2	-27455,6445	-5252,8061	83,94	16,06
1	-31784,9948	-5796,2111	84,58	15,42
RDC	-36449,1907	-6044,6938	85,78	14,22

**Tableau 4.** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.

Niveau	Charges horizontales (KN)				(%) des charges horizontales			
	Sens X-X		Sens Y-Y		Sens X-X		Sens Y-Y	
	Portique	Voiles	Portique	Voiles	%portique	%voiles	%portique	%voiles
9	63,7716	/	77,884	/	100	0	100	0
8	551,5891	222,847	547,788	211,4769	71,22	28,78	72,15	27,85
7	536,9163	330,4141	505,8272	312,6009	61,90	38,10	61,80	38,20
6	768,9446	406,4852	737,9161	366,1155	65,42	34,58	66,84	33,16
5	776,563	663,0751	752,6009	586,6169	53,94	46,06	56,20	43,80
4	960,157	723,1749	945,0747	596,978	57,04	42,96	61,29	38,71
3	907,1655	976,8053	912,5231	811,4544	48,15	51,85	52,93	47,07
2	981,6922	1070,8737	1013,6265	863,8489	47,83	52,17	53,99	46,01
1	825,5439	1356,3218	895,7825	1125,2337	37,84	62,16	44,32	55,68
RDC	931,9749	1289,6958	947,3187	1225,2496	41,95	58,05	43,60	56,40

### Remarque :

On remarque que l'interaction est vérifiée pour tous les niveaux d'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié

### 5.2 Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante  $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$  Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.** Vérification des forces sismiques à la base.

Force sismique à la base	$V_{dyn}$	$0.8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	2337,075	2469,96	Non Vérifiée
Suivant Y-Y	2268,81	2298,66	Non Vérifiée

## CHAPITRE IV : Etude dynamique

### Remarque :

Dans notre cas l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de  $0,8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}}$ .

### 5.3 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveau :

Selon **RPA99/2003(Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur d'étage. Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad ; \text{ Avec : } \delta_k = \delta_{ek} \times R$$

$\delta_k$  : Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure donnée par le **RPA99/2003 (Art4.43)**.

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $Fi$  (y compris l'effort de torsion).

**R** : coefficient de comportement dynamique (**R= 5**).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 6.** Vérification des déplacements de niveaux.

nive au	$h_k$ (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		$\delta_{eK}$ (Cm)	$\delta_K$ (Cm)	$\delta_{K-1}$ (Cm)	$\Delta_K$ (Cm)	1%hk	$\delta_{eK}$ (Cm)	$\delta_K$ (Cm)	$\delta_{K-1}$ (Cm)	$\Delta_K$ (Cm)	1%hk
<b>9</b>	2,88	1,552	7,76	0	0,38	2,88	1,86	9,3	0	0,61	2,88
<b>8</b>	2,88	1,476	7,38	7,76	0,71	2,88	1,738	8,69	9,3	0,81	2,88
<b>7</b>	2,88	1,334	6,67	7,38	0,81	2,88	1,576	7,88	8,69	0,92	2,88
<b>6</b>	2,88	1,172	5,86	6,67	0,88	2,88	1,392	6,96	7,88	1,005	2,88
<b>5</b>	2,88	0,996	4,98	5,86	0,94	2,88	1,191	5,955	6,96	1,09	2,88
<b>4</b>	2,88	0,808	4,04	4,98	0,955	2,88	0,973	4,865	5,955	1,115	2,88
<b>3</b>	2,88	0,617	3,085	4,04	0,935	2,88	0,75	3,75	4,865	1,115	2,88
<b>2</b>	2,88	0,43	2,15	3,085	0,845	2,88	0,527	2,635	3,75	1,025	2,88
<b>1</b>	2,88	0,261	1,305	2,15	0,705	2,88	0,322	1,61	2,635	0,875	2,88
<b>RDC</b>	4,25	0,12	0,6	1,305	0,6	4,25	0,147	0,735	1,61	0,735	4,25

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

### 5.4 Justification vis-à-vis de l'effort (p-Δ)

Les efforts du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet p-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

## CHAPITRE IV : Etude dynamique

$$\theta = P_K \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \dots\dots\dots \text{RPA99/2003(Art 5.9)}$$

$p_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k)

$$p_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$$V_K = \sum_{i=K}^n F_i : \text{effort tranchant d'étage au niveau « k »}$$

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$h_K$  : Hauteur de l'étage « k »

✓ Si  $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$  , les efforts p- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_K)$ .

✓ Si  $\theta_K \geq 0,2$ , la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 7.** Justification vis-à-vis de l'effet (p- $\Delta$ ).

Niveau	$h_k$ (m)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_K$	$V_K$ (KN)	$\theta_K$	$\Delta_K$	$V_K$ (KN)	$\theta_K$
<b>9</b>	2,88	307,743	0,38	67,4066		0,61	78,9744	
<b>8</b>	2,88	3947,0894	0,71	522,1487	0,00154573	0,81	484,6545	0,00189986
<b>7</b>	2,88	8102,3023	0,81	976,4286	0,00193573	0,92	904,81	0,00237264
<b>6</b>	2,88	12334,8927	0,88	1333,6474	0,00234406	1,005	1238,7294	0,00288216
<b>5</b>	2,88	16567,4831	0,94	1636,3981	0,00274087	1,09	1516,3494	0,00342986
<b>4</b>	2,88	20886,811	0,955	1895,9132	0,00303005	1,115	1752,8414	0,00382646
<b>3</b>	2,88	25206,1389	0,935	2107,7367	0,00322028	1,115	1952,3769	0,00414582
<b>2</b>	2,88	29621,5643	0,845	2273,1337	0,00317126	1,025	2114,003	0,00413636
<b>1</b>	2,88	34036,9897	0,705	2396,6784	0,00288352	0,875	2233,3982	0,00384048
<b>RDC</b>	4,25	38894,597	0,6	2470,2886	0,00401496	0,735	2300,5734	0,00528116

**Remarque :**

On voit bien que la condition  $\theta \leq 0.1$  est largement satisfaite, donc l'effet (p- $\Delta$ ) n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

### 5.5 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation dû au séisme, le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0,3$$

Tel que :

$N_d$  : L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : L'aire (section brute) de cette dernière

$f_{cj}$  : La résistance caractéristique du béton

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 8.** Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Niveau	$B_c$ (m <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	combinaisons	$v$	Observation
<b>RDC</b>	0,39	2507,51	G+Q+Ey	0,257	Vérifiée
<b>1 &amp; 2</b>	0,33	2175,81	G+Q+Ey	0,263	Vérifiée
<b>3&amp;4</b>	0,275	1555,3	G+Q+Ey	0,226	Vérifiée
<b>5&amp;6</b>	0,225	970,07	G+Q+Ey	0,172	Vérifiée
<b>7&amp;8</b>	0,18	461,48	G+Q+Ey	0,102	Vérifiée

## 6 Conclusion

Après plusieurs dispositions des voiles de contreventement nous avons pu satisfaire toutes les exigences du RPAv2003 tout en respectant l'aspect architectural du bâtiment qui nous a posé un obstacle majeur sur la disposition des voiles.

Finalement nous avons abouti à une disposition des voiles assurant un bon comportement dynamique du bâtiment.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

## CHAPITRE IV : Etude dynamique

**Tableau 9.** Les dimensions définitives des éléments structuraux.

Niveau	S.SOL & RDC	1 <sup>ère</sup> 2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup> 8 <sup>èm</sup>
<b>Poteaux (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>60×65</b>	<b>55×60</b>	<b>50×55</b>	<b>45×50</b>	<b>40×45</b>
<b>Voile(cm)</b>	<b>15</b>				
<b>PP(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>30*50</b>				
<b>PS(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>30*40</b>				

# Chapitre V

# CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

## 1 Introduction :

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

### Hypothèse

Pour faciliter les calculs des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (ou l'on adopté généralement le même ferrailage (pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

## 2 Etude des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par le **RPA99/2003** comme suite :

$$1,35G + 1,5 Q \dots \dots \dots ELU$$

$$G + Q \dots \dots \dots ELS$$

$$G + Q + E$$

$$G + Q - E \quad \text{accidentelles}$$

$$0,8G + E$$

$$0,8G - E$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnée par les sollicitations suivantes :

$$N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_1$$

$$M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \rightarrow A_2 \quad \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

$$N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_3$$

### 2.1 Recommandation

#### Armature longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II<sub>a</sub> est limité d'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.2)** PAR :

$$A_{min} = 0,8 \% \text{ de la section de béton}$$

$$A_{max} = 4\% \text{ de la section de béton (en zone courante)}$$

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

$A_{\max}$  = 6% de la section de béton (en zone de recouvrement)

$\varnothing_{\min}$  = 12 mm (diamètre minimale utilisé pour les barres longitudinales).

La longueur minimale de recouvrement ( $L_{\min}$ ) est de  $40 \varnothing$ .

La distance ou l'espacement ( $S_t$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

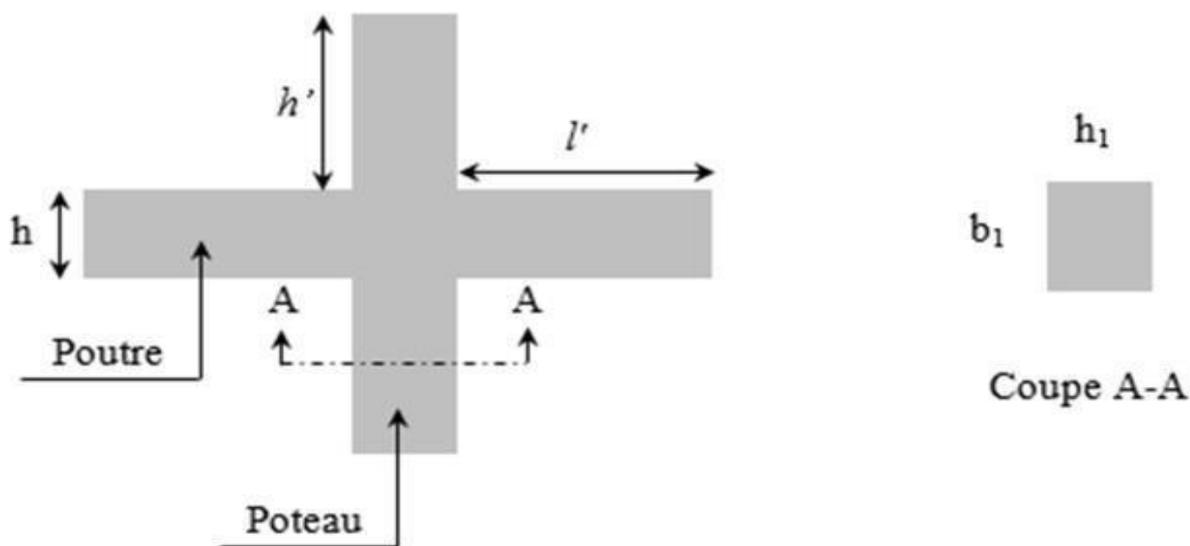
La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{array} \right\}$$

Avec :

$b_1$  et  $h_1$  : la section du poteau considéré

$h_e$  : Hauteur d'étage.



**Figure 1.** Zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

**Tableau 1.** Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>m</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
sous-sol et RDC	65*60	31,2	156	234
1er et 2ème	60*55	26,4	132	198
3ème et 4ème	55*50	22	110	165
5ème et 6ème	50*45	18	90	135
7ème et 8ème	45*40	14,4	72	108

### Armature transversale

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots \text{RPA99/2003(Art 7.4.2.2)}$$

- V<sup>max</sup> : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda \leq 5 \end{cases} \quad \text{Avec } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad \dots\dots \text{RPA99/2003(Art 7.4.2.2)}$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

**En zone nodal :**  $t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15\text{cm}) \dots\dots\dots$  zone II<sub>a</sub>

**En zone courante :**  $t \leq 15\phi_l^{min} \dots\dots\dots$  zone II<sub>a</sub>

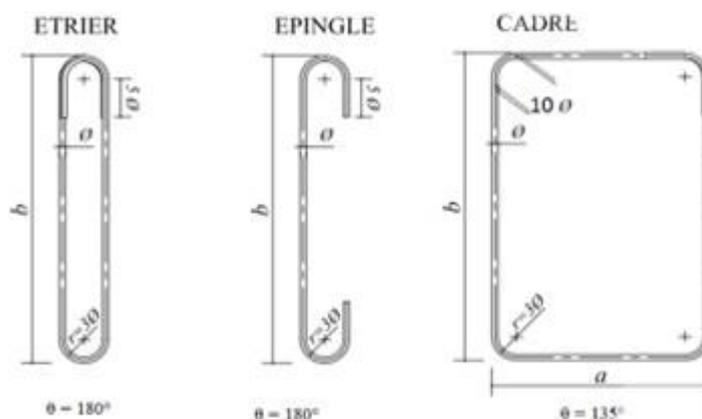
$$A_t = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\%(h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\%(h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10

Ø<sub>t</sub> Minimums.

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux



**Figure 2 .** Exemple des armatures transversales.

### 2.2 Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS V16, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau 2.** sollicitations dans les différents poteaux.

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
<b>Ssol et RDC</b>	3131,125	-69,98	-72,54	-156,06	-178,9	1938,77	138,53
<b>1er et 2ème</b>	2770,592	8,5	-.72,12	-175,54	-179,56	214,5	157,62
<b>3ème et 4ème</b>	2059,49	38,66	3,73	-8,26	-163,15	226,83	153,93
<b>5ème et 6ème</b>	1371,694	36,27	26,17	-18,46	-134,75	218,18	130,88
<b>7ème et 8ème</b>	707,77	34,24	-35,09	9,04	-95,29	136,81	100,92

### 2.3 Calcul de ferrailage

#### 2.3.1 Ferrailage longitudinal

##### Hypothèse de calcul

- Fissuration peu préjudiciable ( $e = 3\text{cm}$ ) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 modifier 99.

##### Exemple de calcul :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau entre sol, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

##### Donnée :

Soit :  $N^{max} = 3131,125 \text{ KN.m}$  ;  $M^{corr} = -69.98\text{KN}.....(\text{ELU})$

$B = 60\text{cm}$  ;  $h = 65 \text{ cm}$  ;  $d = 62 \text{ cm}$

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

Situation accidentelle : = 1.15 et  $\gamma_s = 1$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,022 < \frac{h}{2} = 0,35 \quad \rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieurs de la section donc la section est section partiellement comprimée (SPC).

$$N_u(d - d') - M_{ua} < (0,337h - 0,81d')bh f_{bu} \quad \rightarrow 0,85 < 1,078$$

$$\text{Avec : } M_{ua} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 993,66 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = 0,3 > \mu_l \quad \rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = 57,1 \text{ cm}^2$$

Avec:

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,5$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,459$$

On revient à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -32,5 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci- après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux :

**Tableau 3.** ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	Section $\text{cm}^2$ )	Type de section	$A^{cal}$ $(\text{cm}^2)$	$A^{min}$ $(\text{cm}^2)$	$A^{adop}$ $(\text{cm}^2)$	Choix des barres
<b>S.sol et RDC</b>	65*60	S.P.C	10,57	31,2	33,17	8HA20+4HA16
<b>1er et 2ème</b>	60*55	S.P.C	10,19	26,4	28.65	4HA20+8HA16
<b>3ème et 4ème</b>	55*50	S.P.C	6,35	22	24.13	12HA16
<b>5ème et 6ème</b>	50*45	S.P.C	5,74	18	18.47	12HA14
<b>7ème et 8ème</b>	45*40	S.P.C	5,01	14,4	15.21	4HA14+8HA12

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

**Tableau 4.**Ferrailage transversales des poteaux.

Niveau	S.s et RDC	1er et 2ème	3ème et 4ème	5ème et 6ème	7ème et 8ème
Section (cm <sup>2</sup> )	65×60	60×55	55×50	50×45	45×40
$\varnothing_t^{min}(cm)$	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2
$l_f(cm)$	297,5	201,6	201,6	201,6	201,6
$\lambda_g$	4,95	3,66	4,032	4,48	5,04
V(KN)	138,53	157,62	153,93	130,88	100,92
$t_{zone\ nodal}(cm)$	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}(cm)$	15	15	15	15	15
$\rho$	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5
$A_t(cm^2)$	2	2,46	2,62	2,45	1,40
$A_t^{min}(cm^2)$	6,84	5,69	4,5	3,37	2,16
$A_t^{adop}(cm^2)$	6HA8 =3.02	6HA8 =3.02	6HA8 =3.02	6HA8 =3.02	6HA8 = 3.02

D'après le Code de béton armé (CBA93.Art A 7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_t^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### 2.3.2 Vérification au flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA99 (Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. la relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s}\right)}$$

Avec:  $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$  : section réduit du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au chapitre II (6.2). les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

**Tableau 5.** Vérification au flambement des différents poteaux.

Niveaux	$N_u(KN)$	$\square$	$a$	$(B_r \geq B^{calc})$		Observation
				$B_r(m)$	$B^{calc}(m)$	
<b>S.sol et RDC</b>	3131,125	17,15	0,811	0,3654	0.137	Vérifiée
<b>1er et 2ème</b>	2770,59	12,68	0,828	0.3074	0,118	Vérifiée
<b>3ème et 4ème</b>	2059,49	13,95	0,823	0.2544	0.088	Vérifiée
<b>5ème et 6ème</b>	1371,69	15,5	0,817	0.2064	0,059	Vérifiée
<b>7ème et 8ème</b>	707,77	17,43	0,8090	0.1634	0.031	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

### 2.3.3 Vérification des contraintes :

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc\ 1.2} \leq 0,6f_{c28} \\ \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{ser\ G}}{I_{yy'}} V' \leq \sigma_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{ser\ G}}{I_{yy'}} V' \leq \sigma_{bc} \end{array} \right.$$

Avec :  $s = b * h + 15(A + A')$  : section homogénéisée

$$M_{ser\ G} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15 A' (V - d')^2 + 15 A (d - V)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \\ V' = h - V \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

**Tableau 6.** Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	S.s et RDC	1er et 2ème	3ème et 4ème	5ème et 6ème	7ème et 8ème
<b>Sections (cm<sup>2</sup>)</b>	65×60	60×55	55×50	50×45	45×40
<b>d(cm)</b>	62	57	52	47	42
<b>A(cm<sup>2</sup>)</b>	33.17	28.65	24.13	18.47	15.21
<b>V(cm)</b>	33,6	31,1	28,3	25,89	23,2
<b>V'(cm)</b>	31,3	28,8	26,6	24,1	21,7
<b>I<sub>yy'</sub>(m<sup>4</sup>)</b>	0,015	0,01095	0,00748	0,0051	0,0033
<b>N<sub>ser</sub>(MN)</b>	2,28275	2,01884	1,5003	0,992	0,51555
<b>M<sub>ser</sub>(MN.m)</b>	0,05097	0,00587	0,02801	0,0263	0,02484
<b>M<sub>serG</sub>(MN.m)</b>	0,076	0,028	0,04	0,035	0,0284
<b>σ<sub>bc 1</sub>(MPa)</b>	6,76	6,015	6,36	5,61	4,49
<b>σ<sub>bc 2</sub>(MPa)</b>	4,56	5,69	4,24	3,027	1,121
<b>σ<sub>bc</sub>(MPa)</b>	15	15	15	15	15
<b>Observation</b>	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

### 2.3.4 Vérification des contraintes de cisaillements :

D'après le RPA99/2003(Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} P_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \dots \dots \dots \text{RPA99/2003(art7.4.3.2)} \\ b_0 = \text{dimensions de la section du poteau dans la direction considérée} \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

**Tableau 7.** Vérification des contraintes de cisaillement.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (cm)	$\rho_g$	$\rho_d$	$d$ (cm)	$V_u$ (KN)	$r_{bu}$ (MPa)	$\bar{r}_{bu}$ (MPa)	Obs
S.s et RDC	65×60	297,5	4,95	0.04	62	138,53	0,37	1	vérifiée
1er et 2ème	60×55	201,6	3,66	0.04	57	157,62	0,5	1	vérifiée
3ème et 4ème	55×50	201,6	4,032	0.04	52	153,93	0,59	1	vérifiée
5ème et 6ème	50×45	201,6	4,48	0.04	47	130,88	0,61	1	vérifiée
7ème et 8ème	45×40	201,6	5,04	0.075	42	100,91	0,6	1,875	vérifiée

Détermination de la zone nodale :

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zones nodales (zones critiques).

**Tableau 8.** Diterminations de la zone nodale.

Niveau		E.sol et S.sol	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>
Sections		65×60	60×55	55×50	50×45	45×40
L'(cm)	P.P	70	70	70	70	70
	P.S	60	60	60	60	60
h'(cm)		60	60	60	60	60

**Disposition constructives :**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25 cm
- Longueurs des crochets :  $L=10 \times \varnothing_l = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}$
- Longueur de recouvrement :  $l_r \geq 40 \times \varnothing_l$

Pour  $\varnothing = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte :  $l_r = 80 \text{ cm}$

Pour  $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte :  $l_r = 65 \text{ cm}$

Pour  $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte :  $l_r = 60 \text{ cm}$

Pour  $\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte :  $l_r = 50 \text{ c}$

# CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

## 2.3.5 Schéma de ferrailage :

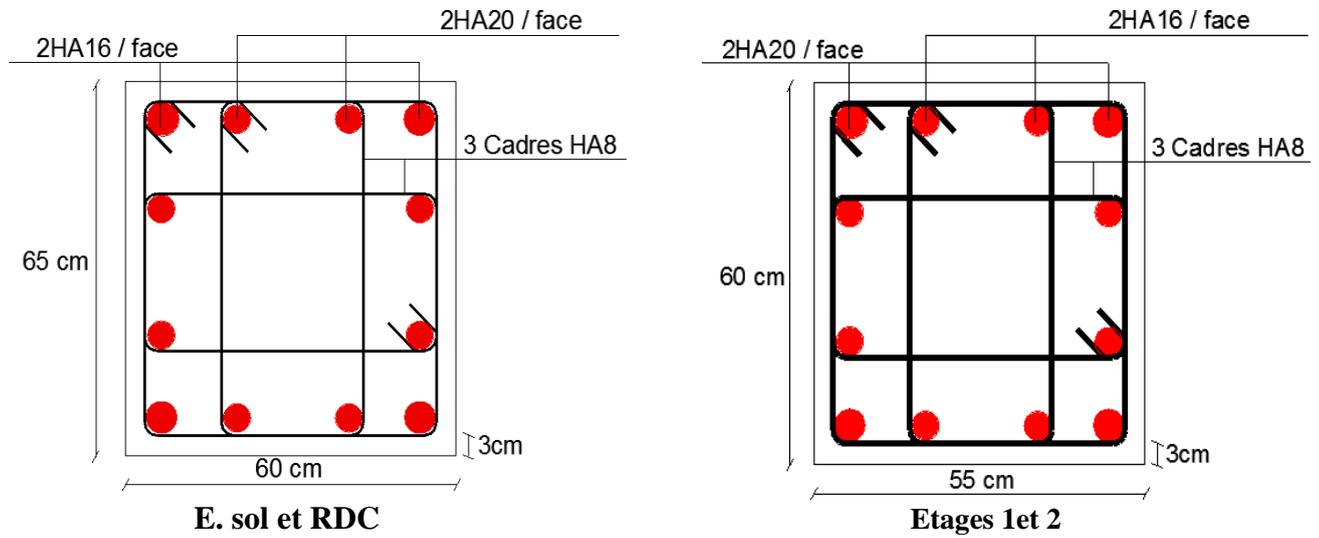


Figure 3.Schéma de ferrailage des poteaux du E. sol, RDC et étage 1 et 2.

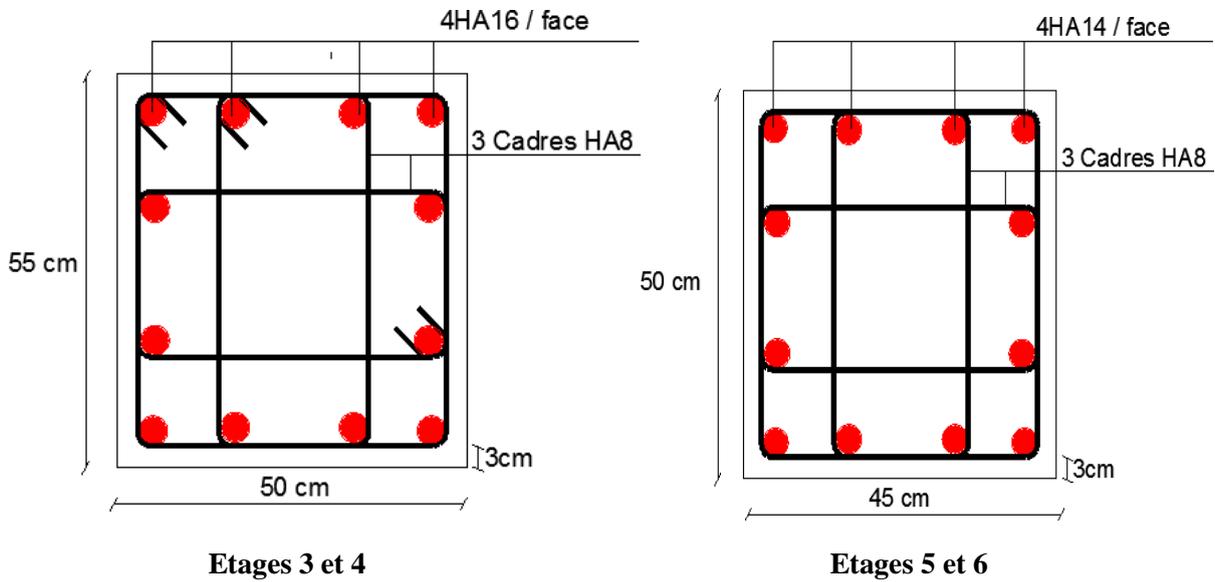
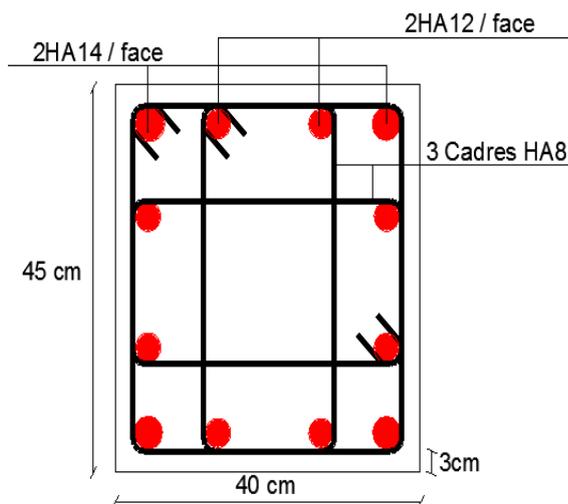


Figure 4.Schéma de ferrailage des poteaux d'Etages 3,4,5 et 6



**Figure 5.**Schéma de ferrailage des poteaux d'Etages 7 et 8.

### 3 Etude des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots ELU$$

$$G + Q \dots \dots \dots ELS$$

$$G + Q + E$$

$$G + Q - E \quad \text{accidental mles}$$

$$0,8G + E$$

$$0,8G - E$$

#### 3.1 Recommandation :

**Armature longitudinales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :  
4% de la section du béton en zone courante.  
6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

### Armatures transversales : RPA99/2003(art7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $\rho = 0.3\%$ .  $S_t \leq h$

Avec  $S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{n}{2} \quad \text{En dehors de la zone nodale}$$

La valeur du diamètre  $\phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### 3.2 Sollicitation et ferrailage des poutres :

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS V16.

**Tableau 9.** ferrailage des poutres principales (30\*50) cm<sup>2</sup>

Niveau	Localisation	M (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Nbre de barres
<b>S-Sol</b>	Travée	141,71	9,44	7,5	11,43	3HA20+HA16
	Appui	214,08	15,07	7,5	15,45	3HA20+3HA16
<b>RDC</b>	Travée	67,05	4,259	7,5	9,42	3HA20
	Appui	186,34	12,83	7,5	13,44	3HA20+2HA16
<b>1<sup>er</sup></b>	Travée	72,88	4,64	7,5	9,42	3HA20
	Appui	239,86	17,26	7,5	18,85	6HA20
<b>2<sup>ème</sup></b>	Travée	73,61	4,69	7,5	9,42	3HA20
	Appui	255,89	18,69	7,5	18,85	6HA20
<b>3<sup>ème</sup></b>	Travée	74,26	4,73	7,5	9,42	3HA20
	Appui	254,35	18,55	7,5	18,85	6HA20
<b>4<sup>ème</sup></b>	Travée	74,93	4,78	7,5	9,42	3HA20
	Appui	237,5	17,06	7,5	18,85	6HA20
<b>5<sup>ème</sup></b>	Travée	75,85	4,84	7,5	9,42	3HA20
	Appui	212,65	14,95	7,5	15,45	3HA20+3HA16
<b>6<sup>ème</sup></b>	Travée	77,11	4,92	7,5	9,42	3HA20
	Appui	182,51	12,53	7,5	12,57	4HA20
<b>7<sup>ème</sup></b>	Travée	77,55	4,95	7,5	9,42	3HA20
	Appui	153,65	10,32	7,5	12,57	4HA20
<b>8<sup>ème</sup></b>	Travée	87,2	5,56	7,5	9,42	3HA20
	Appui	127,68	8,32	7,5	9,42	3HA20

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

**Tableau 10.**ferrailage des poutres secondaire (30\*40) cm<sup>2</sup>

Niveau	Localisation	M (KN.m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Nbre de barres
<b>S-Sol</b>	Travée	33,75	2,7	6	6,03	3HA16
	Appui	41,34	3,33	6	6,03	3HA16
<b>RDC</b>	Travée	28,45	2,26	6	6,03	3HA16
	Appui	54,22	4,43	6	6,03	3HA16
<b>1<sup>er</sup></b>	Travée	28,32	2,25	6	6,03	3HA16
	Appui	68,51	5,68	6	6,03	3HA16
<b>2<sup>ème</sup></b>	Travée	28,48	2,26	6	6,03	3HA16
	Appui	76,11	6,63	6	7,57	3HA16+1HA14
<b>3<sup>ème</sup></b>	Travée	28,58	2,27	6	6,03	3HA16
	Appui	81,99	6,89	6	7,57	3HA16+1HA14
<b>4<sup>ème</sup></b>	Travée	28,69	2,28	6	6,03	3HA16
	Appui	83,06	6,99	6	7,57	3HA16+1HA14
<b>5<sup>ème</sup></b>	Travée	28,79	2,29	6	6,03	3HA16
	Appui	83,07	6,99	6	7,57	3HA16+1HA14
<b>6<sup>ème</sup></b>	Travée	28,89	2,3	6	6,03	3HA16
	Appui	79,81	6,69	6	7,57	3HA16+1HA14
<b>7<sup>ème</sup></b>	Travée	29,04	2,32	6	6,03	3HA16
	Appui	76,88	6,43	6	7,57	3HA16+1HA14
<b>8<sup>ème</sup></b>	Travée	21,15	1,67	6	6,03	3HA16
	Appui	63,84	5,26	6	6,03	3HA16

### 3.2.1 Armature transversales :

#### Calcul de $\phi_t$ :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \begin{cases} \text{poutre principales: } \phi_t \leq \min(12; 14,28; 30) \text{ mm} \\ \text{poutre secondaire: } \phi_t \leq \min(12; 11,4; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \text{poutre principales: } (30 * 50) \text{ cm}^2 \\ \text{poutre secondaire: } (30 * 40) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  et  $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (1cadre + 1étrier)

#### Calcul des espacements $S_t$ :

D'après le **RPA99/2003(Art7.5.2.2)** :

$$\text{En zone nodale: } S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_t^{min} \right) \rightarrow \begin{cases} \text{poutre principales: } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{poutre secondaire: } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes: } S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \begin{cases} \text{poutre principales: } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{poutre secondaire: } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

#### Vérification des sections d'armatures transversales :

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

On a  $A_{min} = 0,3\% \times S_t \times b = 1,35cm^2 < A_t = 2,01cm^2 \dots \dots$  Vérifiée

### Calcul des longueurs de recouvrement :

Pour  $\varnothing = 16mm \rightarrow l_r = 40 \times 1,6 = 64cm \rightarrow$  on adopte:  $l_r = 65cm$

Pour  $\varnothing = 14mm \rightarrow l_r = 40 \times 1,4 = 56cm \rightarrow$  on adopte:  $l_r = 60cm$

### 3.2.2 Vérification des pourcentages maximaux d'armatures longitudinales :

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement :  $A_{max} = 4\%(b \times h) \dots \dots$  **RPA99/2003(Art 7.5.2.1)**

$$\begin{cases} \text{poutre principales: } A_{max} = 60 \text{ cm}^2 \\ \text{poutre secondaire: } A_{max} = 48 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En zone courante :  $A_{max} = 6\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{poutre principales: } A_{max} = 90 \text{ cm}^2 \\ \text{poutre secondaire: } A_{max} = 72 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc, c'est vérifié pour tous les poutres.

### 3.2.3 Vérification à ELU :

#### Condition de non fragilité

$$A^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \rightarrow \begin{cases} \text{poutre principales: } A^{min} = 1,7 \text{ cm}^2 \\ \text{poutre secondaire: } A^{min} = 1,34 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ vérifiée} \end{cases}$$

#### Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 11.** Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	$V^{max}$ (KN)	$r_{bu}$ (MPa)	$r_{bu}$ (MPa)	Observation
<b>Principals</b>	211,51	1,5	3,33	Vérifiée
<b>Secondaires</b>	62,99	0,567	3,33	Vérifiée

#### Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement :

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

Pour les appuis de rives :  $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires :  $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} - \frac{M}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

**Tableau 12.** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	$V^{max}$ (KN)	$M$ (KN.m)	$A_l$ $cm^2$	$A_l^{rive}$ $cm^2$	$A_l^{inter}$ $cm^2$	Observation
<b>Principales</b>	211,51	255,89	18,85	6,08	-11,31	Vérifiée
<b>Secondaires</b>	62,99	83,07	6,03	1,81	-5,36	Vérifiée

### 3.2.4 Vérification à L'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification de l'état limite de compression du béton.
- Vérification de l'état limite de déformation (évaluation de la flèche).

**Etat limite de compression du béton :**

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

**Tableau 13.** vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutre	Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ $cm^2$	$y$ $cm$	$I$ $cm^4$	contraintes		Obs
						$\sigma_{bc}$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	
<b>Principales</b>	Travée	63,8	9,42	0,0942	0,00058	10,29	15	Vérifiée
	Appui	101,63	9,42	0,1685	0,00176	9,71	15	Vérifiée
<b>Secondaires</b>	Travée	21,03	6,03	0,1222	0,00073	3,48	15	Vérifiée
	Appui	28,77	6,03	0,1337	0,00087	4,41	15	Vérifiée

### Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1). \quad h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \times l \\ 2). \quad A \leq A_f = \frac{4,2 b d}{f_e} \\ 3). \quad l < 8 m \end{array} \right.$$

$$\text{Poutres principales : } \left\{ \begin{array}{l} h = 50 \text{ cm} > h_f = 37,5 \text{ cm} \\ A = 6,03 \text{ cm}^2 < A_f = 14,8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\text{Poutres secondaires : } \left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} > h_f = 29,75 \text{ cm} \\ A = 6,03 \text{ cm}^2 < A_f = 11,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

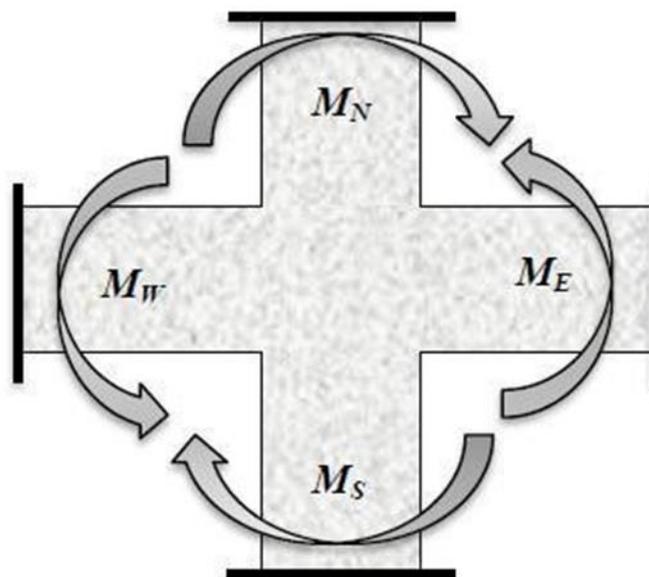
## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

Les trois conditions sont Observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### 3.2.5 Vérification de la zone nodale :

Le RPA99/2003(art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



**Figure 6.**répartition des moments dans les zones nodales.

### Détermination du moment résistant dans les poteaux en dans les poutres :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- Dimensions de la section du béton.
- Quantité d'armatures dans la section.
- Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec: } z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**Tableau 14.** Moments résistants dans les poteaux.

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	M <sub>R</sub> (KN.m)
S.Sol et RDC	0.65	0.58	33,17	348	669.50
1er et 2éme	0.60	0.54	28.65	348	538.39
3éme et 4éme	0.55	0.495	24.13	348	415.66
5éme et 6éme	0.5	0.45	18.47	348	289.24
7éme et 8éme	0.45	0.405	15.21	348	214.37

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

**Tableau 15.** Moments résistants dans les poutres principales.

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	M <sub>R</sub> (KN.m)
s.sol	0.5	0,45	12,57	348	196,846
RDC	0.5	0,45	12,57	348	196,846
1 <sup>ér</sup>	0.5	0,45	18,85	348	295,191
2 <sup>ème</sup>	0.5	0,45	18,85	348	295,191
3 <sup>ème</sup>	0.5	0,45	18,85	348	295,191
4 <sup>ème</sup>	0.5	0,45	18,85	348	295,191
5 <sup>ème</sup>	0.5	0,45	15,57	348	243,836
6 <sup>ème</sup>	0.5	0,45	12,57	348	196,846
7 <sup>ème</sup>	0.5	0,45	12,57	348	196,846
8 <sup>ème</sup>	0.5	0,45	9,42	348	147,517

**Tableau 16.** Moments résistants dans les poutres Secondaires.

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	M <sub>R</sub> (KN.m)
s.sol	0,4	0,36	6.03	348	75,54
RDC	0,4	0,36	6.03	348	75,54
1 <sup>er</sup>	0,4	0,36	6.03	348	75,54
2 <sup>ème</sup>	0,4	0,36	7,57	348	94,836
3 <sup>ème</sup>	0,4	0,36	7,57	348	94,836
4 <sup>ème</sup>	0,4	0,36	7,57	348	94,836
5 <sup>ème</sup>	0,4	0,36	7,57	348	94,836
6 <sup>ème</sup>	0,4	0,36	7,57	348	94,836
7 <sup>ème</sup>	0,4	0,36	7,57	348	94,836
8 <sup>ème</sup>	0,4	0,36	6.03	348	75,54

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

**Tableau 17.** Vérification des zones nodales selon le sens principale.

Niveaux	M <sub>N</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub> + M <sub>S</sub>	M <sub>W</sub>	M <sub>E</sub>	1.25(M <sub>W</sub> + M <sub>E</sub> )	Observation
S.sol	669.50	669.50	1339	196,946	196,946	492,365	Vérifiée
RDC	538.39	669.50	1207.89	196,946	196,946	492,365	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	538.39	538.39	1076.78	295,191	295,191	737,9775	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	415.66	538.39	954.05	295,191	295,191	737,9775	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	415.66	415.66	831.32	295,191	295,191	737,9775	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	289.24	415.66	704.9	295,191	295,191	737,9775	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	289.24	289.24	578.48	243,836	243,836	609,59	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	214.37	289.24	503.61	196,946	196,946	492,365	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	214.37	214.37	428.74	196,946	196,946	492,365	N.Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	0	214.37	214,37	147,517	147,517	368,7925	N.Vérifiée

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

**Tableau 18.** Vérification des zones nodales selon le sens secondaires.

Niveaux	$M_N$	$M_S$	$M_N + M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25(M_W + M_E)$	Observation
S.sol	669.50	669.50	1339	75,54	75,54	188,85	Vérifiée
RDC	538.39	669.50	1207.89	75,54	75,54	188,85	Vérifiée
1er	538.39	538.39	1076.78	75,54	75,54	188,85	Vérifiée
2ème	415.66	538.39	954.05	94,836	94,836	237,09	Vérifiée
3ème	415.66	415.66	831.32	94,836	94,836	237,09	Vérifiée
4ème	289.24	415.66	704.9	94,836	94,836	237,09	Vérifiée
5ème	289.24	289.24	578.48	94,836	94,836	237,09	Vérifiée
6ème	214.37	289.24	503.61	94,836	94,836	237,09	Vérifiée
7ème	214.37	214.37	428.74	94,836	94,836	237,09	Vérifiée
8ème	0	214.37	214,37	75,54	75,54	188,85	Vérifiée

D'après les résultats obtenus, la vérification des zones nodales est justifiée sauf les 2 derniers étages donc les rotules plastique se formeront dans les poutres plutôt que dans les poteaux

### 3.2.6 Schémas de ferrailage des poutres :

Nous exposerons ici un seul schéma de ferrailage des poutres secondaire du plancher et le reste des schémas vont être exposé dans l'annexe E.

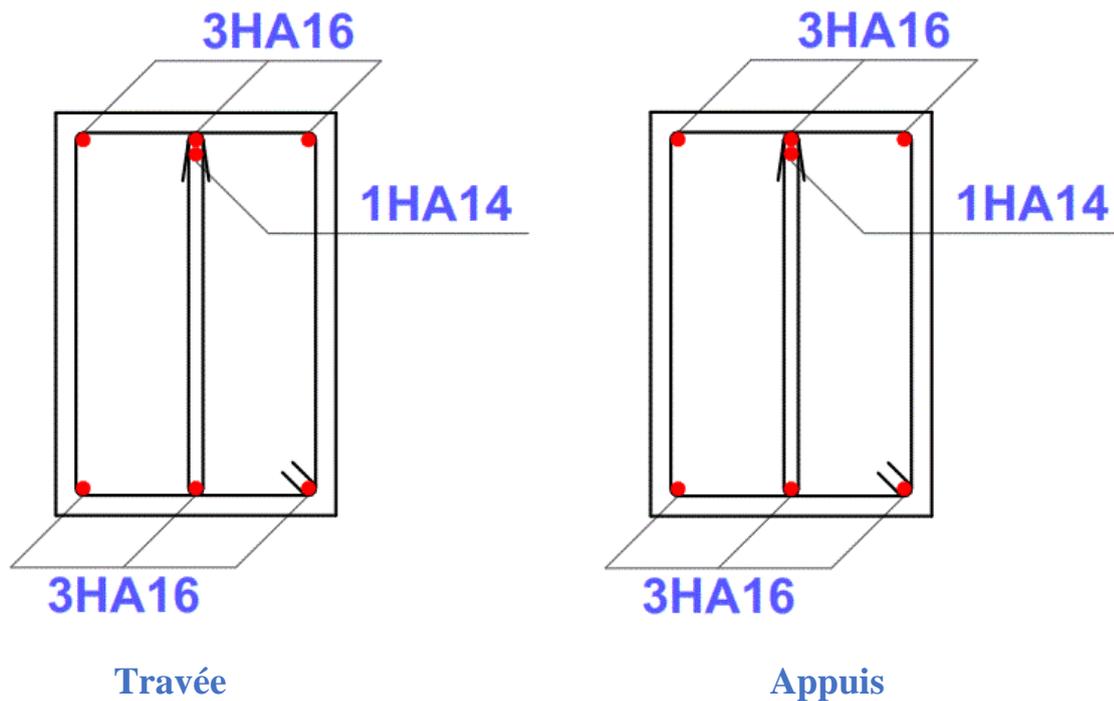


Figure 7. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire du plancher de tous les niveaux

#### 4 Etude des voiles :

##### 4.1 Introduction

Le RPA version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant
- Rupture par écrasement ou traction du béton

D'où, les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1)  $1.35G + 1.5Q$
- 2)  $G + Q \pm E$
- 3)  $0.8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$

$M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

$N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

### 4.2 Recommandation du RPA99Version 2003

#### Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0,20% de la section du béton ,  $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$   
Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue  
 $e$  : épaisseur du voile
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la longueur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### Armatures horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales

#### Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égal au minimum à 4 barres/m<sup>2</sup>.

#### Règles communes (RPA 99 ver 2003 Art.7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15 %
  - En zone courante 0,10%

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est  $S_t \leq \min(1,5 ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
  - 1)  $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
  - 2)  $20\phi$  Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  
 $A_{ij} = 1,1 V/f_e$  Avec  $V = 1,4 V_u$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction due aux moments de renversement.

### Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS V16, les résultats sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau 19.** Les Sollicitations dans le voile Vx1.

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
<b>RDC</b>	2786,96	1,75	282,16	276,25	1689,72	2019,33	674,46

**Tableau 20.** Sollicitations maximales dans les voiles Vy1 (0,15 × 3,5).

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
<b>RDC</b>	2489,19	3098,38	-424,02	2923,53	3098,38	2489,19	674,38

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

### 4.3 Ferrailage des voiles :

1<sup>er</sup> cas :

$$N^{max} = 2786,96 \text{ KN (compression)} \rightarrow M^{corr} = 1,75 \text{ KN}$$

On calcul directement les contraintes aux extrémités du voile à la flexion composée :

$$\begin{aligned}\sigma^+ &= \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y & ; & \quad \sigma^- = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y \\ I &= \frac{bh^3}{12} = \frac{0,15 \times 3,5^3}{12} = 0,536 \text{ m}^4 & ; & \quad d = L - d' = 3,45 \text{ m} \\ \sigma^+ &= \frac{2786,96}{3,5 \times 0,15} + \frac{1,75}{0,536} \times \frac{3,5}{2} = 5,314 \text{ MPa} > 0 \\ \sigma^- &= \frac{2786,96}{3,5 \times 0,15} - \frac{1,75}{0,536} \times \frac{3,5}{2} = 5,32 \text{ MPa} > 0\end{aligned}$$

Donc la **SEC**, le calcul se fait par assimilation à la flexion Composée avec  $M_{ua}$  :

$$\begin{aligned}M_{ua} &= M_{uG} + Nu \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1,75 + 2786,96 \times \left( 3,45 - \frac{3,5}{2} \right) = 47,9358 \text{ MPa} \\ \mu_{bu} &= \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4739,58 \times 10^{-3}}{0,15 \times 3,45^2 \times 18,48} = 0,143 \\ \mu_l &= 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,38 \\ \mu_{bu} &= 0,103 < \mu_l = 0,38 \rightarrow A' = 0 \\ A_1 &= \frac{M_{ua}}{Z f_{st}} = \frac{47,9358}{3,26 \times 400} = 37,22 \text{ cm}^2 \\ A &= A_1 - \frac{Nu}{f_{st}} = 37,22 - \frac{2786,96 \times 10^{-3}}{400} = -32,45 \text{ cm}^2 < 0\end{aligned}$$

2<sup>eme</sup> Cas :

$$M_{max} = 1689,72 \text{ KN.m} \quad N_{corr} = 2019,33 \text{ KN (compression)}$$

$$\begin{aligned}\sigma^+ &= \frac{2019,33}{3,5 \times 0,15} + \frac{1689,72}{0,536} \times \frac{3,5}{2} = 9,363 \text{ MPa} > 0 \\ \sigma^- &= \frac{2019,33}{3,5 \times 0,15} - \frac{1689,72}{0,536} \times \frac{3,5}{2} = -1,67 \text{ MPa} < 0\end{aligned}$$

Donc la **SPC**, le calcul se fait par assimilation à la FS avec  $M_{ua}$

$$M_{ua} = M_{uG} + Nu \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1689,72 + 2019,33 \times \left( 3,45 - \frac{3,5}{2} \right) = 51,22 \text{ MPa}$$

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{16582,34 \times 10^{-3}}{0,15 \times 3,45^2 \times 18,48} = 0,155 < 0,186$$
$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,38$$
$$\mu_{bu} = 0,155 < \mu_l = 0,38 \rightarrow A' = 0$$
$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z f_{st}} = \frac{51,22}{3,159 \times 400} = 4,055 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$
$$A = A_1 - \frac{Nu}{f_{st}} = 4,055 \times 10^{-3} - \frac{2019,33 \times 10^{-3}}{400} = -9,98 \times 10^{-3} \text{ m}^2 < 0$$

### 3eme Cas :

Nmin= 282,16 KN

Mcorre= 276,25 KN.m

$$\sigma^+ = \frac{282,16}{3,5 \times 0,15} + \frac{282,16}{0,536} \times \frac{3,5}{2} = 1,439 \text{ MPa} > 0$$
$$\sigma^- = \frac{282,16}{3,5 \times 0,15} - \frac{282,16}{0,536} \times \frac{3,5}{2} = -0,364 \text{ MPa} < 0$$

Donc la **SPC**, le calcul se fait par assimilation à la FS avec  $M_{ua}$

$$M_{ua} = M_{uG} + Nu \left( d - \frac{h}{2} \right) = 276,25 + 282,16 \times \left( 3,45 - \frac{3,5}{2} \right) = 755,22 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{755,22 \times 10^{-3}}{0,15 \times 3,45^2 \times 18,48} = 0,0229$$
$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,38$$
$$\mu_{bu} = 0,103 < \mu_l = 0,38 \rightarrow A' = 0$$
$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z f_{st}} = \frac{47,9358}{3,26 \times 400} = 5,54 \text{ cm}^2$$
$$A = A_1 - \frac{Nu}{f_{st}} = 5,54 \times 10^{-3} - \frac{282,16 \times 10^{-3}}{400} = -1,514 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc, en ferraille avec  $A^{min} = 7,875 \text{ cm}^2$

### Armatures minimales dans la zone comprimée :

$$A_{min}^{courante} = 0,1\% b \times l_c$$
$$l_c = L - 2l_t$$
$$l_c = 2,086 \text{ m}$$

$$A_{min}^{courante} = 0,1\% 0,15 \times 0,12 = 3,12 \text{ cm}^2$$

### Espacement des barres verticales

$$St \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}) = 22,5 \text{ cm.}$$

Avec : - St = 11 cm sur une longueur de L/10 du voile.

- St = 22 cm sur en dehors de L/10 du voile.

## CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

### Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 674,64 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{0,8 \times f_e} = \frac{1,4 \times 674,64 \times 10^{-3}}{0,8 \times 400} = 1,998 \text{ MPa}$$

$$A_h = \frac{1,998 \times 0,15 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,87 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 1,87 \text{ cm}^2$$

### Espacement des barres horizontales

$$St \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}) = 22,5\text{cm}$$

On prend:  $St = 20\text{cm}$

**Tableau 21.** Sollicitation et ferrailage dans les voiles Vy1(0,15 × 2,0).

Voiles	Vx1	Vy1
<b>N(KN)</b>	282,16	-424,02
<b>M(KN.m)</b>	276,25	2923,53
<b>V(KN)</b>	674,46	674,38
<b><math>\tau</math>(MPa)</b>	1,998	1,998
<b><math>\bar{\tau}</math> (MPa)</b>	5	5
<b><math>A_{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	-1,514	39,61
<b><math>A_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	7,875	7,875
<b><math>l_t</math></b>	0,707	1,6
<b><math>A_{min}^{tendu}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	2,12	4,8
<b><math>A_z</math> tendu (cm<sup>2</sup>)</b>	9,05	41,21
<b><math>N^{barre}/face</math></b>	12HA10	15HA14+15HA12
<b><math>S_t</math> (cm)</b>	22	22
<b><math>A_{min}^{compr}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	3,12	0,45
<b><math>A_z</math> compr (cm<sup>2</sup>)</b>	7,85	1,54
<b><math>N^{barre}/face</math></b>	10HA10	1HA14
<b><math>A_h^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	1,87	1,87
<b><math>A_h^{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,495	0,495
<b><math>A_h^{adop}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	2,36	2,36
<b><math>N^{barre}/face</math></b>	3HA10	3HA10
<b><math>S_t</math> (cm)</b>	20	20

## 4.4 Schéma de ferrailage :

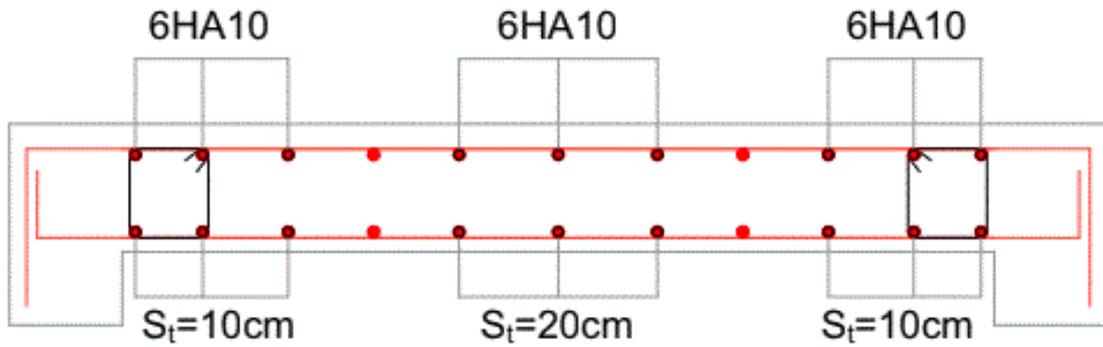


Figure 8. Schéma de ferrailage du voile Vx1

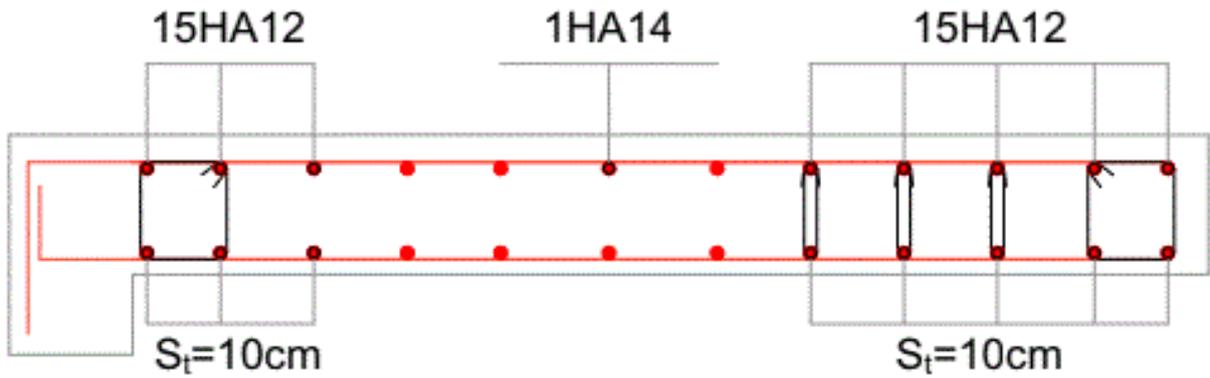


Figure 9. Schéma de ferrailage du voile Vy1.

# Chapitre VI

### 1 Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

La capacité portante du sol.

La charge à transmettre au sol.

La dimension des trames profondeur d'ancrage on distingue.

Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général).

Les fondations semi-profondes.

Fondation profonde (Semelle sous pieux).

### Combinaisons de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003, **(Article 10.1.4.1)**, se fait sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E \quad 0,8G \pm E$$

### Reconnaissance du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 3 bars ancré à 6m de profondeur (Annexe D) .

## 2 Choix du type de fondation :

### 2.1 Vérification de la semelle isolée :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots 1$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

$N$  : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ETABS, V16.  $N = 2378,93 \text{ KN}$

$S$  : Surface d'appui de la semelle  $S = A \times B$

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol  $\overline{\sigma}_{sol} = 1,8 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \longrightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimension du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve :

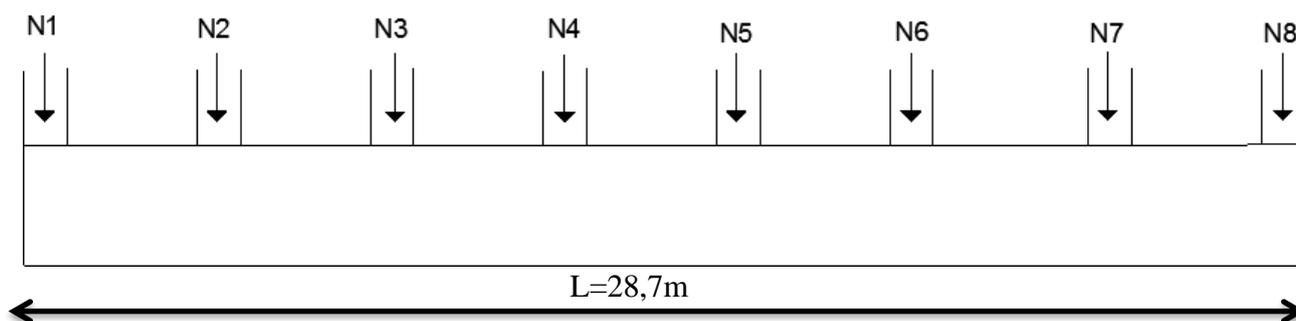
$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \quad B \geq \longrightarrow \sqrt{\frac{0,65}{0,6} \times \frac{2386,38}{180}} \longrightarrow B \geq 3,79 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3,5 m, on remarque qu'il va y avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

### 2.2 Vérification de semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire dans le sens X-X et Y-Y

**Dans le sens X-X**



**Figure 1.** semelle filante dans le sens X-X.

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \longrightarrow B \times L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \longrightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

$N_i$  : L'effort normal provenant du poteau «i».

$$N1 = 969,46 \text{ KN} \quad ; \quad N5 = 1744,03 \text{ KN}$$

$$N2 = 2085,89 \text{ KN} \quad ; \quad N6 = 1755,63 \text{ KN}$$

$$N3 = 1747,22 \text{ KN} \quad ; \quad N7 = 2089,05 \text{ KN}$$

$$N4 = 1771,43 \text{ KN} \quad ; \quad N8 = 974,38 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^8 N_i = 13137,09 \text{ KN}$$

$$B \geq 13137,09 / (180 \times 28,7) = 2,54 \text{ m}$$

**On prend B=2,6m**

## CHAPITRE VI : Infrastructure

L'entraxe minimal des poteaux est de 3,5 m, donc il y a pas de chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles convient à notre cas.

### Dans le sens Y-Y

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \longrightarrow B \times L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \longrightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

$N_i$  : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1697,44 \text{ KN} \quad ; \quad N_3 = 2378,93 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1771,43 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^3 N_i = 5847,8 \text{ KN}$$

$$B \geq 5847,8 / (180 \times 13,25) = 2,45 \text{ m}$$

**On prend B=2,6 m**

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,4 m, donc il y a pas de chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles convient à notre cas.

Calcul de la hauteur de la semelle h :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 0,05$$

$$h \geq \frac{2,8-0,6}{4} + 0,05 = 0,55 \text{ m} ; \text{ donc } h = 0,6 \text{ m}$$

### Calcul du poids propre de semelle $G_0$

$$G_0 = 25 \times B \times L \times h$$

$$G_0 = 25 \times 2,8 \times 2,6 \times 0,6$$

$$G_0 = 1205,4 \text{ KN}$$

### Effort normal total $N'$ :

$$N' = N + G_0 \longrightarrow N' = 13137,09 + 1205,4 = 14342,49$$

On a :  $\frac{N'}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \longrightarrow \frac{14342,49}{74,62} = 192,2 \text{ KN} \geq 180 \text{ KN}$  Condition non vérifiée, On met radier générale au niveau des fondations.

## 2.3 Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure.

### 3 Le Pré dimensionnement du radier :

#### 3.1 La condition de coffrage :

❖ Nervure :  $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{6}{10} = 0,6m \longrightarrow h_t=0,65m$

❖ Dalle :  $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{6}{20} = 0,3m \longrightarrow h_r=0,35m$

$L_{max} = 6 m$ : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$h_t$ : hauteur de la nervure.

$h_r$ : hauteur du radier

La condition de rigidité

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \text{ Tel que :}$$

- E : Module d'élasticité du béton,  $E=32.164195 \times 10^6$  MPa
- I : Inertie de la section du radier
- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K= 4 \times 10^4$  MPa
- b : La largeur de l'élément considéré (radier).

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \longrightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 6^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 32,164195 \times 10^6}} = 0,92m \dots \dots \dots (b)$$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- La hauteur de la nervure  $h_t=1 m$
- La hauteur de radier  $h_r=0,35m$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{1^3 \times 32,164195 \times 10^6}{3 \times 4 \times 10^4}} = 4,04m$$

$$L_{max} = \frac{\pi}{2} \times L_e \longrightarrow 6m \leq 6,35m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### 3.2 Calcul de la surface du radier :

$$N_{ner} = b \times h_t \times \sum L_{ner} \times \gamma_b = 0,65 \times 1 \times 192,1 \times 25 = 3121,62 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 35519,55 + 3121,625 = 38641,175 \text{ KN}$$

$$S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \longrightarrow S_{radier} \geq \frac{38641,175}{180} = 214,67 \text{ m}^2$$

**La surface du bâtiment** : vu la légère complexité de la géométrie de notre structure, nous avons calculés la surface avec une décomposition de forme adéquate (triangles, rectangles, etc.) :  $S_{bat} = 387,78 \text{ m}^2$

$S_{bat} > S_{radier}$  On n'a pas besoins des débords ; on prend  $S_{radier} = S_{bat} = 387,78 \text{ m}^2$

### 3.3 Vérification de la contrainte dans le sol

Centre de gravité du radier :

$$X_G = 14,05 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = 5,95 \text{ m}$$

$$I_x = 5563,5 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_y = 26102,39 \text{ m}^4$$

$$X_t = 13,85 \text{ m} \quad ; \quad Y_t = 5,73 \text{ m}$$

Excentricité de la résultante des forces par rapport au centre de la gravité (C.D.G) :

$$e_x = X_G - X_t = 14,05 - 13,85 = 0,2 \text{ m}$$

$$e_y = Y_G - Y_t = 5,95 - 5,73 = 0,23 \text{ m}$$

Les moments engendrés par l'excentricité des forces sismiques :

$$\begin{cases} M_x = \sum N_i \times e_x = 35519,55 \times 0,2 = 7103,91 \text{ KN.m} \\ M_y = \sum N_i \times e_y = 35519,55 \times 0,23 = 8169,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$N_i$  : L'effort normal de chaque poteau a la base.

$N_{(x,y)i}$  : L'effort normal de chaque poteau à la base, fois son centre du gravité.

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme, ou la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte du sol, tel que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :  $\overline{\sigma}_{sol} = 0,18 \text{MPa}$  ;  $\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$

- **Sens X-X :**

$N = 35,51955 \text{MN}$  ;  $M_x = 7,10391 \text{MN.m}$  ;  $Y_G = 5,95 \text{m}$  ;  $I_x = 5563,5 \text{m}^4$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{35,51955}{387,78} + \frac{7,10391 \times 5,95}{5563,5} = 0,1 \text{MPa} \\ \sigma_{max} = \frac{35,51955}{387,78} - \frac{7,10391 \times 5,95}{5563,5} = 0,084 \text{MPa} \end{cases}$$

$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,1 + 0,086}{4} = 0,096 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{sol} = 0,18 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$

- **Sens Y-Y :**

$N = 35,51955 \text{MN}$  ;  $M_y = 8,16949 \text{MN.m}$  ;  $X_G = 14,05 \text{m}$  ;  $I_y = 26102,39 \text{m}^4$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{35,51955}{387,78} + \frac{8,16949 \times 14,05}{26102,39} = 0,096 \text{MPa} \\ \sigma_{max} = \frac{35,51955}{387,87} - \frac{8,16949 \times 14,05}{26102,39} = 0,087 \text{MPa} \end{cases}$$

$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,097 + 0,089}{4} = 0,093 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{sol} = 0,18 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$

### 3.4 Vérification de la stabilité au renversement (RPA : article 10.1.5)

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

- **Sens X-X :**

$e = \frac{7,10391}{35,51955} = 0,2 \leq \frac{28,7}{4} = 7,175 \text{m}$

- **Sens Y-Y :**

$e = \frac{8,16949}{35,51955} = 0,23 \leq \frac{13,25}{4} = 3,3125 \text{m}$

### 3.5 Vérification au cisaillement

$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = \min(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4) = 1,16 \text{MPa}$

$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \times 1 \text{m} \longrightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \overline{\tau}_u}$

$N_d$  : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$N_d = 35,51955 \text{MN}$

$V_d = \frac{35,51955 \times 6}{2 \times 387,78} = 0,275 \text{MN} \longrightarrow d = \frac{0,275}{1 \times 1,16} = 0,237 \text{m}$

On prend  $d = 0,25 \text{m}$

### 3.6 Vérification au poinçonnement BAEL 99(article A.5.2.4.2)

Selon le BAEL, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul

$h_t$  : Hauteur total de la dalle du radier

$U_c$  : Périmètre du contour

**Sous le poteau le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau du RDC (60\*65) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,6 + 1 = 1,6m \\ B = b + h_t = 0,65 + 1 = 1,65m \end{cases}$$

$$U_c = 6,5m$$

$$N_d = 2,386MN \leq 0,045 \times 6,5 \times 1 \times \frac{25}{1,5} = 4,87MN$$

### 3.7 Ferrailage du radier

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier. On le calcul pour une bande de 1 m.

#### 3.7.1 Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u$  : L'effort normal ultime donné par la structure.

$$N_{u,cal} = 48413,25KN$$

$$N_{rad} = S \times h_r \times \gamma_b = 387,78 \times 0,35 \times 25 = 3393KN.$$

$$N_{ner} = 2698,5KN.$$

$$N_u = 48413,25 + 1,35(3327,36 + 2698,5) = 56636,77KN$$

$$Q_u = \frac{56636,77}{387,78} = 146,05KN/m^2$$

### 3.7.2 Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4,9 - 0,6 = 4,3 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 6 - 0,65 = 5,35 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,3}{5,35} = 0,8 > 0,4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0,8 \begin{cases} \mu_x = 0,056 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

$$M_x^0 = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 = 0,056 \times 148,7 \times 4,3^2 = 154,24 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0,5959 \times 154,24 = 91,91 \text{ KN.m}$$

### 3.7.3 Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x^0 = 115,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y^0 = 68,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_x^0 = -77,12$$

Le ferrailage se fait pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0,3) \text{ m}^2$

On a:  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 35 \text{ cm}$ ,  $c = 5 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ,  $d = 30 \text{ cm}$ .

Le ferrailage se fait à la flexion simple les résultats dans le tableau suivants :

**Tableau 1.**Section d'armature du radier.

localisation		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> barres	St (cm)
Travée	X-X	115,68	11,62	3,08	12,06	6HA16	20
	Y-Y	68,93	6,78	2,8	6,79	6HA12	20
Appui		-77,12	7,61	3,08	9,24	6HA14	20

### Vérification nécessaires :

### 3.8 Vérification à L'ELU

#### Condition de non fragilité

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0,0008$$

$$A_x^{min} = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = 2,8 \text{ cm}^2$$

$A_{cal} > A_{min}$  : Condition de non fragilité vérifiée, donc on ferraille avec  $A_{cal}$

#### Espacement des armatures :

Fissuration nuisible :

$$S_t \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

**En travée :**  $S_{tx} = S_{ty} = 20\text{cm}$

**En appuis :**  $S_t=20\text{cm}$

**Vérification l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17\text{MPa}$$

On a :

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{148,7 \times 4,3}{2} \times \frac{5,35^4}{5,35^4 + 4,3^4} = 225,57\text{KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{148,7 \times 5,35}{2} \times \frac{4,3^4}{5,35^4 + 4,3^4} = 117,12\text{KN} \end{cases}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b \times d} = \frac{225,57 \times 10^{-3}}{1 \times 0,3} = 0,752\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 1,17\text{MPa} \dots \text{Vérifier}$$

$$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b \times d} = \frac{117,12 \times 10^{-3}}{1 \times 0,3} = 0,391\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 1,17\text{MPa} \dots \text{Vérifier}$$

**3.9 Vérification à L'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$N_s$  : L'effort normal service donné par la structure.

$$N_{s,cal} = 35519,55\text{KN}$$

$$N_{rad} = S \times h_r \times \gamma_b = 380,27 \times 0,35 \times 25 = 3327,36\text{KN}.$$

$$N_{ner} = 2698,5\text{KN}.$$

$$N_u = 35519,55 + (3327,36 + 2698,5) = 41545,41\text{KN}$$

$$Q_s = \frac{41545,41}{380,27} = 109,25\text{KN/m}^2$$

$$\rho = 0,8 \begin{cases} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases}$$

$$M_x^0 = \mu_x \times Q_s \times L_x^2 = 0,0628 \times 109,25 \times 4,3^2 = 126,86\text{KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0,7111 \times 126,86 = 90,2\text{KN.m}$$

**Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x^0 = 95,145\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y^0 = 67,65\text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_x^0 = -63,43$$

**Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{\gamma}{I} \leq \bar{\sigma} = 15\text{MPa}$$

## CHAPITRE VI : Infrastructure

### Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,633$$

Les résultats des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 2.** Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs	σ <sub>st</sub> (MPa)	Obs
Travée	X-X	95,145	8,73	0,001	8,04	vérifiée	293,67	Non vérifiée
	Y-Y	67,65	6,86	0,000652	7,11	vérifiée	359,56	Non vérifiée
Appui		-63,43	7,83	0,000841	5,90	vérifiée	250,64	Non vérifiée

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on recalcule à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$$

$$\alpha \in [0; 1]$$

$$\text{Avec : } \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

### Exemple de calcul :

**Sens X-X**

$$M_{ser} = 95,145$$

$$\beta = \frac{95,154 \times 10^{-3}}{b \times 0,3^2 \times 201,63} = 5,24 \times 10^{-3}$$

Après itérations, on trouve : α = 0.34

$$A_{st} = \frac{95,154 \times 10^{-3}}{0,3(1-\frac{0,34}{3}) \times 201,63} = 17,74 \text{ cm}^2$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.** Choix du ferrailage et vérifications des contraintes.

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	β (10 <sup>-3</sup> )	A	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	N <sup>bre</sup> de Barres	St (cm)
Travée	X-X	95,145	5,24	0,34	17,74	18,85	6HA20	15
	Y-Y	67,65	3,72	0,29	12,38	14,07	7HA16	15
Appui		-63,34	3,49	0,287	11,57	12,06	6HA16	18

## CHAPITRE VI : Infrastructure

### Vérification des espacements

$$\text{Travée : } \left\{ \begin{array}{l} \text{selon X - X : } St \leq \left\{ \begin{array}{l} (2,5h_r, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \\ \frac{100}{6} = 16,67\text{cm} \end{array} \right. \\ \text{selon Y - Y : } St = 15\text{cm} < \min(3h_r, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Appuis : } St \leq \left\{ \begin{array}{l} (2,5h_r, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} \end{array} \right.$$

Le schéma de ferrailage du radier est illustré dans la figure suivante :

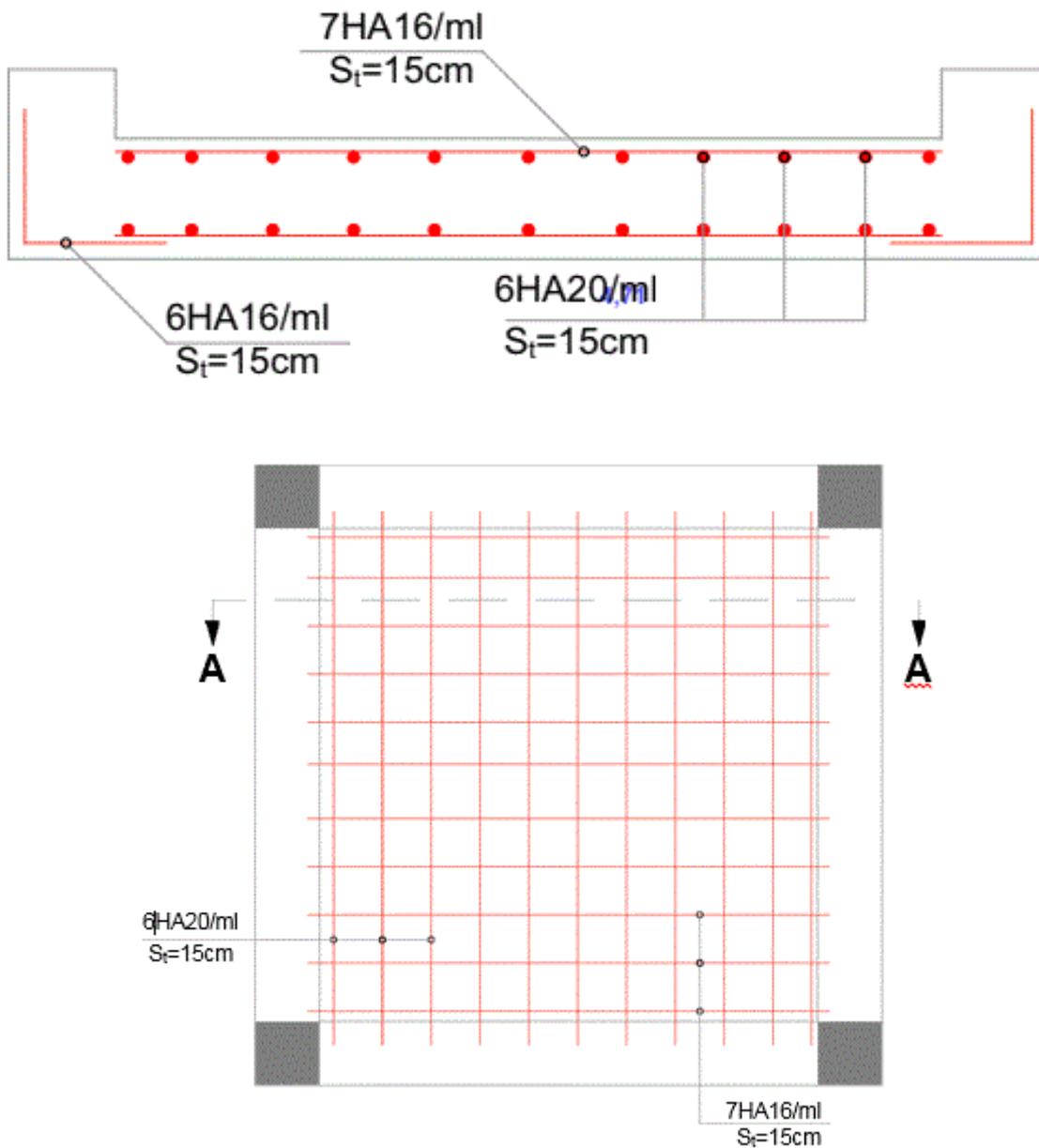


Figure 2. Schéma de ferrailage du radier.

### 3.10 Étude des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

#### A'ELU:

##### Charges triangulaires

$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$  : Dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{1}{2} \times p \times L_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times L_x \end{cases} \text{ : Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée}$$

##### Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} p_m = \frac{q}{2} \times \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times L_{xd} \right] \\ p_v = \frac{q}{2} \times \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{3}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{3}\right) \times L_{xd} \right] \end{cases}$$

$p_m$  : Charge uniforme qui donne le même moment maximal que la charge réelle

$p_v$  : Charge uniforme qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

P : Charge répartie sur la surface de radier.

#### 3.10.1 Calcul des sollicitations

Pour chaque sens, On fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, Puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, On va utiliser la méthode de Caquot.

##### Sens X-X :

A'ELU :

$$\text{Moment max dans la nervure : } \begin{cases} \text{En travée} = 891,369 \text{ KN.m} \\ \text{En appui} = 879,68 \text{ KN.m} \\ \text{Effort tranchant} = 1349,48 \text{ KN} \end{cases}$$

A'ELS :

$$\text{Moment max dans la nervure : } \begin{cases} \text{En travée} = 649,63 \text{ KN.m} \\ \text{En appui} = 641,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Sens Y-Y :**

A'ELU :

$$\text{Moment max dans la nervure : } \begin{cases} \text{En travée} = 1183,46 \text{ KN.m} \\ \text{En appui} = 1854,77 \text{ KN.m} \\ \text{Effort tranchant} = 1644,819 \text{ KN} \end{cases}$$

A'ELS :

$$\text{Moment max dans la nervure : } \begin{cases} \text{En travée} = 872,81 \text{ KN.m} \\ \text{En appui} = 1367,9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### 3.10.2 Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

➤ **Détermination de la largeur b**

• **Sens X-X**

$$h=1\text{m} \quad ; \quad h_0=0,35\text{m}$$

$$b_0=0,65\text{m} \quad ; \quad d=0,95\text{m}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right)$$

$$\frac{b-0,65}{2} \leq \min\left(\frac{3,95}{2}; \frac{5,9}{10}\right) = 0,59$$

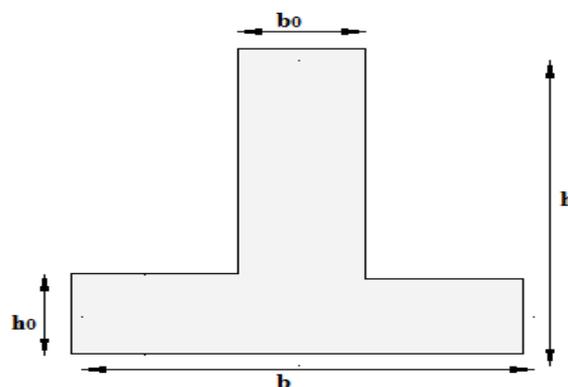
Donc  $b=1,85\text{m}$

• **Sens Y-Y**

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right)$$

$$\frac{b-0,65}{2} \leq \min\left(\frac{3,95}{2}; \frac{5,9}{10}\right) = 0,59$$

Donc  $b=1,85\text{m}$



**Figure 3.**Section de la nervure à ferrailer.

**Tableau 4.**Ferrailage des nervures.

localisation		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
X-X	Travée	<b>891,37</b>	27,54	13	30,91	6HA16+6HA20
	Appui	<b>879,681</b>	27,18	13	30,91	6HA16+6HA20
Y-Y	Travée	<b>1183,46</b>	36,76	13	38,48	6HA20+4HA25
	Appuis	<b>1854,77</b>	58,56	13	61,62	6HA25+4HA32

### Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min(\Phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \longrightarrow \Phi_t \leq \min(12; 28,57; 65)$$

Soit  $\Phi_t = 8\text{mm}$

Vérification de l'effort tranchant

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

$$\text{FN} \longrightarrow \bar{\tau} \leq \min(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\text{Sens X-X} : \tau_u = \frac{1397,77 \times 10^{-3}}{1,8 \times 0,95} = 0,817 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens X-X} : \tau_u = \frac{1644,81 \times 10^{-3}}{1,85 \times 0,95} = 0,935 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Vérification la liaison nervure table vis-à-vis de  $V_u$

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0,9 \times d \times b \times h_0} = \frac{1644,81 \times 10^{-3} \left(\frac{1,85-0,65}{2}\right)}{0,9 \times 0,95 \times 1,85 \times 0,35} = 1,78 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

### 3.10.3 Vérification des contraintes à L'ELS

**Tableau 5.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	obs
X-X	<b>Travée</b>	<b>522,059</b>	19,458	3100164,64	3,27 < 15	<b>vérifier</b>	190,81 < 201.63	<b>vérifier</b>
	<b>Appui</b>	<b>641,12</b>	19,458	3100164,64	4,02 < 15	<b>vérifier</b>	234,33 > 201.63	<b>Non vérifie</b>
Y-Y	<b>Travée</b>	<b>1183,463</b>	21,42	3731020,84	6,79 < 15	<b>vérifier</b>	350,08 > 201.63	<b>Non vérifier</b>
	<b>Appui</b>	<b>1367,91</b>	26,1	5484253,69	6,51 < 15	<b>vérifier</b>	257,78 > 201.63	<b>Non vérifier</b>

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS. Les résultats de calcul sont résumés ci-dessous :

## CHAPITRE VI : Infrastructure

**Tableau 6.**Ferraillage des nervures à l'ELS.

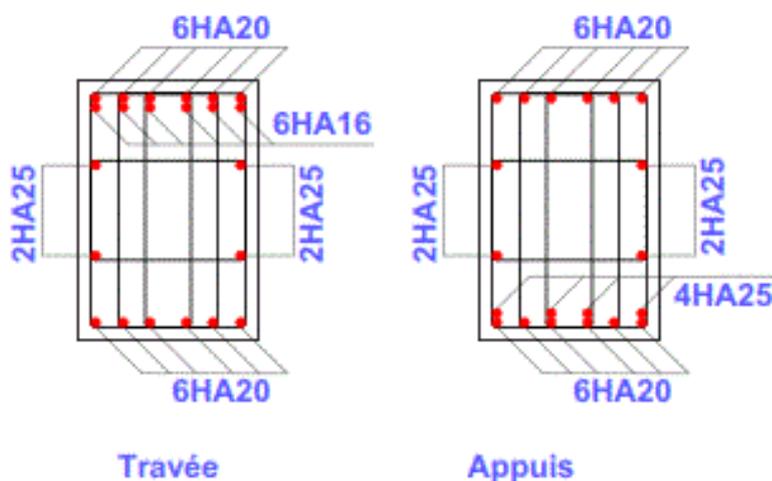
Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-3}$ )	$a$	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2$ )	Nombre des barres
Y-Y	Travée	<b>1183,463</b>	3,51	0,288	68,34	72,38	9HA32
	Appui	<b>1367,91</b>	4,06	0,318	79,88	80,42	10HA32
X-X	Appui	<b>641,12</b>	1,9	0,22	36,12	38,48	6HA20+4HA25

### Les armatures de peau RPA99/2003 (art 7.7.3.3.c)

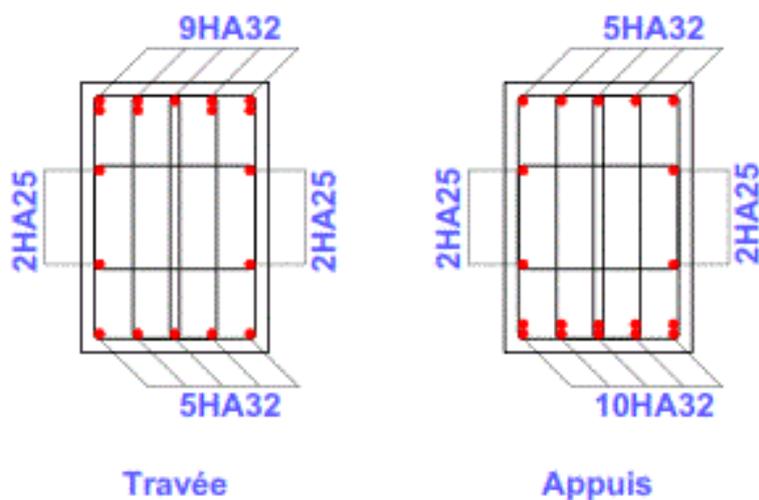
Pour éviter le risque de fissures, le RPA99/2003 exige de mettre des armatures de peau qui doivent être au total d'un minimum égales :

$$A_p = 0,2\% \times (b_0 \times h) = 0,2\% \times (0,65 \times 1) = 13cm^2 ; \text{ Soit } 4HA25 = 19,63cm^2$$

Les schémas du ferraillage des nervures sont donnés dans les figures ci-dessous :



**Figure 4 .**Schéma de ferraillage de la nervure selon le sens X-X.



**Figure 5.**Schéma de ferraillage de la nervure selon le sens Y-Y.

### 3.11 Etude du mur périphérique

D'après le **RPA99/2003(art10.1.2)**, le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens.

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

#### 3.11.1 Dimensionnement des voiles

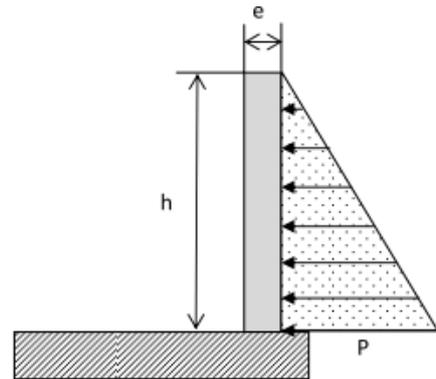
- Hauteur  $h = 3,1\text{m}$
- Longueur  $L = 6\text{ m}$
- Epaisseur  $e = 15\text{cm}$

##### ➤ Caractéristiques du sol (Annexe D)

- Poids spécifique  $\gamma_h = 20\text{KN/m}^3$
- Cohésion  $c = 0,2\text{bar}$
- Angle de frottement :

Se situe dans l'intervalle suivant :

$$\varphi \in [15^\circ - 25^\circ] = 15^\circ$$



**Figure 6.** Poussée des terres sur les voiles périphérique.

##### ➤ Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

##### La poussée des terres :

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3,1 \times 20 \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{15}{2} \right) - 2 \times 20 \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{15}{2} \right) = 5,80\text{KN/m}^2$$

##### Surcharge accidentelle

$$q = 10\text{KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \longrightarrow Q = 5,88\text{KN/m}^2$$

#### 3.11.2 Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 16,65 + 8,82}{4} = 14,69\text{KN/m}^2$$

## CHAPITRE VI : Infrastructure

Avec :

$$\sigma_{\min} = 1,5Q = 8,82\text{KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 16,65\text{KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,06\text{m} \quad b = 1\text{m}$$

$$L_y = 4,2\text{m} \quad e = 0,15\text{m}$$

$$\rho = \frac{3,1}{5,35} = 0,58 > 0,4 \quad ; \quad \text{le voile porte dans les deux sens}$$

**Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{ax} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{ay} = \mu_y \times M_{ax}$$

$$\rho = 0,58 \quad \longrightarrow \quad \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0851 \\ \mu_y = 0,2703 \end{cases}$$

$$M_{ax} = 0,0851 \times 14,69 \times 3,1^2 = 12,01\text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,2703 \times 12,01 = 3,24\text{KN.m}$$

**Le moment corrigé :**

$$M_x = 0,85 \times M_{ax} = 10,2\text{KN.m}$$

$$M_y = 0,85 \times M_{ay} = 2,754\text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 \times M_x = -4,08\text{KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous : Avec :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h$$

**Tableau 7.**Ferrailage des voiles périphériques.

Localisation		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Travée</b>	X-X	10,2	0,049	0,062	0,117	2,5	1,5	3HA12=3,39
	Y-Y	2,754	0,0134	0,016	0,119	0,665	1,5	3HA10=2,36
<b>Appui</b>		-4,08	0,0199	0,025	0,118	0,993	1,5	3HA10=2,36

### Espacement

Sens x-x ;  $S_t \leq \min (2; 25cm) \rightarrow S_t = 25cm$

Sens y-y ;  $S_t \leq \min (3; 33cm) \rightarrow S_t = 25cm$

### 3.11.3 Vérification :

$$\rho = 0,58 > 0,4$$

$$e = 15cm > 12cm$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$A_x^{\min} = \frac{0,0008}{2} \times (3 - 0,58) \times 100 \times 15 = 1,45cm^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1,2cm^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 15 \times 100 = 1,5cm^2$$

### Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{14,69 \times 3,1}{2} \times \frac{5,35^4}{3,1^4 + 5,35^4} = 20,46KN$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{14,69 \times 5,35}{2} \times \frac{3,1^4}{3,1^4 + 5,35^4} = 3,9KN$$

### Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,17MPa \leq 1,17MPa$$

### Vérification à L'ELS :

$$\rho = 0,58 \longrightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0897 \\ \mu_y = 0,4462 \end{cases}$$

$$\sigma_{\min} = Q = 5,88KN/m^2 \quad ; \quad \sigma_{\max} = G + Q = 11,68 KN/m^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 11,68 + 5,88}{4} = 10,23KN/m^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1ml = 10,23KN/m$$

**Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{ax} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{ay} = \mu_y \times M_{ax}$$

$$M_{ax} = 0,0897 \times 10,23 \times 3,1^2 = 8,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,4462 \times 8,81 = 3,93 \text{ KN.m}$$

**Le moment corrigé :**

$$M_x = 0,85 \times M_{ax} = 7,49 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 \times M_{ay} = 3,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 \times M_x = -3 \text{ KN.m}$$

**Vérification des contraintes :**

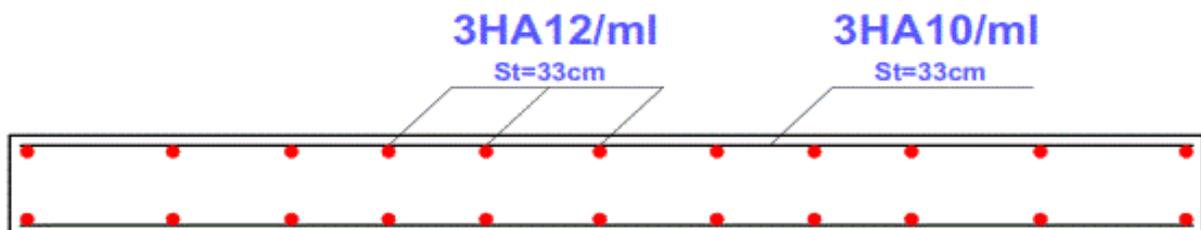
$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

**Tableau 8.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Position		$M_s$ KN.m	Y (cm)	$I$ $cm^4$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	7,49	3,02	5018	4,5 < 15	Vérifié	200,99 < 201,63	Vérifié
	y-y	3,34	2,58	3713	2,32 < 15	Vérifié	127,05 < 201,63	Vérifié
Appui		-3	2,58	3713	2,08 < 15	Vérifié	114,11 < 201,63	Vérifié

**3.11.4 Schéma de ferrailage :**



**Figure 7.** Schéma de ferrailage du mur de soutènement.

# Conclusion

# Conclusion

---

## Conclusion

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, cette expérience nous a permis d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tel que : **RPA99V2003, BAEL91.....**

- Avant de commencer les calculs, il faudra, d'abord, pré-dimensionner toutes les sections de la structure. Par « pré-dimensionnement », on entend que les dimensions adoptées avant calcul ne sont pas définitives et sont susceptibles de subir des modifications Ces dimensions sont utilisées dans le modèle numérique en 3D réalisé à l'aide du logiciel ETABS.
- Et le poteau le plus sollicité n'est pas toujours le poteau à côté de la cage d'escalier. En effet, pour notre cas, c'est le poteau qui a une grande surface afférente.
- On a utilisé le logiciel **Etabs V2016**, afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction. D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique il est très important que l'ingénieur civil et 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 surcout important.
- La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela est due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux et les voiles sont souvent ferrillés par le minimum du RPA99/2003, les exigences du RPA99/2003 valorisent la sécurité par rapport à l'économie.
- L'étude des fondations est en fonction des charges exercées par la structure et la contrainte admissible du sol nous a conduits à opter pour un Radier générale.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

# Bibliographie

---

## Bibliographie

- Règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003
- Règles de calcul de béton armé aux états limites (B.A.E.L.91)
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A. 93)
- DTR-BC2.2 (Document technique réglementaire charges et surcharges).
- Cours Dynamique des Structures (Université de Bejaïa).
- Cours Béton armé (Université de Bejaïa).
- Cours de Génie parasismique (Université de Bejaïa).
- Anciens mémoires de fin d'étude.

## Programmes utilisés

- Logiciel ETABS V16.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- Archi CAD 2015.
- Word 2013.
- Excel 2013.

# Annexe

# ANNEXE

## ANNEXE A

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGEES ARTICULES SURLEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\vartheta = 0$		ELS $\vartheta = 0, 2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\vartheta = 0$		ELS $\vartheta = 0, 2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0,40</b>	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	<b>0,71</b>	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
<b>0,41</b>	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	<b>0,72</b>	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
<b>0,42</b>	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	<b>0,73</b>	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
<b>0,43</b>	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	<b>0,74</b>	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
<b>0,44</b>	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	<b>0,75</b>	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
<b>0,45</b>	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	<b>0,76</b>	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
<b>0,46</b>	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	<b>0,77</b>	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
<b>0,47</b>	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	<b>0,78</b>	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
<b>0,48</b>	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	<b>0,79</b>	0,0573	0,5780	0,0639	0,6978
<b>0,49</b>	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	<b>0,80</b>	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
<b>0,50</b>	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	<b>0,81</b>	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
<b>0,51</b>	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	<b>0,82</b>	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
<b>0,52</b>	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	<b>0,83</b>	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
<b>0,53</b>	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	<b>0,84</b>	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
<b>0,54</b>	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	<b>0,85</b>	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
<b>0,55</b>	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	<b>0,86</b>	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
<b>0,56</b>	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	<b>0,87</b>	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
<b>0,57</b>	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	<b>0,88</b>	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
<b>0,58</b>	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	<b>0,89</b>	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
<b>0,59</b>	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	<b>0,90</b>	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
<b>0,60</b>	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	<b>0,91</b>	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
<b>0,61</b>	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	<b>0,92</b>	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
<b>0,62</b>	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	<b>0,93</b>	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
<b>0,63</b>	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	<b>0,94</b>	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
<b>0,64</b>	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	<b>0,95</b>	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
<b>0,65</b>	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	<b>0,96</b>	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
<b>0,66</b>	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	<b>0,97</b>	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
<b>0,67</b>	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	<b>0,98</b>	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
<b>0,68</b>	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	<b>0,99</b>	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
<b>0,69</b>	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	<b>1</b>	0,0368	1	0,0441	1
<b>0,70</b>	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

# ANNEXE

## ANNEXE B

### Valeur de $M_1$ ( $M_2$ ) Pour $\rho = 1$

$U/l_x$											
$U/l_y$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

**NOTA :** Pour avoir les valeurs de  $M_2$  ; il suffit de permuter U et V

# ANNEXE

## ANNEXE C

### SECTION REELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N  
armatures  $\Phi$  en nm

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	17,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,47	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,05	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

# ANNEXE

## ANNEXE D



Réalisation de 02 classes en extension à l'école MADHOUI  
TAYEB  
OUED EL BERDI -BOUIRA

Mars  
2024

### IX. CONCLUSION :

Le terrain retenu pour le projet *Réalisation de 02 classes d'extension à l'école MADHOUI TAYEB, sise à Oued EL Berdi willaya de bouira*, est constitué de sables fins argileux-limoneux en profondeur, surmontés d'une couche d'argile limoneuse à marneuse rougeâtre carbonatée. L'ensemble de ces formations est recouvert par une couche de Remblais.

Les résultats des essais SPT réalisés sur révèlent l'état moyennement compact et du caractère meuble dans l'ensemble.

L'allure des Pénétrogrammes obtenus met en évidence la présence dans le sous-sol, de deux horizons distincts :

- Entre 0.00m et 0.5m du niveau actuel du terrain, existe un horizon de résistance variable à la pénétration dynamique, avec des résistances de pointes  $R_d \geq 10$ bars.
- Au-delà de 0.50m de profondeur, on rencontre un horizon de bonne résistance à la pénétration dynamique avec des résistances de pointes  $R_d \geq 40$ bars. Les refus ont été atteints entre 1.80m et 2.60m de profondeur.

L'interprétation des essais de laboratoire montrent que des échantillons testés présentent les caractéristiques géotechniques suivantes : un sol de densité moyenne, détrempe, peu plastique, moyennement compressible et non gonflement.

Les analyses chimiques sommaires ont été effectuées afin de déterminer l'agressivité du sol, sur les échantillons prélevés des différentes profondeurs, ont révélés un sol dans sa majeure partie comme **non agressif**.

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisées en 2003, la région de bouira appartient à la zone **IIa**, indiquant une sismicité moyenne.

Selon le RPA99/2003, le site étudié peut être classé en fonction de ses propriétés mécaniques déduites des résultats des essais in-situ et lui confèrent un classement **S3**, sol meuble.

Compte tenu de la nature de sol, du type de projet et des résultats des investigations in situ, nous vous suggérons d'opter pour :

- ✓ Des fondations superficielles, adapté au type du moiet en question soit une semelle filante ou isolée reliée par des longrines, ancrées à environ **3,9m** de profondeur.
- ✓ La contrainte admissible à prendre dans le calcul est de l'ordre de **1.80bars**.

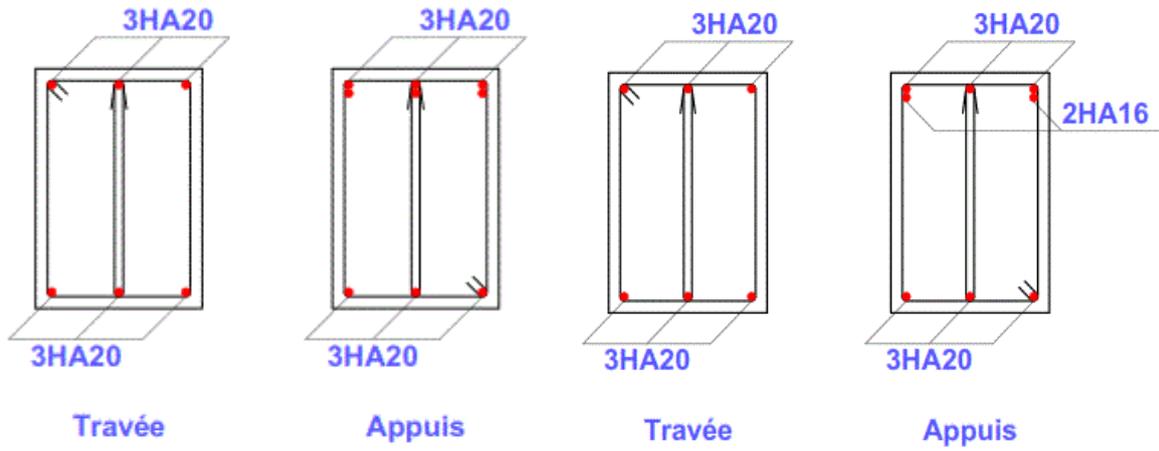
Gérant / L'ingénieur chargé d'étude  
Kasmi Rabah



# ANNEXE

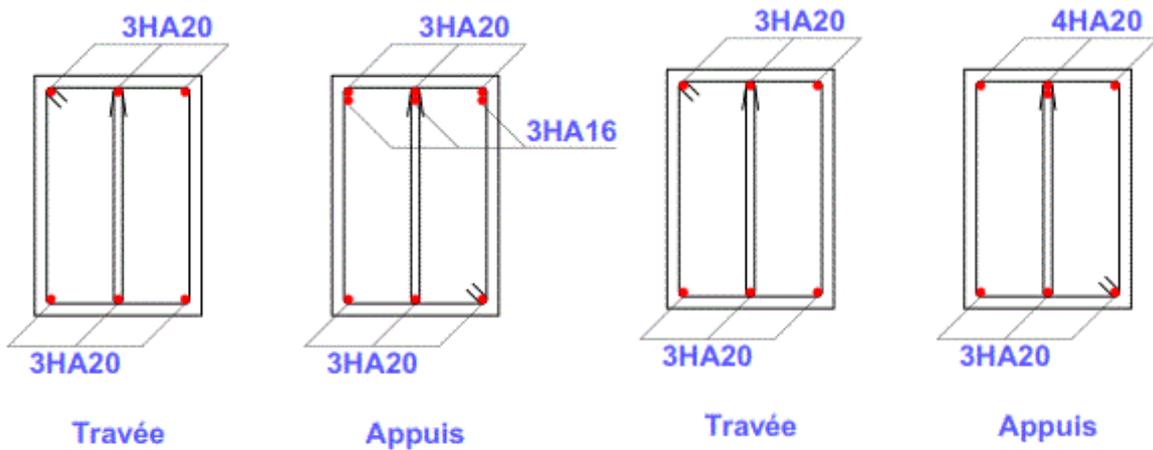
## ANNEXE E

### Schémas de ferrailage des poutres principales (30x50).



1.2.3.4

RDC

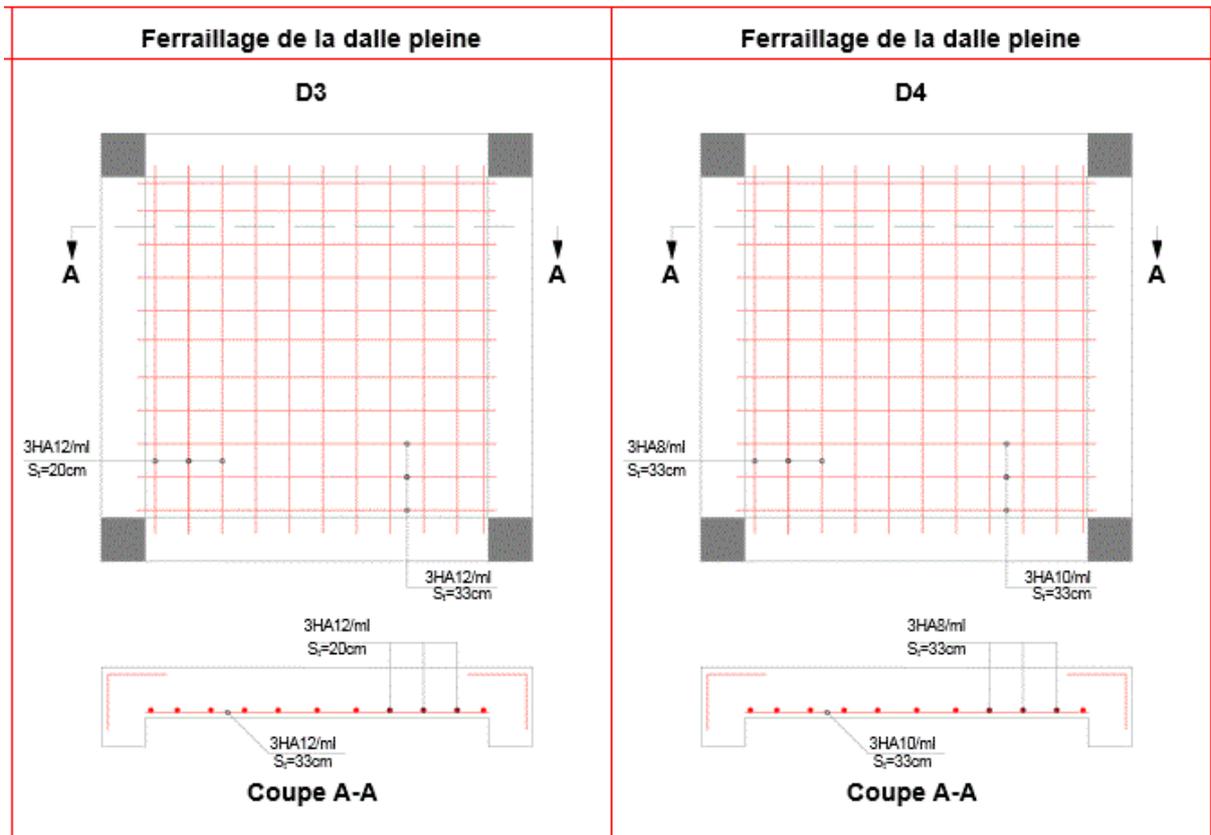
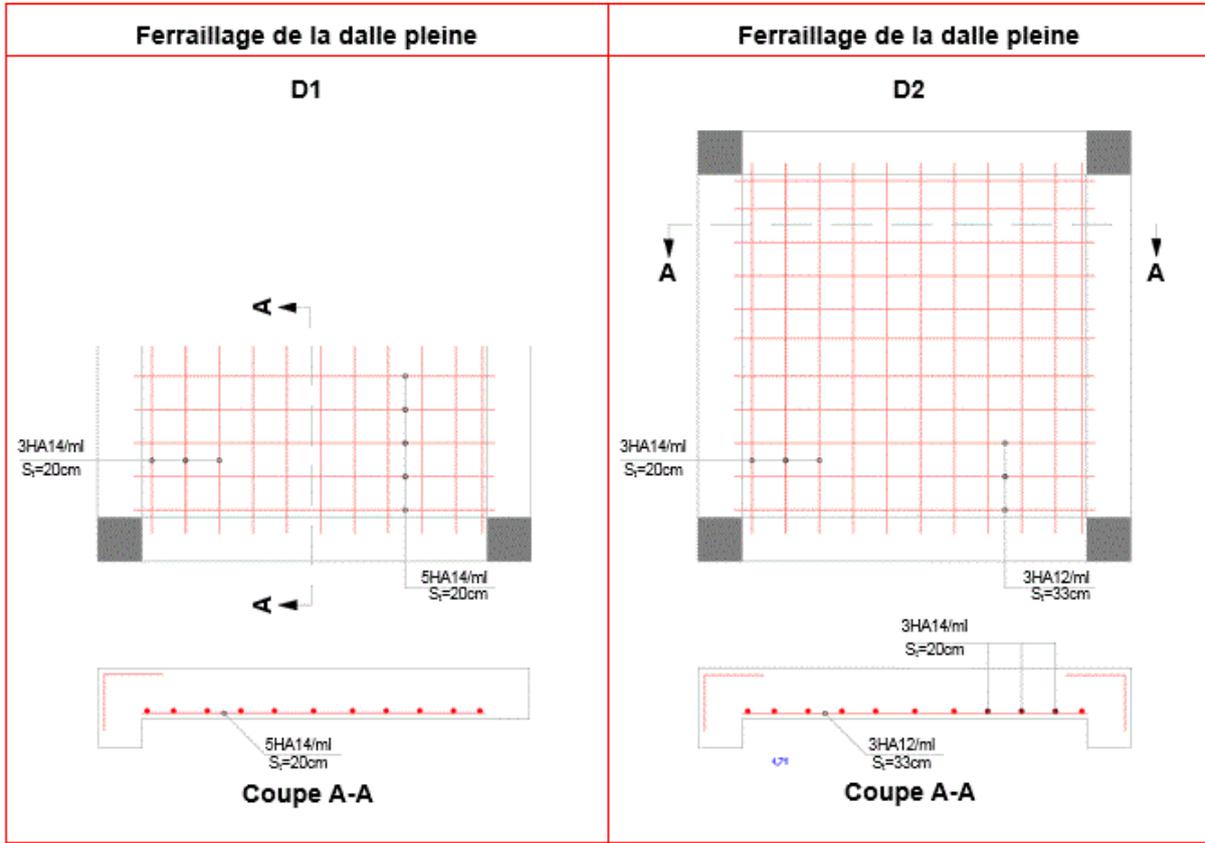


5

6.7.8

# ANNEXE

## ANNEXE E Schémas de ferrailage des dalles pleines.



# Plan