

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de Technologie
Département du Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : Structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+7+Sous-sol) à usage d'habitation contreventé
par un système mixte (Voiles – Portiques)**

Réalisé par :

M^{elle} BENYOUB Ferial

M^r RAMDANI Aimen

Encadré par :

M^r R. ATTAL

Membre de jury :

M^r A.OURABAH

M^r A.LAICHAOUI

Promotion 2021/2022

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier notre Dieu le tout puissant, pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous exprimons toute notre gratitude et nos remerciements, particulièrement à notre promoteur Mr ATTAL RIADH, par son talent extraordinaire a pu sans aucune difficulté, nous enseigner le génie civil ainsi pour son soutien, sa disponibilité, son amitié et son accueil chaleureux au cours de notre formation.

Et sans oublier tous nos professeurs pour leur précieux conseil et leur patience qui ont contribué à notre formation.

Notre gratitude aux membres du jury qui nous font l'honneur de juger et examiner notre travail de fin d'étude.

Mention spéciale à M^r BENYOUB, M^r RAMDANI et M^{elle} BARBACHE pour leurs conseils, remarques et critiques.

Et enfin un grand merci à nos parents et notre famille pour leur soutien, leur patience et qui nous ont encouragés à suivre nos études.

Aimen et Ferial

Dédicaces

A mes très chers parents qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère que vous trouverez dans ce travail toute ma reconnaissance dont votre patience et sacrifices s'inscrivent à chaque page de ce document. Puisse dieu, vous procurez santé, bonheur et longue vie.

A mes adorables petites-sœurs Hiba & Marwa, et mes adorables petits-frères Hicham & Samy qui ont su me supporter et encourager tout au long de ces années, ainsi que pour leurs précieux conseils inestimables durant tout mon parcours.

A mes grands-parents que dieu procure paix à leur âme, à ma grand-mère que dieu lui procurez santé et longue vie.

*A toute ma famille, en particulier mon oncle et mes deux tantes :
Salim, Soraya & Farida*

*A tous mes meilleurs(es) amis(es) en particulier : Abdou, Rida, Majid,
Zoubir, Amine, Billal, Aïda & Imane*

A mon binôme Ferial, pour son dévouement, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet

A tous ceux que j'ai oubliés pour leurs encouragements

Aïmen

Dédicaces

A mes très chers parents qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère que vous trouverez dans ce travail toute ma reconnaissance dont votre patience et sacrifices s'inscrivent à chaque page de ce document. Puisse dieu, vous procurez santé, bonheur et longue vie.

A ma grande sœur Lilia, mon grand frère Fares & sa femme Souhila, qui ont su me supporter et encourager tout au long de ces années, ainsi que pour leurs précieux conseils inestimables durant tout mon parcours.

A mes grands-parents que dieu procure paix à leur âme, à ma grand-mère que dieu lui procurez santé et longue vie.

*A toute ma famille, en particulier mes deux tantes : Nabila & Radia
A la mémoire de mon cousin paix à son âme : Salim.
A mes deux petits neveux : Mehdi & Ayline.*

A tous mes meilleurs(es) amis(es) en particulier : Zina, Amina & Billal.

A mon binôme Aïmen, pour son dévouement, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

A tous ceux que j'ai oubliés pour leurs encouragements.

Feriel

LISTE DES SYMBOLES

- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- C : Cohésion.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- σ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- σ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- G : Charge permanente.
- V : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- V_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- e : Epaisseur.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.

W : Poids total de la structure.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Table des matières

Introduction

Chapitre 1 : Présentation du projet

1. Introduction.....	1
2. Présentation de l'ouvrage.....	1
3. Caractéristique géométrique de la structure	2
4. Données du site.....	2
5. Actions et sollicitations.....	3
6. Combinaison des actions	3
7. Caractéristique des matériaux.....	3
8. Règlementations et normes	
9. Conclusion	6

Chapitre 2 : Calcul des éléments secondaires Pré dimensionnement des éléments porteurs

1. Introduction.....	7
2. Calcul des éléments secondaires.....	7
2.1. Calcul des planchers	7
2.1.1. Calcul des planchers à corps creux	7
2.1.2. Plancher à dalle pleine.....	25
2.2. Etude de l'escaliers	30
2.3. Etude des poutres de chainage.....	42
2.4. Étude de l'acrotère.....	44
2.5. Etude de l'ascenseur	48
3. Pré dimensionnement des éléments porteurs.....	55
4. Conclusion	60

Chapitre 3 : Etude sismique

1. Introduction.....	61
2. Méthodes de calcul	61
2.1. Méthode statique équivalente.....	61
2.2. Méthodes d'analyse dynamique.....	63
3. Modélisation de la structure	66
4. Disposition des voiles adoptée	67
5. Justification des prescriptions du RPA99version2003.....	70
5.1. Le nombre de mode à considérer.....	70
5.2. Justification de l'interaction voiles-portiques.....	70
5.3. Vérification de la résultante de la force sismique.....	72
5.4. Vérification de l'effort normale réduit	74
5.5. Vérification des déplacements	74
5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	75
6. Conclusion	77

Chapitre 4 : calcul des éléments structuraux

1. Introduction	78
2. Étude des poteaux	78

2.1. Recommandations du RPA99V2003	78
2.2. Les sollicitations dans les poteaux.....	80
2.3. Ferrailage	81
2.4. Vérifications	84
2.5. Dispositions constructives	86
2.6. Schémas de ferrailage.....	87
3. Etude des poutres	89
3.1. Recommandation du RPA992003	89
3.2. Ferrailage des poutres	90
3.3. Vérifications à l'ELU	93
3.4. Vérifications à l'ELS	93
3.5. Vérification des zones nodales	94
3.6. Schémas de ferrailage des poutres	97
4. Etude des voiles	99
4.1. Recommandations du RPA	99
4.2. Ferrailage	101

Chapitre 5 : Etude de l'infrastructure

1. Introduction.....	107
2. Choix de types des fondations.....	107
3. Radier.....	109
3.1. Pré dimensionnement.....	109
3.2. Les vérifications nécessaires.....	110
3.3. Ferrailage du radier générale.....	112
4. Les nervures.....	115
4.1. La nervure sens (xx)	115
4.2. La nervure sens (yy)	118
4.3. Les schémas de ferrillages.....	122
5. Etude du Voile périphérique.....	123
5.1. Ferrailage de voile périphérique	124
5.2. Schéma de ferrailage	126

Conclusion

Table des figures

Chapitre 1

Figure 1.1 : Représentation des plans.....	2
Figure 1.2. Maquette de la structure.....	3
Figure 1.3 : Diagramme de déformation du béton à l'ELU.....	4
Figure 1.4 : Diagramme de déformation du béton à l'ELS.....	4
Figure 1.5 : diagramme de déformation de l'acier à l'ELU.....	5
Figure 1.6 : diagramme de déformation de l'acier a l'ELS.....	5

Chapitre 2

Figure 2.1. Plancher à corps creux.....	8
Figure 2.2. Dimensions d'une poutrelle.....	8
Figure 2.3. Schéma de disposition des poutrelles étage courant.....	9
Figure 2.4 : Schéma de la disposition des poutrelles (RDC).....	9
Figure 2.5 : Poutrelle type 1.....	11
Figure 2.6. Diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à huit travée ELU.....	16
Figure 2.7. Diagrammes des efforts tranchants dans la poutrelle à huit travées ELS.....	16
Figure 2.8 : Diagrammes des efforts tranchants dans la poutrelle à huit travées.....	16
Figure 2.9. Poutrelle type 6.....	21
Figure 2.10 : Diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à deux travées ELU.....	23
Figure 2.11 : Diagrammes des efforts tranchants dans la poutrelle à deux travées ELS.....	23
Figure 2.12 : Diagrammes des efforts tranchants dans la poutrelle à deux travées.....	23
Figure 2.13. Schémas de ferrailage de la dalle de compression.....	25
Figure 2.14 : Dalle pleine sur trois appuis type D6.....	28
Figure 2.15 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis.....	30
Figure 2.16 : Schéma d'un escalier.....	31
Figure 2.17 : Vue en plan de notre escalier.....	31
Figure 2.18 : Illustration d'un escalier hélicoïdal.....	31
Figure 2.19 : Schéma statique de la volée.....	32
Figure 2.20 : Schéma statique de l'escalier.....	33
Figure 2.21 : Diagramme des efforts tranchants et des moments à l'ELU.....	34
Figure 2.22 : Diagramme des efforts tranchants et des moments à l'ELS.....	36
Figure 2.23 : Schéma statique de l'escalier sous charge g.....	36
Figure 2.24 : Schéma statique de l'escalier sous charge p.....	36
Figure 2.25 : Schéma statique de l'escalier sous charge j.....	37
Figure 2.26 : Schéma statique de la poutre palière.....	37
Figure 2.27 : Moment de torsion au niveau de la poutre palière.....	38
Figure 2.28 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	40
Figure 2.29 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	40
Figure 2.30 : Escalier hélicoïdale à noyau centrale.....	41
Figure 2.31 : Schéma de ferrailage de l'escalier hélicoïdale.....	42
Figure 2.32 : Poutre de chaînage au niveau de la cage d'ascenseur.....	42
Figure 2.33 : Bande noyée de la poutre de chaînage.....	44
Figure 2.34 : Schéma statique de l'acrotère.....	44
Figure 2.35 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	47
Figure 2.36 : Ascenseur électromécanique.....	48
Figure 2.37 : Schéma représentatif d'un ascenseur.....	49
Figure 2.38 : Schéma représentant la surface d'impact.....	52
Figure 2.39 : Schéma de ferrailage de la dalle.....	55
Figure 2.40 : Coupe du voile en élévation.....	56

<i>Figure 2.41 : Hauteur libre d'étage</i>	56
<i>Figure 2.42 : Plan de poteau le plus sollicité</i>	58

Chapitre 3

<i>Figure 3.1.Valeurs des pénalités P_q</i>	63
<i>Figure 3.2.Combinaison $G+0.2Q$</i>	63
<i>Figure 3.3.Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le RPA99/2003</i>	66
<i>Figure 3.4.Modélisation 3D de la structure sur ETABS 2016</i>	66
<i>Figure 3.5 : Définition de l'excentricité accidentelle</i>	67
<i>Figure 3.6: Disposition des voiles de contreventement et les voiles périphérique de la structure dans le sous-sol</i>	67
<i>Figure 3.7: Disposition des voiles de contreventement et les voiles périphérique dans RDC et Etage I</i>	68
<i>Figure 3.8: Disposition des voiles de contreventement dans la suite des niveaux</i>	68
<i>Figure 3.9 : 1^{er} mode de vibration (translation suivant X)</i>	69
<i>Figure 3.10 : 2^{ème} mode de vibration (translation suivant Y)</i>	69
<i>Figure 3.11 : 3^{ème} mode de vibration (torsion suivant Z)</i>	69
<i>Figure 3.12 : L'amplification de l'action sismique E_y et E_x sur ETABS2016</i>	73
<i>Figure 3.13 : Les efforts tranchants dans chaque niveau sous E_x, E_y</i>	73
<i>Figure 3.14 : Les déplacements dans chaque niveau sous E_x, E_y</i>	75

Chapitre 4

<i>Figure 4.1 : Zone modale</i>	79
<i>Figure 4.2 : Les différents types des cadres et épingles</i>	80
<i>Figure 4.3 : Section d'un poteau</i>	85
<i>Figure 4.4 : Longueur de recouvrement</i>	86
<i>Figure 4.5 : Schéma de ferrailage des poteaux</i>	88
<i>Figure 4.6 : Disposition constructive des armatures des poteaux (RDC)</i>	89
<i>Figure 4.7 :Longueur de recouvrement</i>	92
<i>Figure 4.8 : Diagramme du moment max à l'ELS</i>	94
<i>Figure 4.9 : Premier cas de zone nodale (poutre principale)</i>	95
<i>Figure 4.10 : Deuxième cas de zone nodale (poutre principale)</i>	95
<i>Figure 4.11 : Schéma de ferrailage des poutres principales (RDC)</i>	97
<i>Figure 4.12 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires (RDC)</i>	99
<i>Figure 4.13 : Disposition des armatures verticales (vue en plan)</i>	100
<i>Figure 4.14 : Disposition des voiles de contreventement</i>	101
<i>Figure 4.15 : Zone tendue et courante</i>	102
<i>Figure 4.16 : Schéma de ferrailage du voile V_{x6}</i>	106

Chapitre 5

<i>Figure 5.1 : Schéma d'une semelle isolée</i>	108
<i>Figure 5.2 : Schéma d'une semelle filante</i>	108
<i>Figure 5.3 : Présentation de la zone d'impact de la charge concentré</i>	110
<i>Figure 5.4 : Vue en plan radier (SOCOTEC)</i>	111
<i>Figure 5.5 : Panneau de dalle</i>	112
<i>Figure 5.6 : Schéma de ferrailage du radier</i>	114

Figure 5.7 : Schéma statique de la nervure dans le sens X-X.....	115
Figure 5.8 : Chargement de la nervure sens (xx) à l'ELU	116
Figure 5.9 : Diagrammes des moments fléchissant de la nervure sens (xx) (ELU).....	116
Figure 5.10 : Diagrammes des moments fléchissant de la nervure sens (xx) (ELS).....	116
Figure 5.11 : Diagramme des efforts tranchant de la nervure sens (xx)	116
Figure 5.12 : Schéma de la nervure	117
Figure 5.13 : Schéma statique de la nervure dans le sens Y-Y	118
Figure 5.14 : Chargement de la nervure sens (YY) à l'ELU	118
Figure 5.15 : Diagrammes des moments fléchissant de la nervure sens (YY) (ELU)	119
Figure 5.16 : Diagrammes des moments fléchissant de la nervure sens (YY) (ELS).....	119
Figure 5.17 : Diagrammes des efforts tranchant de la nervure sens (YY).....	119
Figure 5.18 : Schéma de ferrailage d'un radier nervuré.....	123
Figure 5.19 : Poussée des terres sur un voile périphérique.....	123
Figure 5.20 : Répartition des contraintes sur le mur	124
Figure 5.21 : Schéma de ferrailage du voile périphérique	126

Liste des tableaux

Chapitre 1

Tableau.1.1 : Les contraintes admissibles et les ancrages des fondations	2
Tableau 1.2 : Dosage pour 1m^3 du béton	4
Tableau 1.3 : Caractéristique mécanique de l'acier	5

Chapitre 2

Tableau 2.1 : Différent types de poutrelles.....	9
Tableau 2.2 : Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux ..	9
Tableau 2.3 : Evaluation des charges de plancher à corps creux	10
Tableau 2.4 .Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	10
Tableau 2.5 . Sollicitation à l'ELU et l'ELS dans le premier type de poutrelles	15
Tableau 2.6 . Calcul des sections dans le type 6	22
Tableau 2.7 . Vérification des états limites de déformation.....	23
Tableau 2.8 . Schémas de ferrailage des poutrelles	23
Tableau 2.9 . Pré-dimensionnement des dalles pleines	25
Tableau 2.10 .Evaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.....	26
Tableau 2.11 .Evaluation des charges d'un panneau dalle pleine d'une terrasse inaccessible	26
Tableau 2.12 .Les sollicitations dans la dalle console	27
Tableau.2.13 . Calcul de ferrailage de la dalle console	27
Tableau 2.14 .Evaluation des charges de la volée type I	32
Tableau 2.15 .Evaluation des charges du palier.....	32
Tableau 2.16 .Evaluation des charges sur l'escalier	32
Tableau 2.17 .Ferrailage de l'escalier	34
Tableau 2.18 .Vérification des contraintes à L'ELS	34
Tableau2.19 .Vérification de la flèche.....	36
Tableau 2.20 .Ferrailage de la poutre palière	37
Tableau.2.21 .Vérification des contraintes à l'ELS.....	39
Tableau 2.22 .Ferrailage de l'escalier	41
Tableau 2.23 .Evaluation de la flèche.....	41
Tableau2.24 . Ferrailage de la poutre chaînage.	42
Tableau 2.25 . Vérification des contraintes à L'ELS.....	42
Tableau 2.26 . Différentes combinaisons d'actions.....	44
Tableau 2.27 .Ferrailage de la dalle	49
Tableau.2.28 .Vérification des contraintes.	50
Tableau 2.29 .Ferrailage de la dalle supérieure d'ascenseur.....	51
Tableau 2.30 .Vérification de la condition de non fragilité.	52
Tableau 2.31 . Vérification des contraintes dans le béton.	53
Tableau.2.32 . Vérification de contraintes dans l'acier.....	53
Tableau.2.33 . Section préalables des poteaux.....	55
Tableau 2.34 .Vérification des déformés poteaux à la compression	57
Tableau 2.35 .Vérification au flambement.	58
Tableau 2.36 .Dimensions finales des éléments structuraux.	59

Chapitre 3

Tableau 3.1. Période de vibration et taux de participation des masses modales.	69
Tableau 3.2. Interaction sous charges verticales sans voiles périphériques.	70
Tableau 3.3. Interaction sous charges verticales dans la présence des voiles périphériques	70
Tableau 3.4. Interaction sous charges horizontales.	70
Tableau 3.5. Vérification de l'effort tranchant à la base.	71
Tableau 3.6. Vérification de l'effort normal réduit.	73
Tableau 3.7. Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).	73
Tableau 3.8. Vérification des déplacements relatifs (sens y-y)	74
Tableau 3.9. Vérification de l'effet de second ordre suivant X	75
Tableau 3.10. Vérification de l'effet de second ordre suivant Y	75
Tableau 3.11. Dimensions finales de tous les éléments structuraux.	76

Chapitre 4

Tableau 4.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	78
Tableau 4.2. Les sollicitations dans les poteaux	80
Tableau 4.3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux	82
Tableau 4.4. Armatures transversales dans les poteaux	83
Tableau 4.5. Justification de la section réduite des poteaux	84
Tableau 4.6. Vérification des contraintes dans le béton	84
Tableau 4.7. Vérification des sollicitations tangentielles	85
Tableau 4.8. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres	89
Tableau 4.9. Les armatures longitudinales dans les poutres	91
Tableau 4.10. Vérification des contraintes tangentielles	92
Tableau 4.11. Vérification au cisaillement	92
Tableau 4.12. Vérification de la contrainte limite de béton	93
Tableau 4.13. Vérification de la flèche des poutres	93
Tableau 4.14. Vérification des zones nodales	95
Tableau 4.15. Schémas de ferrailage des poutres principales (30×40) selon tous les niveaux	96
Tableau 4.16. Schémas de ferrailage des poutres secondaires (30×35) selon tous les niveaux	97
Tableau 4.17. Les sollicitations dans le voile V_{x2}	100
Tableau 4.18. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans les autres niveaux	102
Tableau 4.19. Les sollicitations dans le voile V_{y1} , V_{y3}	103
Tableau 4.20. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} , V_{y3} dans tous les niveaux	103
Tableau 4.21 : les sollicitations dans le voile V_{y2} , V_{y4}	103
Tableau 4.22 : Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} , V_{y4}	103
Tableau 4.23 : les sollicitations dans le voile V_{y5}	104
Tableau 4.24 : Sollicitations et ferrailage du voile V_{y5}	104
Tableau 4.25 : les sollicitations dans le voile V_{x1}	104
Tableau 4.26 : Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1}	104

Chapitre 5

Tableau 5.1 : Les efforts agissant sur la semelle	107
Tableau 5.2. Les caractéristiques géométriques	110
Tableau 5.3 : Sections de ferrailage	111
Tableau 5.4. Vérification des contraintes	112

Tableau 5.5. Section d'armateur du radier à l'ELS.....	113
Tableau 5.6. Répartition des charges selon ligne de rupture.....	114
Tableau 5.7. Sollicitations de la nervure dans le sens X-X à l'ELU.....	115
Tableau 5.8. Sollicitations de la nervure dans le sens X-X à l'ELS	116
Tableau 5.9. Sections de ferrailage	116
Tableau 5.10. Vérification des contraintes.....	117
Tableau 5.11. Section d'armateur aux niveaux des travées et des appuis à l'ELS.....	117
Tableau 5.12. Sollicitations de la nervure dans le sens Y-Y à l'ELU	118
Tableau 5.13. Sollicitations de la nervure dans le sens Y-Y à l'ELU.....	119
Tableau 5.14. Sections de ferrailage	119
Tableau 5.15. Vérification des contraintes	120
Tableau 5.16. Section d'armateur aux niveaux des travées et des appuis à l'ELS	120
Tableau 5.17. Tableau de ferrailage des nervures	121
Tableau 5.18. Sections de ferrailage de voile périphérique.	123
Tableau 5.19. Vérification des contraintes	124
Tableau 5.20. Section d'armateur à l'ELS.....	124

INTRODUCTION

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor mondial et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité d'ériger dans le domaine du bâtiment.

A cet effet, le secteur du bâtiment et de la construction est l'un des secteurs les plus concerné par les enjeux du développement durable, ce dernier est le premier élément à être touché par les catastrophes naturelles comme par exemple le séisme

Comme toutes les catastrophes naturelles les séismes sont des phénomènes complexes, fortement endommageant et dévastateurs. Ce phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire.

Dans le but de préserver des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs en génie civils sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'activité sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels ainsi que des facteurs déterminant le comportement dynamique

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, nous avons procédé à l'étude d'un bâtiment comportant un RDC en plus de sept (07) étages à usage d'habitation, implanté dans une zone de moyenne sismicité.

Ce présent projet qui nous a été proposé, a déjà fait l'objet d'une étude par nos prédécesseurs à cet effet nous avons consacré notre étude à trouver des améliorations sur le plan architectural afin d'examiner et de trouver des solutions sur le plan économique.

1. Introduction

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans le processus de construction des ouvrages. L'étude d'un ouvrage en béton armé nécessite des après-requis de base sur lesquels l'ingénieur prend appuis, dans le but d'obtenir un model sécuritaire et économique.

Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant notre formation universitaire.

Il est aussi très important de bien comprendre la conception architecturale du projet à étudier. Ce chapitre est consacré à la présentation du projet à étudier.

2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage consiste à étudier une promotion immobilière au profit de M^r MERIDJA Nouredine, soit un bâtiment en R+7+Sou-sol. Le sous-sol est affecté au stationnement automobile (parking), tandis que les autres étages sont à usage d'habitation conçu de trois logements par niveaux (F3+ F4). Par ailleurs cette bâtisse est constitué de deux types d'escalier (à deux volée qui relie le RDC aux autres niveaux et hélicoïdale qui relie le sous-sol au 2^{ème} étage).

D'après les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 version 2003**), le projet sera implanté à AKHNAK EL-BIR TAGHZOUYTH wilaya de BEJAIA qui est classé comme zone de moyenne sismicité (IIa) et le bâtiment appartient au groupe d'usage 2 (importance moyenne).

Les plans architecturaux ont été modifiés pédagogiquement suite à la requête du promoteur (voir figure 1.1). A commencer au niveau des éléments secondaires à savoir : les travées, on a créé un palier de départ à l'escalier principal afin de réduire la longueur du palier de repos, on a allongé les trois premiers niveaux jusqu'à la limite du bâtiment, on a éliminé les décrochements à cet effet on a créé un passage menant aux logements adjacents de type F3 dans le but de comparer l'économie des deux études.

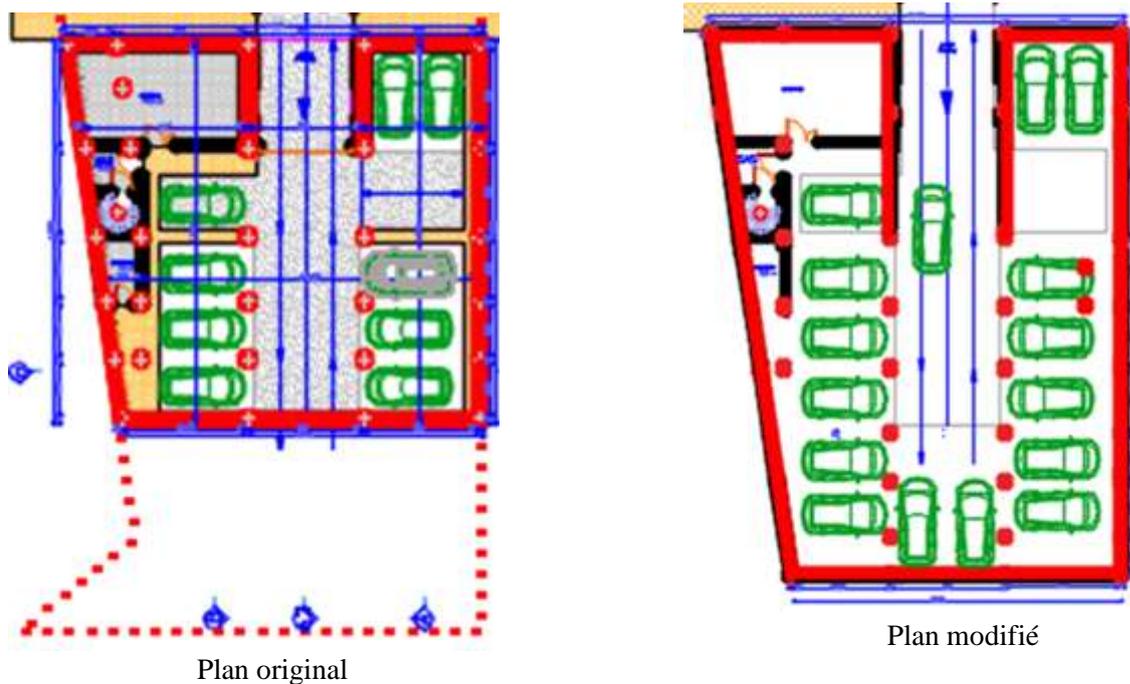


Figure 1.1 : Représentation des plans

3. Caractéristiques géométrique de la structure

La bâtisse a une largeur en plans de 19.35m et une longueur de 23.40m, sa hauteur totale à partir de la base jusqu'au dernier niveau sans tenir compte de l'acrotère est de 25,46m et avec l'acrotère 26.06m, il a été adopté un même niveau pour tous les étages qui est égale à +2.80 (2.80m) tandis que le sous-sol est égale à -3.06 (3.06m).

4. Données du site

Le site objet de notre étude est destiné pour une réalisation d'une promotion immobilière au lieu-dit AKHNAK EL-BIR village TAGHZIOUTH (w) Bejaia. D'après les conclusions géotechniques, notre sol est classé en étant un site ferme (S2), au vu des essais in-situ l'ancrage minimal des fondations est $D=4.00\text{m}$ par rapport au bas du talus par ailleurs la contrainte admissible est égale à 2.5bars (voir tableau 1.1). Enfin l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du **RPA99V2003**.

Tableau 1.1 : Les contraintes admissibles et les ancrages des fondations.

Ancrage (D) en mètre/bas talus	1.5	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50
Contrainte admissible (Qadm) en bars	1.00	1.30	1.80	2.00	2.30	2.50	3.00



Figure 1.2 : Maquette de la structure

5. Actions et sollicitations

5.1.Action : Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états qui entraînent des déformations de la structure.

- Charge permanentes (G).
- Charge d'exploitation (Q).
- Action accidentelles (E).

5.2. Sollicitations : Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

6. Combinaison des actions

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

$$\text{Situation Durable (courante)} : \begin{cases} \text{ELU} & 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS} & G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situation accidentelles} : \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

7. Caractéristiques des matériaux

7.1. Le Béton

C'est un matériau composite, il est le résultat de différents constituants mélangés dans des proportions pouvant varier. De manière générale les principaux composants employés sont : le ciment, granulats, adjuvants et l'eau.

Le ciment : c'est un liant hydraulique par excellence. Ce dernier est généralement composé de calcaire d'argile. Il fait partie des principaux composants du béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide, liant ses constituants entre eux, et lui confère certaines caractéristiques essentielles telles que sa résistance.

Les granulats : d'origine naturelle ou artificielle, sont des grains minéraux de dimensions variables. En tant que principaux composants du béton, ils lui transmettent certaines caractéristiques techniques et esthétiques, notamment sa résistance. C'est l'ensemble des grains minéraux composés de :

- Sable : grains $0.08\text{mm} < d < 5\text{mm}$
- Gravillon : $3\text{mm} < d < 25\text{mm}$
- Cailloux : $d > 25\text{mm}$

Adjuvants : L'adjuvant est un produit ajouté en très faible quantité aux bétons, mortiers ou coulis, avant ou pendant le malaxage. La dose est inférieure à 5 % du poids du ciment. Le but est d'améliorer certaines propriétés du béton, qu'il soit à l'état frais pendant la prise et le durcissement, ou à l'état durci.

Tableau 1.2 : dosage pour un 1m^3 du béton.

Éléments	Ciment	Sable ($0 < d < 5\text{mm}$)	Gravillons ($3 < d < 15\text{mm}$)	Gravier ($15 < d < 15\text{mm}$)	Eau
Dosage (kg)	350	400	800		175 L

7.1.1. Résistance caractéristique du béton

1. Résistance à la compression : Selon sa composition le béton peut présenter une résistance à la compression, elle est définie à 28J d'âge notée f_{cj} .

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

2. Résistance à la traction : en général la valeur de la résistance à la traction d'un béton estimé proche de 10%, définie par cette formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$.

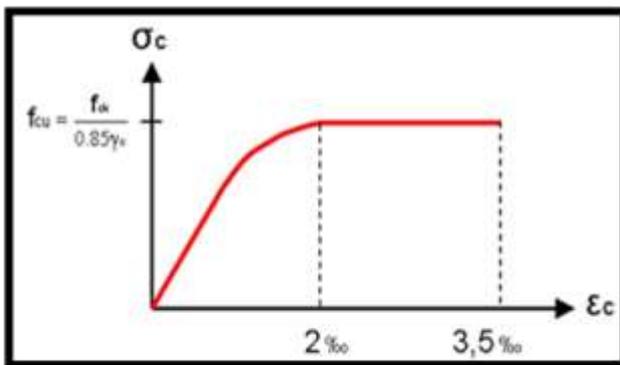


Figure 1.3 : Diagramme de déformation du béton à l'ELU

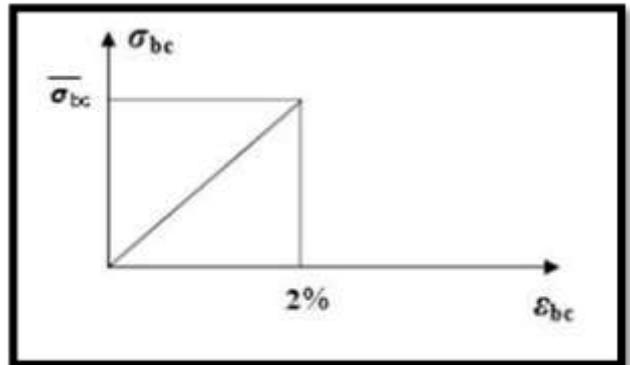


Figure 1.4 : Diagramme de déformation du béton à l'ELS

7.2.L'acier

C'est un alliage métallique constitué de fer et carbone de faible pourcentage. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton, on distingue 3 types :

- Aciers ronds lisses (RL).
- Aciers haute adhérence (HA)
- Treillis soudés

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000\text{MPa}$

7.2.1.Caractéristiques de l'acier

Tableau 1.3 : Caractéristique mécanique de l'acier

Type	Désignation	Limite d'élasticité fe (MPa)
Ronds lisses	Fe E22	215
	Fe E24	235
Barres à haute adhérence	Fe TE 40	235
	Fe TE 50	500
Treillis soudés	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 de type 1.

7.2.2.Contrainte limite

La contrainte limite de traction dans l'acier est déterminée à partir de la relation :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{pour } \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \epsilon_s & \text{pour } \epsilon_s \leq \epsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$ et $\begin{cases} \gamma_s = 1.5 & \text{cas courant} \\ 1 & \text{cas accidentel} \end{cases}$

Pour le cas de ce projet :

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{pour situation courant} \\ 400 \text{ MPa} & \text{pour situation accidentelle} \end{cases}$$

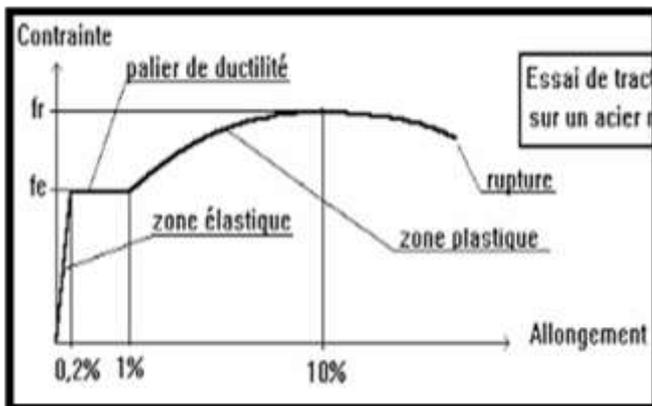


Figure 1.5 : Diagramme de déformation de l'acier à l'ELU

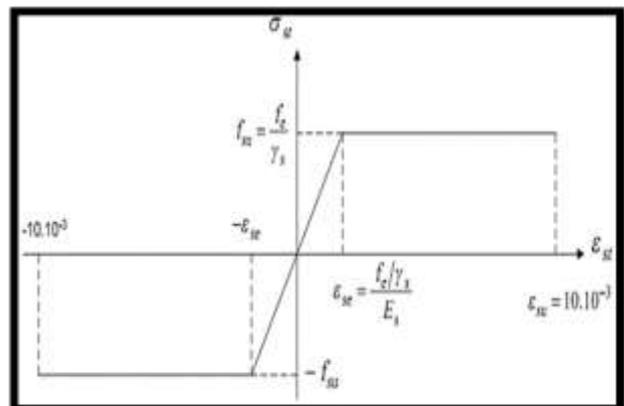


Figure 1.6 : Diagramme de déformation de l'acier à l'ELS

8. Règlements et normes

- RPA99 /2003.
- BAEL91/ 99.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2
- DTR B.C.2.33.

9. Conclusion

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données comme suit :

Pour le béton

- Résistance caractéristiques = 25Mpa.
- Contrainte limite à l'ELU :
 - Situation durable : 14.2Mpa.
 - Situation accidentelle : 18.48Mpa.
- Contrainte limite à l'ELS $\overline{\sigma}_{bc}$ = 15Mpa.

Pour l'acier

- Limite d'élasticité F_e = 400Mpa.
- Module d'élasticité $E= 2 \times 10^5$ Mpa.
- Contrainte limite à l'ELU :
 - Situation courante 348Mpa.
 - Situation accidentelle 400Mpa.
- Contrainte limite à l'ELS $\overline{\sigma}_{st}$:
 - Fissuration nuisible : 201.63Mpa.
 - Fissuration très nuisible : 164.97M

Chapitre 02

Calcul des éléments secondaires et pré-dimensionnement des éléments porteurs

1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements **RPA99V2003** et **BAEL91**.

2. Calculs des éléments secondaires

Ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partis du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers et balcons).

2.1. Les planchers

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux. Pour notre structure, on utilise deux types :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

2.1.1. Plancher à corps creux

Le pré-dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad [\text{CBA 93 Art B.6.8.4.2}]$$

Avec :

L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis selon le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : La hauteur totale du plancher.

Pour les niveaux -3.06 m ; +0.00 m ; +2.80 m et +5.60 m : On a $L_{max} = 420\text{cm}$

$$\text{Donc } L_{max} = 410 - 30 = 380 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{390}{22.5} = 16.33 \text{ cm.}$$

$$h_t = 20\text{cm.}$$

Pour les autres niveaux : On a $L_{max} = 305\text{cm}$

$$\text{D'où } L_{max} = 305 - 30 = 275\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{275}{22.5} = 12.22 \text{ cm.}$$

$$h_t = 20\text{cm.}$$

Alors on adopte un plancher d'une épaisseur de 20cm : $\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm : l'épaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm : dalle de compression.} \end{array} \right.$

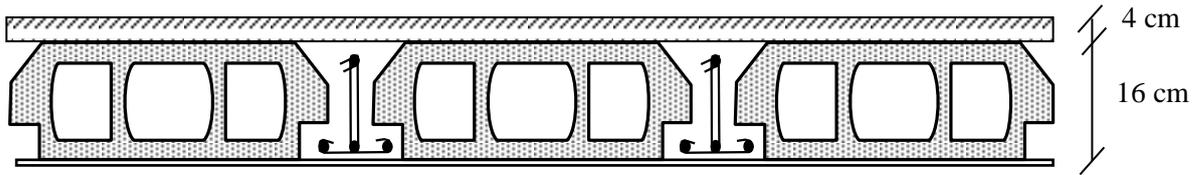


Figure 2.1. Plancher à corps creux.

- **Poutrelles**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges vers les poutres principales :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Critère de la petite portée.
- Critère de la continuité.

Détermination de la largeur de la table de compression

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12 \text{ cm}) \text{ d'où } b_0 = 10 \text{ cm.}$$

Selon le [CBA93 (art4.1.3)] :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_{ymin}}{10}\right)$$

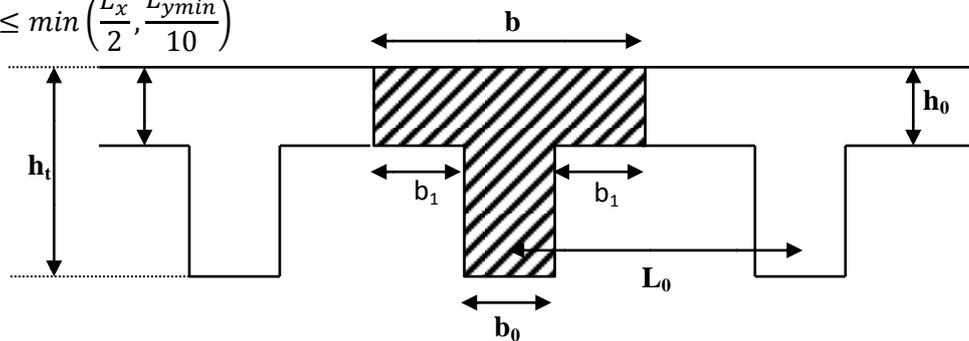


Figure 2.2. Dimensions d'une poutrelle.

$b_0 = 10 \text{ cm}$ largeur de la nervure.

$L_x = 55 \text{ cm}$ distance entre nus de poutrelles.

$L_{ymin} = 245 \text{ cm}$ distance minimale entre nus d'appuis des poutrelles.

$h_0 = 4 \text{ cm}$ épaisseur de la dalle de compression.

$h_t = 20 \text{ cm}$ hauteur totale de la poutrelle.

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{245}{10}\right) \Rightarrow \min = (27.5 ; 24.5) \text{ d'où } b = 65 \text{ cm.}$$

Disposition des poutrelles

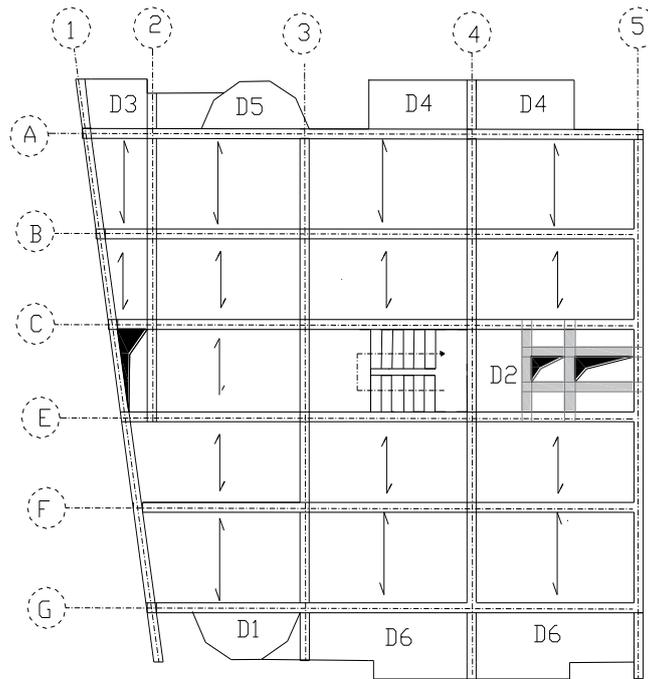


Figure 2.3. Sens de la disposition des poutrelles (étage courant)

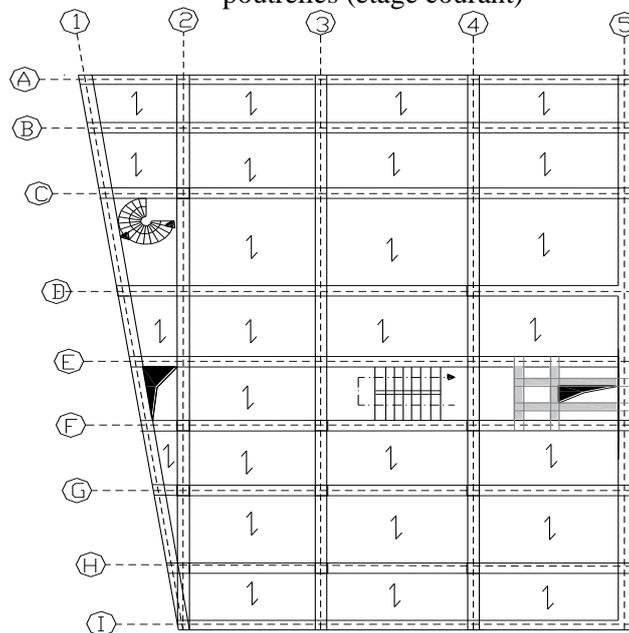
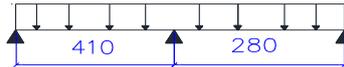
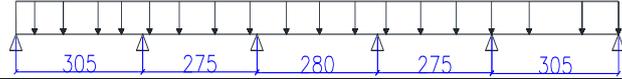
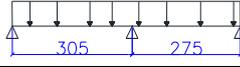
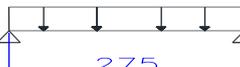


Figure 2.4. Sens de la disposition des poutrelles (RDC)

A. Différent type de poutrelle

Tableau 2.1 : Différent type de poutrelle

Niveau	Type	Schéma statique
Sous-sol + RDC + ETAGE 1	01	
	02	
	03	

+ Etage courant + Terrasse Inaccessible	04	
	05	
	06	
	07	

B. Evaluation du chargement du plancher à corps creux

Tableau 2.2 : Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux.

Description des éléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Gravillons de protection	0.04	0.80
Etanchéité multicouche	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.01
Forme de pente	0.10	2.20
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2,85
Enduit de ciment	0.015	0.27
Charge permanente G		6.25
Charge d'exploitation Q		1

Tableau 2.3 : Evaluation des charges de plancher à corps creux.

Description des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Cloison de séparation	0.1	1.00
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de ciment	0.015	0.27
Charge permanente G		5.28
Charge d'exploitation Q		1.5

C. Méthode des sollicitations

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

➤ **Méthode forfaitaire**

Domaine d'application

Pour déterminer les moments sur appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions a, b, c et d sont vérifiées :

- la méthode s'applique aux constructions courantes, c'est-à-dire lorsque $Q \leq \min(2G, 5KNm^2)$.
- les moments d'inertie des sections transversales sont identiques le long de la poutre.
- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- la fissuration est considérée peu nuisible (FPN).

➤ **Méthode de Caquot**

Domaine d'application

La méthode s'applique essentiellement aux poutres-planchers, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation relativement élevées : $Q > \min(2G, 5KNm^2)$. Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions de la méthode forfaitaire n'est pas validée, dans ce cas il faut appliquer la méthode

de Caquot minorée qui consiste à prendre $G' = \frac{2G}{3}$ pour le calcul des moments sur appui seulement, et de reprendre la totalité de G pour le calcul des moments en travées.

Principe de la méthode

Elle tient compte de :

- La variation du moment d’inertie due aux variations de la largeur de la table de compression.
- L’amortissement de l’effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l’appui.

- Calculs des charges et surcharges revenant aux poutrelles

À l’ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$ $p_u = 0.65 \times q_u$

A l’ELS : $q_s = G + Q$ $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau 2.4 : Charges et surcharges d’exploitation sur les poutrelles.

Elément	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q_u (KN/m ²)	p_u (KN/m)	q_s (KN/m ²)	p_s (KN/m)
Terrasse inaccessible	6.25	1	9.93	6.45	7.25	4.71
Etage d’habitation	5.28	1.5	9.38	6.01	6.78	4.41

Exemple de calcul sur la méthode de Caquot

On prendra comme exemple la poutrelle type 1 du plancher corps creux qui se trouve au niveau du sous-sol.

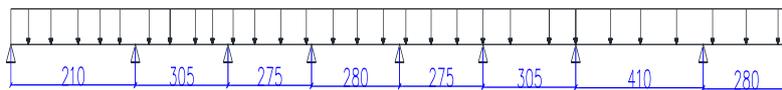


Figure 2.5 : Poutrelle type 1

a. Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire

$Q \leq \min(2 \times 5.28, 5KN/m^2) = 5KN/m^2$ Vérifiée

$\frac{L_i}{L_j} + 1 = \frac{4.10}{3.05} = 1.34 \notin [0.8 ; 1.25]$

Dans ce cas la méthode forfaitaire n’est pas vérifiée pour ce type car la 3^{ème} condition n’est pas vérifiée, donc on appliquera la méthode de Caquot minoré, qui consiste à remplacer G par G’.

b. Calcul des sollicitations

$G' = \frac{2}{3}G$

$G' = \frac{2}{3} \times 5.28 = 3.52KN/m^2$

$p'_u = (1.35 \times 3.52 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 4.55 KN/m$

$p'_s = (3.52 + 1.5) \times 0.65 = 3.26KN/m$

c. Calcul des moments

✓ Appuis de rives ($M_a ; M_j$)

$M_a = M_j = -0.15M_0$ Avec $M_0^1 = M_0^1$

Alors $M_a = M_j = -0.15M_0^1$

$$\text{ELU} : M_a = M_i = -0.15 \times \frac{4.55 \times 2.8^2}{8} = -0.66 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_a = M_i = -0.15 \times \frac{3.26 \times 2.8^2}{8} = -0.48 \text{ KN.m}$$

✓ Appui B

$$M_B = - \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

→ Longueur fictive:

$$l'_g = l_g = 2.1\text{m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 2.44\text{m}$$

$$\text{ELU} : M_B = - \frac{4.55 \times 2.1^3 + 4.55 \times 2.44^3}{8.5(2.1 + 2.44)} = -2.8 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_B = - \frac{3.26 \times 2.1^3 + 3.26 \times 2.44^3}{8.5(2.1 + 2.44)} = -2.01 \text{ KN.m}$$

✓ Appui C

$$M_C = - \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

→ Longueur fictive:

$$l'_g = 0.8l_g = 2.44\text{m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 2.2\text{m}$$

$$\text{ELU} : M_C = - \frac{4.55 \times 2.44^3 + 4.55 \times 2.2^3}{8.5(2.2 + 2.44)} = -2.90 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_C = - \frac{3.26 \times 2.44^3 + 3.26 \times 2.2^3}{8.5(2.2 + 2.44)} = -2.08 \text{ KN.m}$$

✓ Appui F

$$M_F = - \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

→ Longueur fictive:

$$l'_g = 0.8l_g = 2.2\text{m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 2.44\text{m}$$

$$\text{ELU} : M_F = - \frac{4.55 \times 2.2^3 + 4.55 \times 2.44^3}{8.5(2.2 + 2.44)} = -2.90 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_F = - \frac{3.26 \times 2.2^3 + 3.26 \times 2.44^3}{8.5(2.2 + 2.44)} = -2.08 \text{ KN.m}$$

✓ Appui G

$$M_G = - \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

→ Longueur fictive:

$$l'_g = 0.8l_g = 2.44\text{m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 3.28\text{m}$$

$$\text{ELU} : M_G = - \frac{4.55 \times 2.44^3 + 4.55 \times 3.28^3}{8.5(2.2 + 3.28)} = -4.86 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_G = - \frac{3.26 \times 2.44^3 + 3.26 \times 3.28^3}{8.5(2.2 + 3.28)} = -3.48 \text{ KN.m}$$

✓ Appui D

$$M_D = - \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

→ Longueur fictive:

$$l'_g = 0.8l_g = 2.2\text{m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 2.24\text{m}$$

$$\text{ELU} : M_D = - \frac{4.55 \times 2.2^3 + 4.55 \times 2.24^3}{8.5(2.2 + 2.24)} = -2.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_D = - \frac{3.26 \times 2.2^3 + 3.26 \times 2.24^3}{8.5(2.2 + 2.24)} = -1.89 \text{ KN.m}$$

✓ Appui E

$$M_E = - \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

→ Longueur fictive:

$$l'_g = 0.8l_g = 2.24\text{m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 2.2\text{m}$$

$$\text{ELU} : M_E = - \frac{4.55 \times 2.24^3 + 4.55 \times 2.2^3}{8.5(2.2 + 2.24)} = -2.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_E = - \frac{3.26 \times 2.24^3 + 3.26 \times 2.2^3}{8.5(2.2 + 2.24)} = -1.89 \text{ KN.m}$$

✓ Appui H

$$M_H = - \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

→ Longueur fictive:

$$l'_g = 0.8l_g = 3.28\text{m}$$

$$l'_d = 0.8l_d = 2.22\text{m}$$

$$\text{ELU} : M_H = - \frac{4.55 \times 3.28^3 + 4.55 \times 2.27^3}{8.5(2.27 + 3.28)} = -4.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_H = - \frac{3.26 \times 3.28^3 + 3.26 \times 2.27^3}{8.5(2.27 + 3.28)} = -3.24 \text{ KN.m}$$

d. Calculs des moments en travée

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0 = \frac{qx}{2} \cdot (1 - x)$$

$$x_0 = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

✓ Travée AB

ELU :

$$X_0 = \frac{2.1}{2} - \frac{2.8}{6.01 \times 2.1} = \mathbf{0.82 \text{ m}}$$

$$M_t(x) = \frac{6.01 \times 0.82}{2} \cdot (2.1 - 0.82) - 2.8 = \mathbf{2.06 \text{ KN.m}}$$

ELS :

$$X_0 = \frac{2.1}{2} - \frac{2.01}{4.41 \times 2.1} = \mathbf{0.82 \text{ m}}$$

$$M_t(x) = \frac{4.41 \times 0.82}{2} \cdot (2.1 - 0.90) - 2.01 \left(\frac{0.82}{2.1}\right) = \mathbf{1.38 \text{ KN.m}}$$

✓ Travée BC

ELU :

$$X_0 = \frac{3.05}{2} - \frac{-2.8 + 2.90}{6.01 \times 3.05} = \mathbf{1.52 \text{ m}}$$

$$M_t(x) = \frac{6.01 \times 1.52}{2} \cdot (3.05 - 1.52) - 2.8 \left(1 - \frac{1.52}{3.05}\right) - 2.90 \left(\frac{1.52}{3.05}\right) = \mathbf{4.13 \text{ KN.m}}$$

ELS :

$$X_0 = \frac{3.05}{2} - \frac{-2.01 + 2.08}{4.41 \times 3.05} = \mathbf{1.52 \text{ m}}$$

$$M_t(x) = \frac{4.41 \times 1.52}{2} \cdot (3.05 - 1.52) - 2.01 \left(1 - \frac{1.52}{3.05}\right) - 2.08 \left(\frac{1.52}{3.05}\right) = \mathbf{3.08 \text{ KN.m}}$$

✓ Travée CD

ELU :

$$X_0 = \frac{2.75}{2} - \frac{-2.90 + 2.63}{9.38 \times 2.75} = \mathbf{1.39 \text{ m}}$$

$$M_t(x) = \frac{6.01 \times 1.39}{2} \cdot (2.75 - 1.39) - 2.90 \left(1 - \frac{1.39}{2.75}\right) - 2.63 \left(\frac{1.39}{2.75}\right) = \mathbf{2.91 \text{ KN.m}}$$

ELS :

$$X_0 = \frac{2.75}{2} - \frac{-2.08 + 1.89}{4.41 \times 2.75} = \mathbf{1.39 \text{ m}}$$

$$M_t(x) = \frac{4.41 \times 1.38}{2} \cdot (2.75 - 1.39) - 2.08 \left(1 - \frac{1.39}{2.75}\right) - 1.89 \left(\frac{1.39}{2.75}\right) = \mathbf{2.15 \text{ KN.m}}$$

✓ Travée DE

ELU :

$$X_0 = \frac{2.8}{2} - \frac{-2.63 + 2.63}{6.01 \times 2.9} = \mathbf{1.40 \text{ m}}$$

$$M_t(x) = \frac{6.01 \times 1.40}{2} \cdot (2.8 - 1.40) - 2.63 \left(1 - \frac{1.40}{2.8}\right) - 2.63 \left(\frac{1.40}{2.8}\right) = \mathbf{3.25 \text{ KN.m}}$$

ELS :

$$X_0 = \frac{2.8}{2} - \frac{-1.89 + 1.89}{4.41 \times 2.9} = \mathbf{1.40 \text{ m}}$$

$$Mt(x) = \frac{4.41 \times 1.40}{2} \cdot (2.8 - 1.40) - 1.89 \left(1 - \frac{1.40}{2.8}\right) - 1.89 \left(\frac{1.40}{2.8}\right) = 2.43KN.m$$

✓ Travée EF

ELU :

$$X_0 = \frac{2.75}{2} - \frac{-2.63 + 2.90}{6.01 \times 2.75} = 1.36 m$$

$$Mt(x) = \frac{6.01 \times 1.36}{2} \cdot (2.75 - 1.36) - 2.63 \left(1 - \frac{1.36}{2.75}\right) - 2.90 \left(\frac{1.36}{2.75}\right) = 2.91 KN.m$$

ELS :

$$X_0 = \frac{2.75}{2} - \frac{-1.89 + 2.08}{4.41 \times 2.75} = 1.36 m$$

$$Mt(x) = \frac{4.41 \times 1.36}{2} \cdot (2.75 - 1.36) - 1.89 \left(1 - \frac{1.36}{2.75}\right) - 2.08 \left(\frac{1.36}{2.75}\right) = 2.18KN.m$$

✓ Travée FG

ELU :

$$X_0 = \frac{3.05}{2} - \frac{-2.90 + 4.84}{6.01 \times 3.05} = 1.42 m$$

$$Mt(x) = \frac{6.01 \times 1.40}{2} \cdot (3.05 - 1.40) - 2.90 \left(1 - \frac{1.40}{3.05}\right) - 4.84 \left(\frac{1.40}{3.05}\right) = 3.15KN.m$$

ELS :

$$X_0 = \frac{3.05}{2} - \frac{-2.08 + 3.47}{4.41 \times 3.05} = 1.42 m$$

$$Mt(x) = \frac{4.41 \times 1.38}{2} \cdot (3.05 - 1.38) - 2.08 \left(1 - \frac{1.38}{3.05}\right) - 3.47 \left(\frac{1.38}{3.05}\right) = 2.37 KN.m$$

✓ Travée GH

ELU :

$$X_0 = \frac{4.10}{2} - \frac{-4.86 + 4.53}{6.01 \times 4.10} = 2.06m$$

$$Mt(x) = \frac{6.01 \times 2.06}{2} \cdot (4.10 - 2.06) - 4.86 \left(1 - \frac{2.06}{4.10}\right) - 4.52 \left(\frac{2.06}{4.1}\right) = 7.93KN.m$$

ELS :

$$X_0 = \frac{4.10}{2} - \frac{-3.48 + 3.23}{4.41 \times 4.1} = 2.06 m$$

$$Mt(x) = \frac{4.41 \times 2.06}{2} \cdot (4.1 - 2.06) - 3.47 \left(1 - \frac{2.06}{4.1}\right) - 3.38 \left(\frac{2.06}{4.1}\right) = 6.29KN.m$$

✓ Travée HI

ELU :

$$X_0 = \frac{2.8}{2} - \frac{-4.53}{6.01 \times 2.8} = 1.66 m$$

$$Mt(x) = \frac{6.01 \times 1.66}{2} \cdot (2.80 - 1.66) - 4.53 \left(1 - \frac{1.55}{2.80}\right) = 3.66KN.m$$

ELS :

$$X_0 = \frac{2.8}{2} - \frac{-3.23}{4.41 \times 2.8} = 1.66 m$$

$$Mt(x) = \frac{4.41 \times 1.66}{2} \cdot (2.80 - 1.66) - 3.23 \left(1 - \frac{1.66}{2.80}\right) = 2.85KN.m$$

e. Effort tranchant

$$\begin{aligned}
 & \text{- Travée AB} \\
 & \left\{ \begin{aligned} V_A &= \frac{6.01 \times 2.1}{2} - \frac{2.8}{2.1} = \mathbf{4.97KN} \\ V_B &= -\frac{6.01 \times 2.1}{2} - \frac{2.8}{2.1} = \mathbf{-7.64KN} \end{aligned} \right. \\
 & \text{- Travée BC} \\
 & \left\{ \begin{aligned} V_B &= \frac{6.01 \times 3.05}{2} - \frac{-2.8+2.90}{3.05} = \mathbf{9.13KN} \\ V_C &= -\frac{6.01 \times 3.05}{2} - \frac{-2.8+2.90}{3.05} = \mathbf{-9.19KN} \end{aligned} \right. \\
 & \text{- Travée EF} \\
 & \left\{ \begin{aligned} V_E &= \frac{6.01 \times 2.75}{2} - \frac{-2.63+2.90}{2.75} = \mathbf{8,16KN} \\ V_F &= -\frac{6.01 \times 2.75}{2} - \frac{-3.62+2.90}{2.75} = \mathbf{-8.36KN} \end{aligned} \right. \\
 & \text{- Travée FG} \\
 & \left\{ \begin{aligned} V_F &= \frac{6.01 \times 3.05}{2} - \frac{-2.90+4.86}{3.05} = \mathbf{8.52KN} \\ V_G &= -\frac{6.01 \times 3.05}{2} - \frac{-2.90+4.86}{3.05} = \mathbf{-9.80KN} \end{aligned} \right. \\
 & \text{- Travée CD} \\
 & \left\{ \begin{aligned} V_C &= \frac{6.01 \times 2.75}{2} - \frac{-2.90+2.63}{2.75} = \mathbf{8.36KN} \\ V_D &= -\frac{6.01 \times 2.75}{2} - \frac{-2.90+2.63}{2.75} = \mathbf{-8.16KN} \end{aligned} \right. \\
 & \text{- Travée DE} \\
 & \left\{ \begin{aligned} V_D &= \frac{6.01 \times 2.80}{2} - \frac{-2.63+2.63}{3.80} = \mathbf{8.41KN} \\ V_E &= -\frac{6.01 \times 3.80}{2} - \frac{-2.63+2.63}{3.05} = \mathbf{-8.41KN} \end{aligned} \right. \\
 & \text{- Travée GH} \\
 & \left\{ \begin{aligned} V_D &= \frac{6.01 \times 4.1}{2} - \frac{-4.86+4.53}{4.1} = \mathbf{12.40KN} \\ V_E &= -\frac{6.01 \times 3.05}{2} - \frac{-4.86+4.53}{3.05} = \mathbf{-12.24KN} \end{aligned} \right. \\
 & \text{- Travée HI} \\
 & \left\{ \begin{aligned} V_D &= \frac{6.01 \times 2.8}{2} - \frac{-4.53}{2.8} = \mathbf{10.14KN} \\ V_E &= -\frac{6.01 \times 2.8}{2} - \frac{-4.53}{2.8} = \mathbf{-6.67KN} \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

Remarque : Les résultats des calculs à ELU et ELS :

Tableau 2.5 : Sollicitation à l'ELU et l'ELS dans le premier type de poutrelles

cas	Travée	L (m)	P (KN/m)		Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
			P	P'					
ELU	AB	2.10	9.38	6.01	0	-2.8	2.06	4.97	-7.64
	BC	3.05	9.38	6.01	-2.8	-2.9	4.13	9.13	-9.19
	CD	2.75	9.38	6.01	-2.9	-2.63	2.91	8.36	-8.16
	DE	2.80	9.38	6.01	-2.63	-2.63	3.25	8.41	-8.41
	EF	2.75	9.38	6.01	-2.63	-2.9	2.91	8,16	-8.36
	FG	3.05	9.38	6.01	-2.9	-4.86	3.15	8.52	-9.80
	GH	4.10	9.38	6.01	-4.86	-4.53	7.93	12.40	-12.24
	HI	2.80	9.38	6.01	-4.53	0	3.66	10.14	-6.67
ELS	AB	2.10	6.78	4.41	0	-2.01	1.38	-	-
	BC	3.05	6.78	4.41	-2.01	-2.08	3.08	-	-
	CD	2.75	6.78	4.41	-2.08	-1.89	2.15	-	-
	DE	2.80	6.78	4.41	-1.89	-1.89	2.43	-	-
	EF	2.75	6.78	4.41	-1.89	-2.08	2.18	-	-
	FG	3.05	6.78	4.41	-2.08	-3.48	2.37	-	-
	GH	4.10	6.78	4.41	-3.48	-3.24	6.29	-	-
	HI	2.80	6.78	4.41	-3.24	0	2.86	-	-

Dans le but d'avoir des résultats à partir de la méthode des éléments finis nous avons eu recours à l'utilisation du logiciel ETABS2016 les diagrammes suivant nous montre les résultats obtenus :

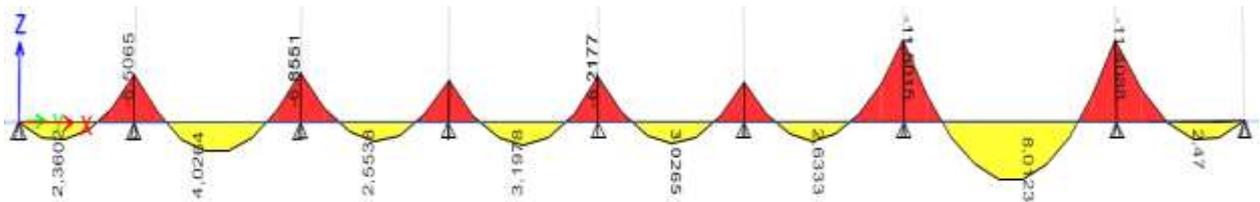


Figure 2.6 : Diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à huit travées (ELU)

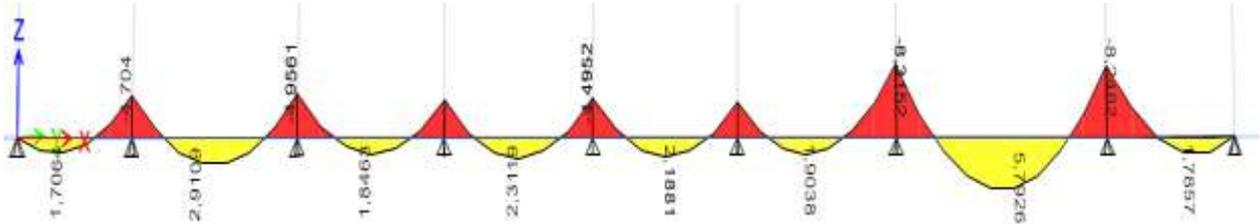


Figure 2.7 : Diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à huit travées (ELS)

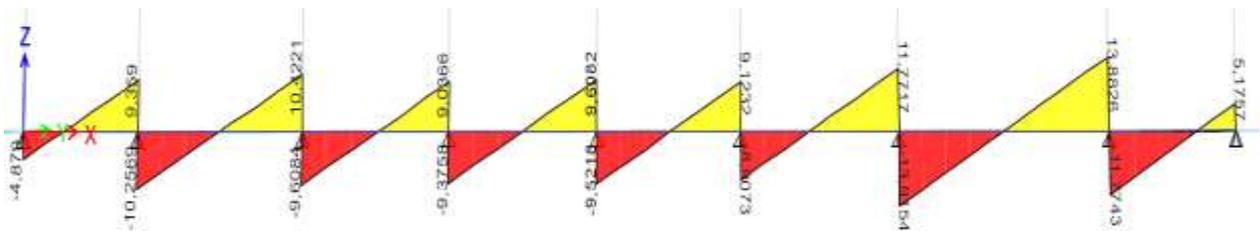


Figure 2.8 : Diagrammes des efforts tranchants dans la poutrelle à huit travées

N.B : On constate lors de notre étude qu'il y a une différence dans les résultats dû à la précision de du logiciel

- Ferrailage de la poutrelle

Les poutres sont ferrillées avec les sollicitations maximales obtenues comme des sections en T à la flexion simple.

- Calcul de la section d'armatures longitudinales

$$M_t = 7.93 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{inter} = -7.05 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{rive} = -1.42 \text{ KN.m}$$

$$V = 12.24 \text{ KN}$$

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 10 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; Fe = 400 \text{ MPA}; fc28 = 25 \text{ MPA}; d = 18 \text{ cm}$$

- Moment équilibré par la table de compression M_{tu}

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3$$

$$M_{tu} = 59.072 \text{ KN.m} > M_t$$

→ L'axe neutre se trouve dans la table de compression par conséquent le calcul se fait par étude d'une section rectangulaire (b×h)

▪ En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{7.93 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}) = \mathbf{0.033}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.039) = \mathbf{0.177}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{f_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{9.44 \times 10^{-3}}{348 \times 0.177}$$

$$A_t = \mathbf{1.28cm^2}$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = \mathbf{1.41cm^2}$$

▪ **En appuis**

○ **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{inter}}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{7.05 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = \mathbf{0.023} < \mathbf{0.186} \rightarrow \text{pivot } A \rightarrow A' = \mathbf{0}$$

$$\alpha = \mathbf{0.029}$$

$$Z = \mathbf{0.177}$$

$$A_a = \frac{M_a^{inter}}{f_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{7.05 \times 10^{-3}}{348 \times 0.177}$$

$$A_{tr} = \mathbf{1.14cm^2}$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = \mathbf{0.22cm^2}$$

○ **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.42 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = \mathbf{0.00047} < \mathbf{0.186} \rightarrow \text{pivot } A \rightarrow A' = \mathbf{0}$$

$$\alpha = \mathbf{0.0006}$$

$$Z = \mathbf{0.179}$$

$$A_a = \frac{M_a^{rive}}{f_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{1.42 \times 10^{-3}}{348 \times 0.165}$$

$$A_a = \mathbf{0.23cm^2}$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = \mathbf{0.22cm^2}$$

- **Choix de ferrailage**

$$A_t: 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{inter}: 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{rive}: 1HA10 = 0.57 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales BAEI 91/99 (art 5.1.2.2)**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par : $\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_L \right\}$.

Φ_L : Diamètre minimale des armatures longitudinales ($\Phi_L = 8mm$).

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35} ; \frac{100}{10} ; 8 \right\} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte un étrier de $\Phi 6$.

➤ **Vérification à l'ELU:**

- **Vérification au cisaillement CBA93 (Art A.5.1.1)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \tau_u = \frac{12,24 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \leq \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right]$

$$\tau_u = 0.68 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Espacement S_t**

$$S_t \leq \min (0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{tjK})} \Rightarrow S_t \leq 64.72 \text{ cm}$$

{ Flexion simple
Fissuration peu nuisible
pass de reprise de bétonnage

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq 15,7 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (1, 2, 3) \Rightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification des armatures voisinage d'appuis**

o **Appui de rive**

On doit vérifier $A_l \geq 1.15 \times V_u / f_e$

$$A_l = 1.51 + 0.57 = 2.08 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \times (12.24 \times 10^{-3}) / 400 = 0.34 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

o **Appui intermédiaire**

$$\text{Vérifier que : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u^{max} + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_l = A_{travée} + A_{inter} = 2.07 + 1.57 =$$

$$3.64 \text{ cm}^2.$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left(12.24 \times 10^{-3} + \frac{7.05 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant dans le béton (bielle)**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$,

$$\text{Avec : } a_{min} = 0.9 \times d \Rightarrow a = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u = 0.01224 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 0.1040 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \Rightarrow \tau_1^u = \frac{0.275 \times 12.24 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.65 \times 0.04 \times 0.18} = 0.799 \text{ MPA} \leq \tau_u = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b-b_0}{2} \Rightarrow b_1 = \frac{65-10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

Pas de risque de rupture.

➤ **Vérification à l'ELS**

1- Etat limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

• **En travée**

a. Position de l'axe neutre H

$$H = \frac{b \times h_0}{2} - 15A(d - h_0) \Rightarrow H = \frac{65 \times 4}{2} - 15 \times 1.51 \times (18 - 4)$$

$$H = -187.1 < 0$$

Dans ce cas le calcul se fait comme pour une section rectangulaire b*h

b. Calcul de Y

$$\frac{b_0}{2}y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A]y - \left[(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad \right] = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow y = 3.27 \text{ cm}$$

c. Calcul du moment d'inertie

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

$$I = \frac{65}{3}(3.27)^3 - \frac{65 - 10}{3}(3.27 - 4)^3 + 15 \times 1.51(18 - 3.27)^2 \Rightarrow I = 5679.160 \text{ cm}^4$$

d. Calcul des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{6.29 \times 10^{-3}}{5679.160 \times 10^{-8}}(3.27 \times 10^{-2}) = 3.62 \text{ MPA} < \sigma_{bc} \dots \dots \text{vérifié}$$

• **En appui intermédiaire**

a. Position de l'axe neutre H

$$H = \frac{b \times h_0}{2} - 15A(d - h_0) \Rightarrow H = \frac{65 \times 4}{2} - 15 \times 1.57 \times (18 - 4)$$

$$H = -109.4 < 0$$

Dans ce cas le calcul se fait comme pour une section rectangulaire b*h

b. Calcul de Y

$$\frac{b_0}{2}y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A]y - \left[(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad \right] \Rightarrow = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow y = 3.14 \text{ cm}$$

c. Calcul du moment d'inertie

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

$$I = \frac{65}{3}(3.14)^3 - \frac{65 - 10}{3}(3.14 - 4)^3 + 15 \times 1.57(18 - 3.14)^2 \Rightarrow I = 5882.74 \text{ cm}^4$$

d. Calcul des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{5.05 \times 10^{-3}}{5882.74 \times 10^{-8}}(3.14 \times 10^{-2}) = 2.70 \text{ MPA} < \sigma_{bc} \dots \dots \text{vérifié}$$

e. Déformation des éléments fléchis

La vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{0.20}{4.20} = 0.047 \geq 0.0625 \dots \dots \text{non vérifié}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0.20}{4.20} = 0.047 \geq \frac{6.29 \times 10^{-3}}{10 \times (32.37 \times 10^{-3})} = 0.019 \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e} = \frac{2.07}{10 \times 18} = 0.0115 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \text{vérifié}$$

$$l \leq 8m \Rightarrow l \leq 8m = 4.2m \leq 8m$$

Vérification de la flèche est nécessaire

f. Vérification de la flèche

Pour les éléments reposant sur deux appuis :

$$\bar{f} \begin{cases} \frac{l}{500} & \text{si } L \leq 5m \\ \frac{l}{1000} + 0.5cm & \text{si } L > 5m \end{cases}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0.84cm = 8.4mm$$

La flèche réelle Δ_f est calculée par l'expression :

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

$$J = G - G' = 5.28 - 1.47 = 3.81KN/m^2; \quad G = 5.28KN/m^2; \quad P = G + Q = 5.28 + 1.5 = 6.78KN/m^2$$

$$M_{ser}^j = 3.78KN/m; \quad M_{ser}^g = 5.23KN/m; \quad M_{ser}^p = 6.72KN/m$$

$$\varepsilon_v = 3700 \sqrt[3]{25} \Rightarrow \varepsilon_v = 10818.87MPa; \quad \varepsilon_i = 3 \times \varepsilon_v \Rightarrow \varepsilon_i = 32456.6MPa$$

g. Caractéristiques géométriques de la section

Pour le calcul de I_f , il faut calculer le Y_G et I_0

$$Y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(Ad + A'd')}{(b_0 \times h) + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow Y_G = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(1.51 \times 18)}{(10 \times 20) + (65 - 10)4 + 15(1.51)}$$

$$Y_G = 6.43m$$

$$I_0 = \frac{b \cdot Y_G^3}{3} + b_0 \frac{(h - Y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(Y_G - h_0)^3}{3} + n[A(d - Y_G)^2 + A'(Y_G - d')^2] \quad \text{Avec } n=15$$

$$I_0 = \frac{65 \cdot 6.43^3}{3} + 10 \frac{(20 - 6.43)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(6.43 - 4)^3}{3} + 15[1.51(18 - 6.43)^2] \Rightarrow$$

$$I_0 = 44164.57cm^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} \Rightarrow \rho = \frac{1.51}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.83\%$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left[\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho \right]} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left[\left(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65} \right) 0.0083 \right]} \Rightarrow \lambda_i = 5.13; \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.052$$

Pour le calcul des contraintes σ_s , on doit calculer la position de l'axe neutre et le moment d'inertie par rapport à l'axe qui passe par l'axe neutre

$$H = \frac{b \times h_0}{2} - 15A(d - h_0) \Rightarrow H = \frac{65 \times 4}{2} - 15 \times 1.51(18 - 4) \Rightarrow H = -187.1m < 0$$

Le calcul se fait comme pour section rectangulaire $b \times h$, il suffit de mettre $b_0=b$ et $h_0=0$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} \Rightarrow$$

$$5y^2 + 242.65y - 112.3 \Rightarrow y = 0.46cm$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 - \frac{b - b_0}{3} (y - h_0)^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 5729.84 cm^4$$

h. Les contraintes de traction dans l'acier

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{5.23 \times (18 - 0.46)}{5729.846} \Rightarrow \sigma_{sg} = 240.14MPa$$

De même $\sigma_{sj}=173.56\text{MPa}$ et $\sigma_{sp}=308.56\text{MPa}$

i. Calcul des coefficients μ

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0083 \times 240.14 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.364$$

De même $\mu_j = 0.467$ et $\mu_p = 0.297$

j. Calcul des inerties fictives I_f

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_i} \quad I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_v} \quad I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu_p \times \lambda_i} \quad I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu_j \times \lambda_i}$$

$$I_{fji} = 0.000143\text{m}^4; \quad I_{fpi} = 0.000192\text{m}^4; \quad I_{fgi} = 0.000169\text{m}^4; \quad I_{fgv} = 0.000278\text{m}^4$$

k. Calcul des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}}; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}}; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}}; \quad f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgv}}$$

$$f_{ji} = 4.46\text{mm}; \quad f_{gi} = 5.51\text{mm}; \quad f_{pi} = 6.23\text{mm}; \quad f_{gv} = 1.65\text{mm}$$

$$\Delta f = (4.46 - 5.51) + (6.23 - 1.65) = 3.53\text{mm} \leq \bar{f} = 8.4\text{mm}$$

NB : La flèche est vérifiée pour ce type de poutrelle

Exemple de calcul méthode forfaitaire

Pour cet exemple on prend la poutrelle du type 6 qui se trouve au niveau de l'étage courant représenté ci-dessous :

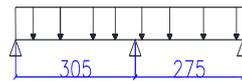


Figure 2.9 : Poutrelle type 6

a. Vérification des conditions d'applications de la méthode forfaitaire

$$Q \leq \min\left(2 \times 5.28, 5 \frac{KN}{m^2}\right) = 5 \frac{KN}{m^2} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{Li}{Li} + 1 = \frac{2.75}{3.05} = 0.90 \in [0.8; 1.25] \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$I = \text{constante} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{FNP} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b. Calcul des moments en appuis

$M_a = M_c = 0$ (Appui de rive) sauf que le BAEL exige de mettre les aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif $M = -0.15M_0$, avec $M_0 = \max(M_{0a}; M_{0c}) = M_{0c} = \frac{ql^2}{8}$.

ELU

$$M_a = M_c = -0.15 \times \frac{ql^2}{8} \Rightarrow$$

$$-0.15 \times \frac{6.01 \times 3.05^2}{8} = -1.05\text{KN.m}$$

$$M_b = -0.6 \times \max(M_{0a}; M_{0c})$$

$$-0.6 \times \frac{6.01 \times 3.05^2}{8} = -4.19\text{KN.m}$$

ELS

$$M_a = M_c = -0.15 \times \frac{ql^2}{8} \Rightarrow$$

$$-0.15 \times \frac{4.41 \times 3.05^2}{8} = -0.76\text{KN.m}$$

$$M_b = -0.6 \times \max(M_{0a}; M_{0c})$$

$$-0.6 \times \frac{4.41 \times 3.05^2}{8} = -3.07\text{KN.m}$$

Remarque : les moments aux appuis sont négatifs mais pour le calcul de M_t par la méthode forfaitaire on le remplace par leurs valeurs absolues

c. Calcul des moments en travée

• Calcul du rapport de charge α

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} \Rightarrow \alpha = \frac{1.5}{1.5 + 5.28} \Rightarrow \alpha = 0.221$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} = 1.06 \\ \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} = 1.26 \end{array} \right.$$

✓ **Travée AB**

$$M_{tAB} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1.05; 1.26) M^1_0$$

$$M_{tAB} \geq 1.26 M^1_0 - \frac{M_b}{2} \quad \text{avec } M_b = -0.6 M^1_0$$

$$M^{ELU}_{tAB} \geq 1.26 \times 6.98 - \frac{0.6 \times 6.98}{2} \Rightarrow M^{ELU}_{tAB} \geq 6.70 \text{ KN.m}$$

$$M^{ELS}_{tAB} \geq 1.26 \times 6.01 - \frac{3.07}{2} \Rightarrow M^{ELS}_{tAB} \geq 4.92 \text{ KN.m}$$

(AB) travée de rive $\Rightarrow M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M^1_0$

$$M^{ELU}_{tAB} \geq 4.40 \text{ KN.m} \quad ET \quad M^{ELS}_{tAB} \geq 3.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} = \max(6.70; 4.40) \Rightarrow M^{ELU}_{tAB} = 6.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} = \max(4.92; 3.23) \Rightarrow M^{ELS}_{tAB} = 4.92 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée BC**

$$M_{tBC} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1.05; 1.26) M^2_0$$

$$M_{tBC} \geq 1.26 M^2_0 - \frac{M_b}{2} \quad \text{avec } M_b = -0.6 M^2_0$$

$$M^{ELU}_{tBC} \geq 1.26 \times 5.68 - \frac{0.6 \times 5.68}{2} \Rightarrow M^{ELU}_{tBC} \geq 5.45 \text{ KN.m}$$

$$M^{ELS}_{tBC} \geq 1.26 \times 4.16 - \frac{0.6 \times 4.16}{2} \Rightarrow M^{ELS}_{tBC} \geq 4.00 \text{ KN.m}$$

(BC) travée de rive $\Rightarrow M_{tBC} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M^2_0$

$$M^{ELU}_{tBC} \geq 4.39 \text{ KN.m} \quad ET \quad M^{ELS}_{tBC} \geq 3.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = \max(6.45; 4.39) \Rightarrow M^{ELU}_{tBC} = 5.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = \max(4.00; 3.22) \Rightarrow M^{ELS}_{tBC} = 4.00 \text{ KN.m}$$

d. Calcul des efforts tranchants

<p>- Travée AB</p> $\left\{ \begin{array}{l} V_A = \frac{ql}{2} \Rightarrow V_A = 9.16 \text{ KN} \\ V_B = -1.1 \frac{ql}{2} \Rightarrow V_B = -10.08 \text{ KN} \end{array} \right.$	<p>- Travée BC</p> $\left\{ \begin{array}{l} V_B = 1.1 \frac{ql}{2} \Rightarrow V_B = 09.1 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{ql}{2} \Rightarrow V_C = -8.26 \text{ KN} \end{array} \right.$
---	--

Les diagrammes ci-dessous représentent les moments fléchissant et les efforts tranchants dans la poutrelle type 6 établi à partir de la méthode des éléments finis comme suit :

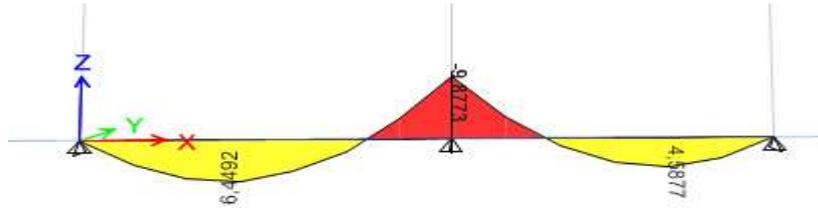


Figure 2.10. Diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à deux travées(ELU)

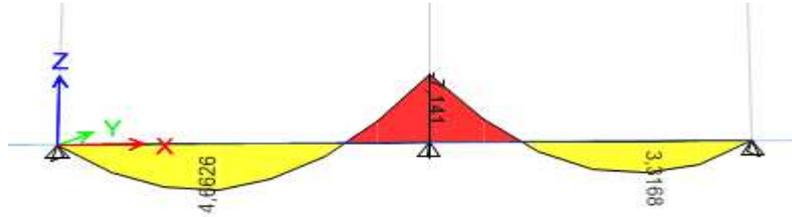


Figure 2.11. Diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à deux travées(ELS)

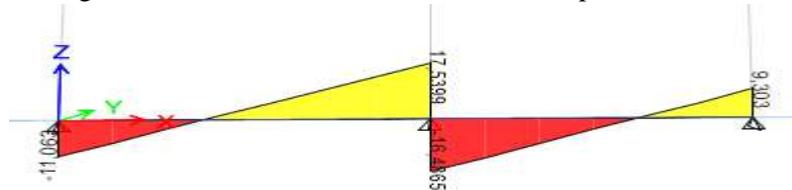


Figure 2.12. Diagrammes des efforts tranchants dans la poutrelle à deux travées

- **Ferrailage de la poutrelle**

Le ferrailage de cette poutrelle se calcul de la même manière que le type 1 le tableau ci-dessous résume les calculs appliqués

Tableau 2.6 : Calcul des sections dans le type 6

Zone	M KN.m	V (KN)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	6.70		0.022	0.027	0.178	1.08	1.41	2HA10+HA8=2.07
Appui intermédiaire	4.19	10.0	0.014	0.017	0.178	0.67	0.22	2HA10=1.57
Appui de rive	3.07	8	0.010	0.012	0.179	0.49	0.22	HA10=0.79

Tableau 2.7 : Vérification des états limites de déformation.

Plancher	Terrasse inaccessible
J (KN/m ²)	λ_v 3.70
G(KN/m ²)	σ_{si} (MPA) 95.43
P(KN/m ²)	σ_{sg} (MPA) 132.26
M_j^{ser} (KN/m)	σ_{sp} (MPA) 169.83
M_g^{ser} (KN/m)	μ_j 0.503
M_p^{ser} (KN/m)	μ_g 0.610
Y (cm)	μ_p 0.681
I (m ⁴)	I_{ji} (m ⁴) 0.0000766
I_0 (cm ⁴)	I_{ig} (m ⁴) 0.0000678
ρ	I_{ip} (m ⁴) 0.0000631
λ_i	I_{vg} (m ⁴) 0.0001115
F_{ji} (mm)	1.32

F_{gi} (mm)	2.07
F_{pi} (mm)	2.86
F_{gv} (mm)	3.78
Δ_f (mm)	3.25
f_{adm}	6.1
Observation	vérifiée

NB : le calcul du ferrailage des autres types de poutrelles sont exposées en annexe, par ailleurs leur schéma de ferrailage est montré dans le tableau 2.8.

Schéma de ferrailage

Tableau 2.8 : Schéma de ferrillages des poutrelles

Type	En travée	En appui intermédiaire	En appui de rive
06			
01			
02/03/04 05/07			

- **Etude de la dalle de compression**

a. Barres perpendiculaire aux poutrelles

$F_e = 400\text{MPa}$; $b = 1\text{m}$; $l_0 = 65\text{cm}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} b \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{400} 1 \Rightarrow A_{\perp} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b. Barre parallèle aux poutrelles

$$A = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A = 0.325 \text{ cm}^2$$

St= 15cm, On adopte un TS $\Phi 5$

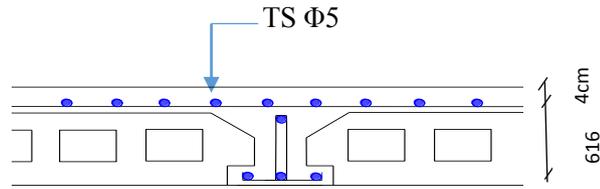


Figure 2.13 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

2.1.2. Plancher en dalle pleine

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, dont l'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui repose sur un des appuis comme elle peut être assimilée à une console, dans notre projet nous avons six (06) types de dalles pleines à partir du 2^{ème} étage à savoir : dalle en balcons et dalle d'ascenseur, son dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

- **Critère de résistances :**

$e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0.4$

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec $\rho \geq 0.4$

Avec L_x : la plus petite portée du panneau le plus sollicité.

- **Critère de coupe-feu**

$e \geq 7cm$ Pour une heure de coupe-feu

$e \geq 11cm$ Pour deux heures de coupe-feu

$e \geq 14cm$ Pour trois heures de coupe-feu

Le calcul de la dalle dépend du coefficient ρ

- $\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \rho \leq 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte dans un seul sens} \\ \text{Si } \rho \geq 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte dans les deux sens} \end{array} \right.$

On prend en compte la continuité telle qu'elle est préconisée dans le BAEL.91 :

- En appuis : $-0.3 M_0 \rightarrow$ pour un appui de rive
- $-0.5 M_0 \rightarrow$ pour un appui intermédiaire

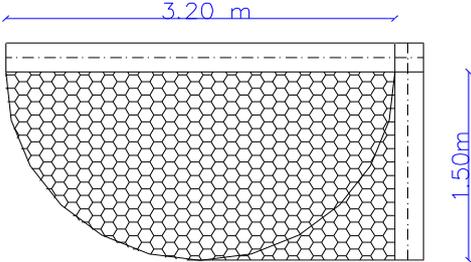
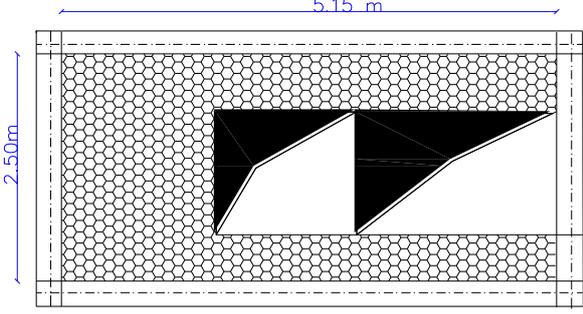
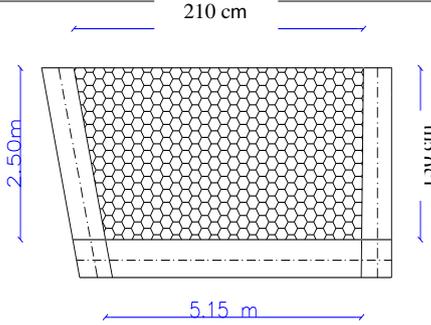
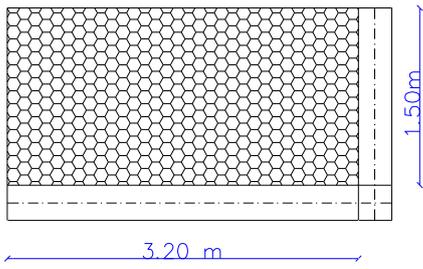
- En travée : $0.85 M_0 \rightarrow$ pour une dalle de rive
- $0.75 M_0 \rightarrow$ pour une dalle intermédiaire

Le panneau ayant une petite portée l_x et supportant une charge uniformément répartie, le moment fléchissant par unité vau :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans le sens de la petite portée : } M_{0x} = \mu_x L_x^2 q \\ \text{Dans le sens de la grand portée : } M_{0y} = \mu_x M_{0x} \end{array} \right.$$

- Type des dalles pleines

Tableau 2.9 : Pré-dimensionnement des dalles pleines

Type de dalle	Type	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	e(cm) critère de résistance	e(cm) critère de coupe-feu
	D1	$\rho \geq \frac{1.50}{3.20}$ $\rho \geq 0.47$	$e \geq \frac{L_x}{20}$ $e \geq \frac{150}{20}$ $e \geq 7.5cm$	e ≥ 14cm pour trois heures de coupe-feu
	D2	$\rho \geq \frac{2.50}{5.15}$ $\rho \geq 0.49$	$e \geq \frac{L_x}{20}$ $e \geq \frac{250}{20}$ $e \geq 12.5cm$	e ≥ 14cm pour trois heures de coupe-feu
	D3	$\rho \geq \frac{1.50}{2.10}$ $\rho \geq 0.70$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ $\frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40}$ $3.33 \leq e \leq 3.75$	e ≥ 14cm pour trois heures de coupe-feu
	D4	$\rho \geq \frac{1.5}{3.2}$ $\rho \geq 0.46$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ $\frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40}$ $3.33 \leq e \leq 3.75$	e ≥ 14cm pour trois heures de coupe-f

	<p>D5</p> $\rho \geq \frac{1.50}{4.68}$ $\rho \geq 0.32$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ $\frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40}$ $3.33 \leq e \leq 3.75$	<p>e ≥ 14cm pour trois heures de coupe-feu</p>
	<p>D6</p> $\rho \geq \frac{2.0}{5.15}$ $\rho \geq 0.39$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ $\frac{200}{45} \leq e \leq \frac{200}{40}$ $4.44 \leq e \leq 5$	<p>e ≥ 14cm pour trois heures de coupe-feu</p>

2.1.3. Evaluation des charges

Tableau 2.10 : Evaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

Description des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.4
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle pleine	0.15	3.75
Enduit de ciment	0.015	0.27
Charge permanente G		5.18
Charge d'exploitation Q		1.5
Charge d'exploitation balcon		3.5

Tableau 2.11 : Evaluation des charges d'un panneau dalle pleine d'une terrasse inaccessible

Description des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Multicouches d'étanchéité	0.02	0.12
Gravillons de protection	0.04	0.80
Forme de pente	0.10	2.20
Plancher dalle pleine	0.15	3.75
Enduit de ciment	0.015	0.27
Charge permanente G		7.15
Charge d'exploitation Q		1

2.1.4. Ferrailage

A partir d'un choix pédagogique et avec le consentement de notre promoteur, on a opté à prendre le type de dalle D6 comme exemple de calcul, située dans les étages courant à partir du 2^{ème} étage jusqu'au dernier niveau, ce type de dalle sera calculé comme une console et les autres types seront exposée ultérieurement dans l'annexe.

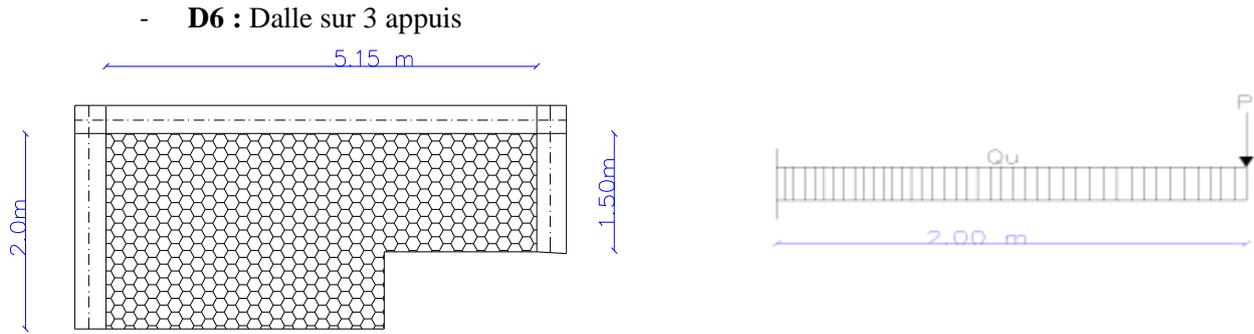


Figure 2.14 : dalle pleine sur trois appuis type D6

$$\begin{cases} L_x = 2.00 \text{ m} \\ L_y = 5.15 \text{ m} \end{cases}$$

➤ Evaluation des charges et des surcharges

$$G = 5.18 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 \times G_{\text{mur}} \times H \quad \text{et} \quad P_s = 1 \times G_{\text{mur}} \times H$$

$$M_u^{\text{max}} = -\frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times L \quad \text{et} \quad M_s^{\text{max}} = -\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times L$$

$$V_u = q_u \times l + p_u$$

➤ Calcul des sollicitations

Tableau 2.12 : Les sollicitations dans la dalle console

	G	Q	q (KN/m)	P _{mur} (KN/m)	M (KN.m)	V _u (KN)
ELU	5.18	3.5	12.24	8.65	-7.18	33.13
ELS			8.68	6.40	-4.56	

➤ Calcul de ferrailage

Tableau 2.13: Calcul de ferrailage de la dalle console.

M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)	A _{répartitoin} (cm ² /ml)	St (cm)
7.18	0.035	0.044	0.118	1.74	1.2	4HA10	25	4HA10	25

➤ Vérifications des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

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

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{2} + 15(A_s(d - y)^2 + 15[A'_s \times (y - d')^2]) = 0$$

On a : b = 100 cm ; e = 15 cm ; f_{c28} = 25 MPA ; Fe = 400Mpa ; c = 3 cm ; d = e - c = 12cm

$$y = \frac{100 \times y^2}{2} + 15(A_s)y - 15(d \times A_s) \Rightarrow y = 3.31 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times (3.31)^3}{2} + 15(3.14(12 - 3.31)^2) = 0 \Rightarrow I = 5370.04 \text{ cm}^4$$

- Sens x-x :

$$\sigma_{bc} = 0.01 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$$

➤ Condition de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.10 \geq \frac{0.75M_0}{20 \times M_0} = \frac{0.75}{20} = 0.0375 \quad \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 0.026 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \quad \text{Vérifiée} \\ l = 2.00 < 8m \quad \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ Exemple de calcul de la flèche

Pour les éléments reposant sur deux appuis :

$$\bar{f} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{500} \quad \text{si } L \leq 5m \\ \frac{1}{1000} + 0.5cm \quad \text{si } L > 5m \end{array} \right.$$

- Sens x-x

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{200}{500} = 0.40 \text{cm} = 4.00 \text{mm}$$

La flèche réelle Δ_f est calculée par l'expression :

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

$$J = G - G' = 5.18 - 1.47 = 3.71 \text{KN/m}^2; \quad G = 5.18 \text{KN/m}^2; \quad P = G + Q = 5.18 + 3.5 = 8.68 \text{KN/m}^2$$

$$M_{ser}^j = 0.74 \text{KN/m}; \quad M_{ser}^g = 1.036 \text{KN/m}; \quad M_{ser}^p = 1.736 \text{KN/m}$$

$$\varepsilon_v = 3700 \sqrt[3]{25} \Rightarrow \varepsilon_v = 10818.87 \text{MPa}; \quad \varepsilon_i = 3 \times \varepsilon_v \Rightarrow \varepsilon_i = 32456.6 \text{MPa}$$

- Caractéristiques géométriques de la section

Pour le calcul de I_y , il faut calculer le Y_G et I_0

$$Y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(Ad + A'd')}{(b_0 \times h) + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow Y_G = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15(3.14 \times 12)}{(100 \times 15) + 15(3.14)} \Rightarrow Y_G = 7.63 \text{m}$$

$$I_0 = \frac{b Y_G^3}{3} + b_0 \frac{(h - Y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(Y_G - h_0)^3}{3} + n[A(d - Y_G)^2 + A'(Y_G - d')^2] \quad \text{Avec } n=15$$

$$I_0 = \frac{100 \cdot 7.63^3}{3} + 100 \frac{(15 - 7.63)^3}{3} + 15[3.14(12 - 7.63)^2] \Rightarrow$$

$$I_0 = 29078.8 \text{cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} \Rightarrow \rho = \frac{3.14}{100 \times 12} \Rightarrow \rho = 0.261\%$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left[\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho \right]} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left[\left(2 + 3 \times \frac{1}{1} \right) 0.00261 \right]} \Rightarrow \lambda_i = 8.04; \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 3.21$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} \Rightarrow$$

$$y = 2.9 \text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 - \frac{b - b_0}{3} (y - h_0)^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4713.31 \text{cm}^4$$

- Les contraintes de traction dans l'acier

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{1.036 \times (12 - 2.9)}{4713.31} \Rightarrow \sigma_{sg} = 30.00 \text{MPa}$$

De même $\sigma_{sj}=21.48\text{MPa}$ et $\sigma_{sp}=50.27\text{MPa}$

- Calcul des coefficients μ

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0026 \times 30 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0$$

De même $\mu_j = 0$ et $\mu_p = 0$

- Calcul des inerties fictives I_f

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_i} \quad I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_v} \quad I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu_p \times \lambda_i} \quad I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu_j \times \lambda_i}$$

$$I_{fji} = 0.000319 \text{m}^4; \quad I_{fpi} = 0.000319 \text{m}^4; \quad I_{fgi} = 0.000319 \text{m}^4; \quad I_{fgv} = 0.000319 \text{m}^4$$

- Calcul des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}}; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}}; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}}; \quad f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}}$$

$$f_{ji} = 0.0015 \text{mm}; \quad f_{gi} = 0.0022 \text{mm}; \quad f_{pi} = 0.0037 \text{mm}; \quad f_{gv} = 0.0066 \text{mm}$$

$$\Delta f = (0.0066 - 0.0015) + (0.0037 - 0.0022) = 0.0066 \text{mm} \leq \bar{f} = 3 \text{mm} \dots \text{condition vérifié}$$

- Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis

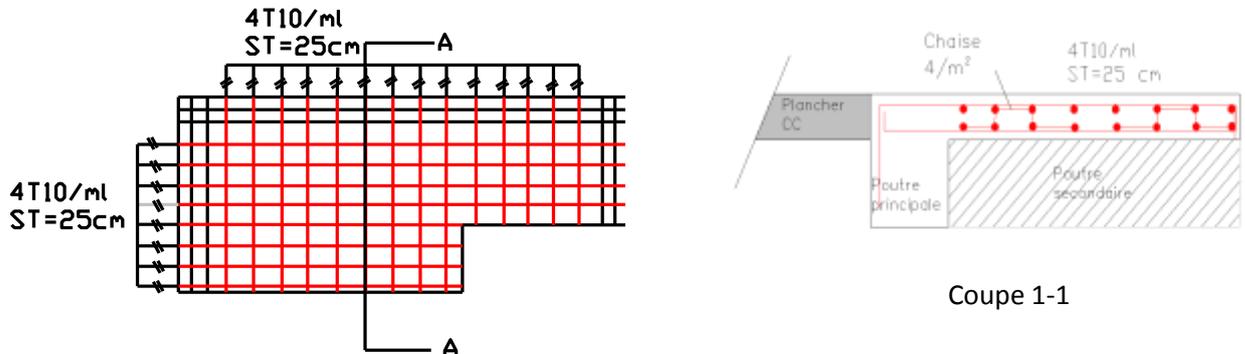


Figure 2.15 : Ferrailage de dalle plein sur trois appui

NB : Le calcul et le ferrailage des autres dalles pleines sont exposées en annexe.

2.2. Etudes des escaliers

C'est une succession de plans horizontaux qui permet de passer d'un niveau à un autre. Son étude consiste à calculer les sollicitations auxquelles il est soumis. Dans notre projet on dispose de deux types d'escalier à savoir : un escalier principal a deux volées et un escalier hélicoïdal.

A. Escalier à deux volées

Il s'agit de l'escalier principale du bâtiment composée de deux volée reliant le RDC jusqu'au 7^{ème} étage.

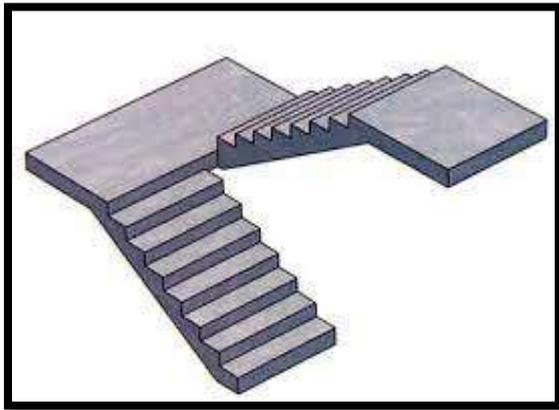


Figure 2.16 : Schéma d'un escalier.

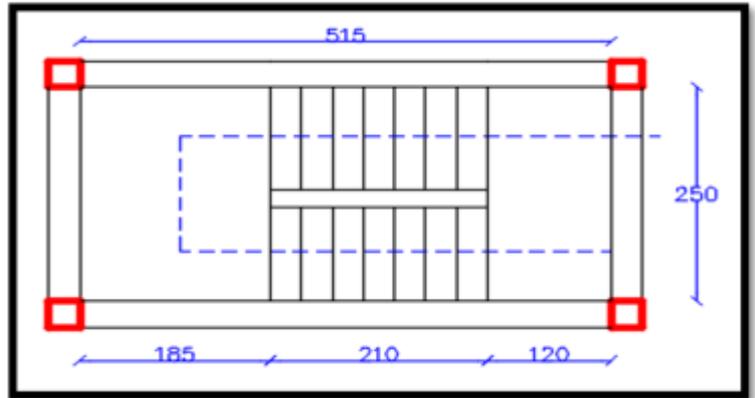


Figure 2.17 : Vue en plan de notre escalier

C'est un escalier tournant dont les marches se développent autour d'un noyau cylindrique central reliant le sous-sol jusqu'au 2^{ème} étage du bâtiment. Ce type d'escalier sera en béton armé.

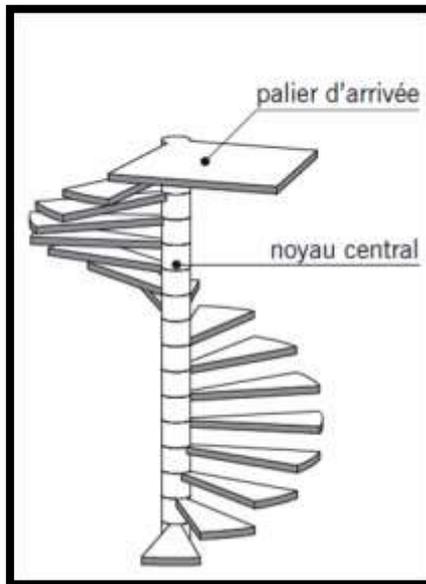


Figure 2.18 : Illustration d'un escalier hélicoïdal

2.2.3. Calcul des escaliers

A- Escalier principale à deux volées

- Dimensionnement

Pour déterminer les dimensions des marches et contre marche 'g et h' on utilise la relation de **BLONDEL** qui est comme suit :

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

h: Hauteur de la contre marche.

g : Giron de la marche.

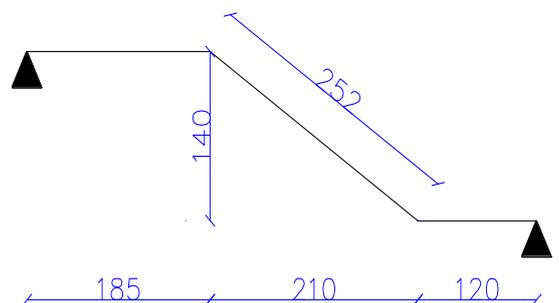
H : hauteur de la volée.

L₀: Longueur projetée de la volée, avec :

n - 1 : Nombre de marche ;

n : Nombre de contre marche

On a : $n \times h = H$; alors $g = \frac{L_0}{n-1}$



- Calcul de h et g

$$64n^2 - (64 + 2H + L) \times n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2(140) + 252) \times n + 280 = 0$$

$$n = 8$$

Donc le nombre de contre marche $n = 8$

Nombre de marche $n - 1 = 7$

$$h = \frac{140}{8} = 17.5cm$$

$$g = \frac{210}{7} = 30cm$$

- Vérification de la relation de BLONDEL

$$60cm \leq 2h + g \leq 65cm$$

$$60cm \leq 2(17.5) + 30 \leq 65cm$$

$$60cm \leq 65 \leq 65cm \dots\dots\dots (Vérifiée).$$

- Calcul de l'angle α

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_0}$$

$$\tan \alpha = \frac{140}{210} = 0.67cm$$

$$\alpha = 33.69^\circ$$

- Calcul de la longueur inclinée

$$L_v = \frac{L_0}{\cos \alpha}$$

$$L_v = 252cm$$

- Epaisseur de la paillasse

La longueur développée est $L = L'_p + L_v + L_p$

L_v = longueur de la volée

L_p = Longueur du palier de départ

L'_p = Longueur du palier d'arrivée

$$L = 252 + 200 + 135 = 557cm$$

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$19.56cm \leq e \leq 29.35cm$$

$e \geq 14cm$ Pour trois heures de coupe-feu

On opte pour $e = 20cm$

a. Evaluation des charges

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Point de paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma \times (e / \cos \alpha)$
- Poids d'une marche : $\gamma \times \left(\frac{h}{2}\right)$
- Poids de revêtement et du mortier de pose :
 - Horizontale : $\gamma \times e$
 - Vertical: $\gamma \times e \left(\frac{h}{g}\right)$

Donc les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2.14 : Evaluation des charges de la volée type I

Description des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Poids de la volée	0.2	5.00
Carrelage horizontale	0.02	0.40

Figure 2.19 : Schéma statique de la volée

Carrelage verticale	0.02	0.23
Mortier de pose horizontal	0.02	0.40
Mortier de pose vertical	0.02	0.23
Lit de sable	0.02	0.36
Enduit en ciment	0.02	0.20
Charge permanente G		6.82
Charge d'exploitation Q		2.5

Tableau 2.15: Evaluation des charges du palier

Description des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage horizontal	0.02	0.40
Carrelage vertical	0.02	0.00
Mortier de pose horizontal	0.02	0.40
Mortier de pose vertical	0.02	0.00
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle en béton	0.25	5
Enduit de ciment	0.02	0.36
Charge permanente G		6.25
Charge d'exploitation Q		2.5

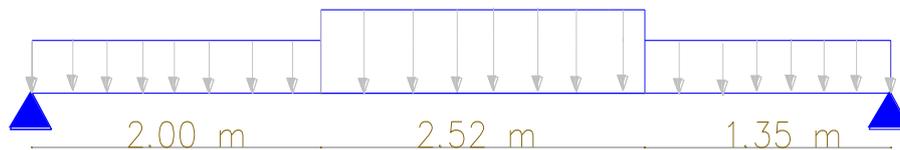


Figure 2.20 : Schéma statique de l'escalier

Tableau 2.16 : Evaluation des charges sur l'escalier

	G	Q	P _u (KN/m)	P _s (KN/m)
Palier	6.25		12.18	8.75
Volée	6.82	2.5	12.96	9.32

a. Calcul des réactions

Calcul RDM :

$$\Sigma F_v \rightarrow R_a + R_b = (1.35 \times 12.18) + (2.52 \times 12.96) + (2.00 \times 12.18) = \mathbf{68.019KN}$$

$$R_a + R_b = \mathbf{73.46KN}$$

$$\Sigma M/B \rightarrow R_a = \mathbf{36.62KN} \quad ; \quad \Sigma M/A \rightarrow R_b = \mathbf{36.84KN}$$

b. Effort tranchant et moment fléchissant

✓ Tronçon 1

$$0 \leq x \leq 2.00$$

$$T_y(x) = -36.62 + 12.18x$$

$$T(0) = \mathbf{-36.62KN}$$

$$T(2.00) = \mathbf{-12.07 KN}$$

$$M(x) = 33.9x - \frac{12.18x^2}{2}$$

✓ Tronçon 3

$$0 \leq x \leq 1.35$$

$$T_y(x) = -36.84 + 12.18x$$

$$T(0) = \mathbf{-36.84 KN}$$

$$T(1.35) = \mathbf{-20.40 KN}$$

$$M(x) = 36.841x - \frac{12.18x^2}{2}$$

$$M(0) = \mathbf{0 KN.m}$$

$$M(1.35) = \mathbf{-38.64KN.m}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN}$$

$$M(2.00) = 48.88 \text{ KN}$$

✓ Tronçon 2

$$2.00 \leq x \leq 4.10$$

$$T_y(x) = -33.92 + (12.18 \times 2.00) + 12.96 \times (x - 2.00)$$

$$T(2.00) = -12.26 \text{ KN}$$

$$T(4.10) = 20.40 \text{ KN}$$

$$M(x) = 36.62x - 12.18 \times \left(x - \frac{2.00}{2}\right) \times 2.00 - 12.96 \times \left(\frac{(x - 2.00)^2}{2}\right)$$

$$M(2.00) = 48.88 \text{ KN.m}$$

$$M(4.10) = 38.64 \text{ KN.m}$$

- Calcul de x

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 0$$

$$-36.62 + 12.96x = 0 \Rightarrow x = \frac{33.51}{12.96} = 2.96 \text{ m}$$

La volée II est symétrique à la volée I, donc on lui adopte le même ferrailage.

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux niveaux des appuis on effectuera à la valeur M_{max} calculée un coefficient minorateur de valeur égal à 0.85 en travée et 0.5 en appuis. Le ferrailage portera sur les calculs d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple en prenons une bande de 1ml.

$$M_0 = M_{max} = -54.69 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_0 = 41.23 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 36.84 \text{ KN}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -27.48 \text{ KN.m}$$

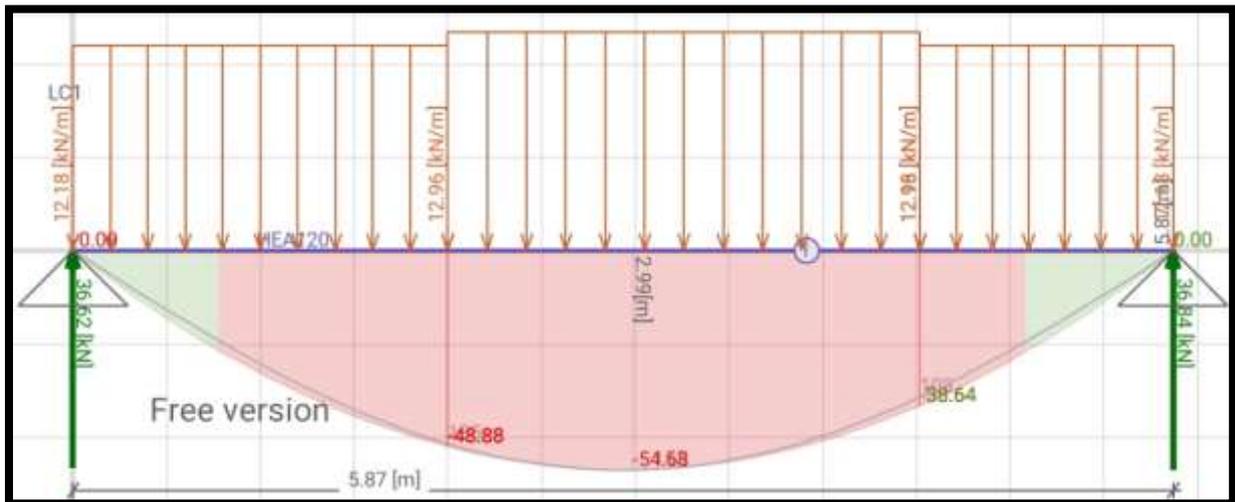


Figure 2.21 : Diagramme des efforts tranchants et des moments à l'ELU (application framDesign)

c. Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b*h)

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 17 \text{ cm}$$

Tableau 2.17 : Ferrailage de l'escalier

Position	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculé}$	A_{min}	$A_{cal} > A_{min}$
----------	---------	------------	----------	------	---------------	-----------	---------------------

Travée	41.23	0.061	0.078	0.164	6.17	2.05	Vérifiée
appuis	27.48	0.057	0.073	0.165	4.09	2.05	Vérifiée

- Armatures principale

On adopte le ferrailage suivant :

En appuis : 5HA12=5.65cm²

En travée : 6HA12=6.79cm²

- Armatures de répartition

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \frac{cm^2}{ml}$ → on adopte 4HA8= 2.01cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \frac{cm^2}{ml}$ → on adopte 4HA8=2.01cm²/ml

- Espacement des armatures

Armature principale : $St \leq \min (3h ; 33) cm = 33cm$ On adopte $S_t = 17cm$

Armature répartition : $St \leq \min (3h ; 33) cm = 33cm$ On adopte $S_t = 17cm$

a. Vérification à l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5Mpa \right) = 3.33Mpa$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} = \frac{36.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.216 Mpa \leq 3.33Mpa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \times \frac{\gamma_b}{f_e} \right) = \left(36.84 \times 10^{-3} + \frac{41.23 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.17} \times \frac{1.15}{400} \right) = 0.038cm^2$$

b. Vérification à L'ELS

La fissuration est peu nuisible car l'escalier se trouve à l'abri des intempéries donc on a vérifié les contraintes $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15Mpa$ en appliquant

$$\begin{cases} M_t^s = 0.85 M_s^{max} = 33.41KN.m \\ M_a^s = -0.4 M_s^{max} = -15.72KN.m \end{cases}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \quad \text{Et} \quad \frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad$$

Tableau 2.18 : vérification des contraintes à ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	33.41	4.95	21388.22	7.51	15	Vérifiée
Appuis	15.72	4.18	15383.77	4.14		Vérifiée

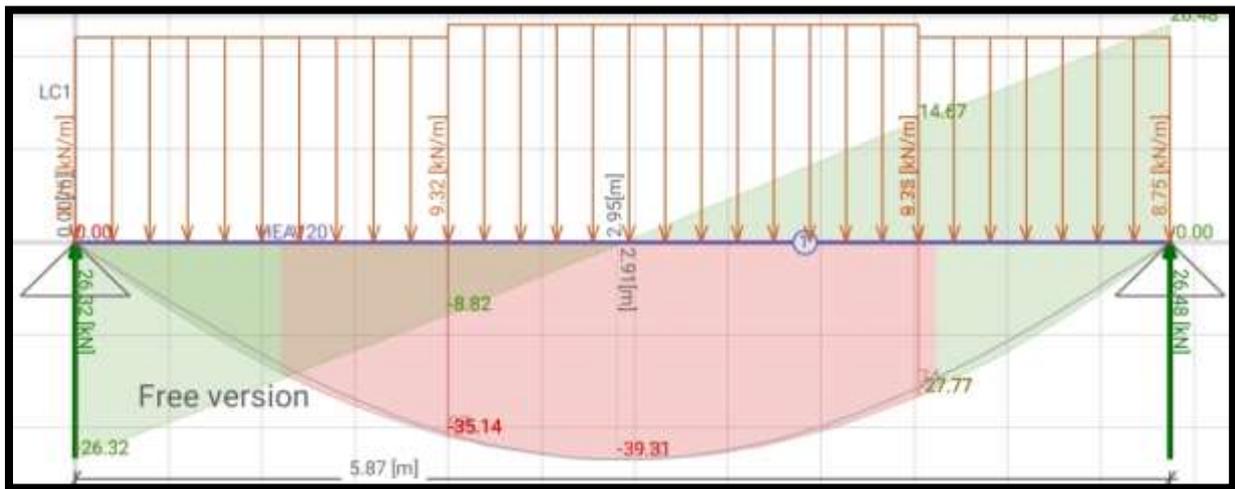


Figure 2.22 : Diagramme des efforts tranchants et des moments à l'ELS (application framDesign)

c. Vérification de la flèche

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \times L \Rightarrow 20 \geq 21.88 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

$$A \leq \frac{4.2bd}{f_e} \Rightarrow 67.70 \leq 17.85\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$L = 5.45 < 8\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

d. Etude de la flèche

$$G_v = 6.82\text{KN/m}^2; G_p = 6.25\text{KN/m}^2; Q = 2.5\text{KN/m}^2; j_{palier} = 4.81\text{KN}/(\text{m}^2);$$

$$j_{volée} = 5.4\text{KN/m}^2 \text{ et } J = G' - G$$

Palier

Volée

$$P = G + Q = 9.32\text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_v^g = 6.82\text{KN/m} \\ q_v^j = 5.4\text{KN/m} \\ q_v^p = 9.32\text{KN/m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_v^g = 6.25\text{KN/m} \\ q_v^j = 4.81\text{KN/m} \\ q_v^p = 8.75\text{KN/m} \end{cases}$$

Sous g

$$M_0^{max} = 21.92\text{KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_0 = 18.63\text{KN.m}$$



Figure 2.23. Schéma statique de l'escalier sous charge g

Sous P

$$M_0^{max} = 30.2\text{KN.m}$$

$$M_{st} = 25.67\text{KN.m}$$



Figure 2.24. Schéma statique de l'escalier sous charge p



Sous J

$$M_0^{max} = 17.18KN.m$$

$$M_{st} = 14.60KN.m$$

Figure 2.25. Schéma statique de l'escalier sous charge J

Le calcul de la flèche a été résumé dans le tableau ci-dessous

Tableau 2.19 : Vérification de la flèche

Caractéristique géométrique	
Y (m)	0.052
I (m ⁴)	0.000207
I ₀ (m ⁴)	0.003389
ρ	0.0045
λ _i	4.63
λ _v	1.85
σ _{si} (MPa)	138.82
σ _{sg} (MPa)	177.16
σ _{sp} (MPa)	244.30
μ _i	0.203
μ _g	0.307
μ _p	0.436
If _{ij} (m ⁴)	0.00191
If _{ig} (m ⁴)	0.00153
If _{ip} (m ⁴)	0.00123
If _{vg} (m ⁴)	0.00237
F _{ji} (mm)	0.77
F _{gi} (mm)	1.24
F _{pi} (mm)	2.13
F _{gv} (mm)	2.40
Δ _f (mm)	2.52
f _{adm}	5.45
Observation	Vérifiée

2.2.4. Etude de la poutre palière

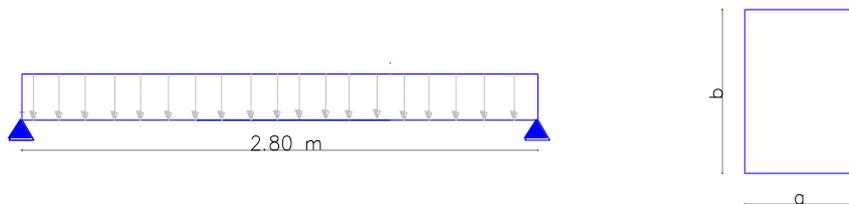


Figure 2.26 : Schéma de statique de la poutre palière

➤ Dimensionnement

$$L_{max} = 280cm \Rightarrow \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} = 18.66 \leq h \leq 28 cm$$

On prend **h=25 cm** et **b=15cm**

Exigence du RPA99/2003

$h \geq 30cm$ Non vérifiée.

Donc on prend **h=30 cm**

On adopte alors une section de 30*30 cm².

$b \geq 20cm$ Non vérifiée.

Donc on prend $h=30\text{ cm}$

$\frac{h}{b} < 4$ Vérifiée.

➤ **Calcul de la poutre palière**

Poids propre $\Rightarrow G_p = b \times h \times 25 = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25\text{ KN/ml}$

Charge revenant de l'escalier : $\begin{cases} \text{ELU : } 36.84\text{ KN/ml} \\ \text{ELS : } 26.32\text{ KN/ml} \end{cases}$

Alors : $q_u = 1.35(2.25) + 36.84 = 39.87\text{ KN/ml}$

$Q_s = 2.25 + 26.32 = 28.57\text{ KN/ml}$

$M^{max} = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow M^{max} = \frac{39.87 \times 2.8^2}{8} = 39.07\text{ KN.m}$

$V^{max} = \frac{ql}{2} \Rightarrow V^{max} = \frac{28.57 \times 2.8}{2} = 39.99\text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85M^{max} = 33.20\text{ KN.m}$

En appuis : $M_a = -0.5M^{max} = -19.53\text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage à la flexion simple**

Tableau 2.20 : Ferraillage de la poutre palière

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	33.20	0.106	0.140	0.254	3.75	0.97	4HA12=4.52
Appuis	19.53	0.062	0.080	0.261	2.15	0.97	3HA12=3.39

- **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$\tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{39.99 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.493\text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{ Mpa}$ condition vérifiée

- **Calcul à la torsion**

$M_{tor} = -M_b \times \frac{l}{2} \Rightarrow M_{tor} = -27.48 \times \frac{2.8}{2} = -38.47\text{ KN.m}$

M_b : Moment en appui

$e = \frac{\phi}{6} = \frac{h}{6} \Rightarrow \frac{30}{6} = 5\text{ cm}$; $\Omega = (b - e)(h - e) \Rightarrow \Omega = 625\text{ cm}^2$

$U = 2(b + h) = 2(30 + 30) = 120\text{ cm}$

- **Armatures longitudinales**

$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2\Omega f_e} \Rightarrow A_{tor} = \frac{38.47 \times 10^{-3} \times 1.2}{2 \times 0.0625 \times 400}$

$A_{tor} = 9.23\text{ cm}^2$



Figure 2.27 : Moment de torsion au niveau de la poutre palière

- **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} \Rightarrow \tau_{tor} = \frac{38.47 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05}$$

$$\tau_{tor} = 6.155 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \sqrt{0.493^2 + 6.155^2} \Rightarrow \tau_u = 6.17 \text{ MPA} \geq 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

On augmente la section de la poutre on aura 35*35 cm².

- **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{38.47 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.32} = 0.343 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$e = \frac{\phi}{6} = \frac{h}{6} \Rightarrow \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm} ; \quad \Omega = (b - e)(h - e) \Rightarrow \Omega = 850 \text{ cm}^2$$

$$U = 2(b + h) = 2(35 + 35) = 140 \text{ cm}$$

- **Armatures longitudinales**

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2\Omega f_e} \Rightarrow A_{tor} = \frac{38.47 \times 10^{-3} \times 1.4}{2 \times 0.0850 \times 400}$$

$$A_{tor} = 7.92 \text{ m}^2$$

- **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} \Rightarrow \tau_{tor} = \frac{38.47 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0850 \times 0.0583}$$

$$\tau_{tor} = 3.31 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \sqrt{0.343^2 + 3.31^2} \Rightarrow \tau_u = 3.32 \text{ MPA} \leq 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures transversales**

On prend S_i=15cm

$$A_{tr} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{tr} = 0.525 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} \geq \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.293 - 0.3 \times 2.1)}{400} \Rightarrow A_{tr} = -0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = \max(0.525 ; -0.37) \Rightarrow A_{tr} = 0.525 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t}{2\Omega f_e} = \frac{38.47 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0850 \times 400} \Rightarrow A_t^{tor} = 0.848 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage Globale**

$$\text{En travée : } A_{st} = 3.75 + \frac{7.92}{2} = 7.69 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.70 cm²

$$\text{En appuis : } A_{sa} = 2.15 + \frac{7.92}{2} = 6.11 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA12+3HA14 = 6.88 cm²

- **Armatures transversales**

$$A_{trans} = 0.525 + 0.725 = 1.25 \text{ cm}^2$$

Soit 4Φ8 = 2.01 cm² (1cadre +1 étrier)

➤ **Vérification à l'ELS**

Vérification des contraintes

$$Q_s = g_0 + R_b = 2.25 + 26.32 = 28.57 \text{ KN/m}$$

$$M_{0s} = \frac{q_s \times l^2}{8} = 27.99 \text{ KN/m}$$

$$M_{tu} = 0.85 \times M_0 = 24.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = -0.5 \times M_0 = -14.36 \text{ KN.m}$$

Tableau 2.21 : Vérification des contraintes à l'ELS

	M_{ser}	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
En travée	24.42	7.51	74213.88	2.47	15	Vérifiée
En appuis	14.36	6.56	58143.16	1.62		Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une de ses conditions n'est pas vérifiée :

$$h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \times L \Rightarrow 35 \geq 28 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A \leq \frac{4.2bd}{f_e} \Rightarrow 2.86 \text{ cm}^2 \leq 11.76 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$L = 2.8 \text{ cm} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

N.B: la flèche n'est donc pas nécessaire.

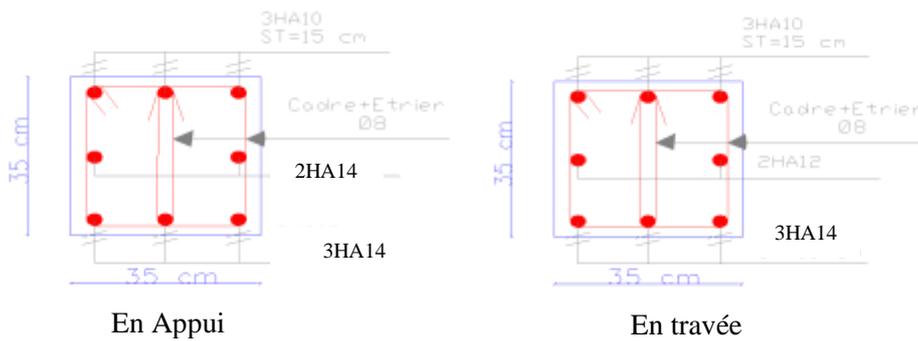


Figure 2.28 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

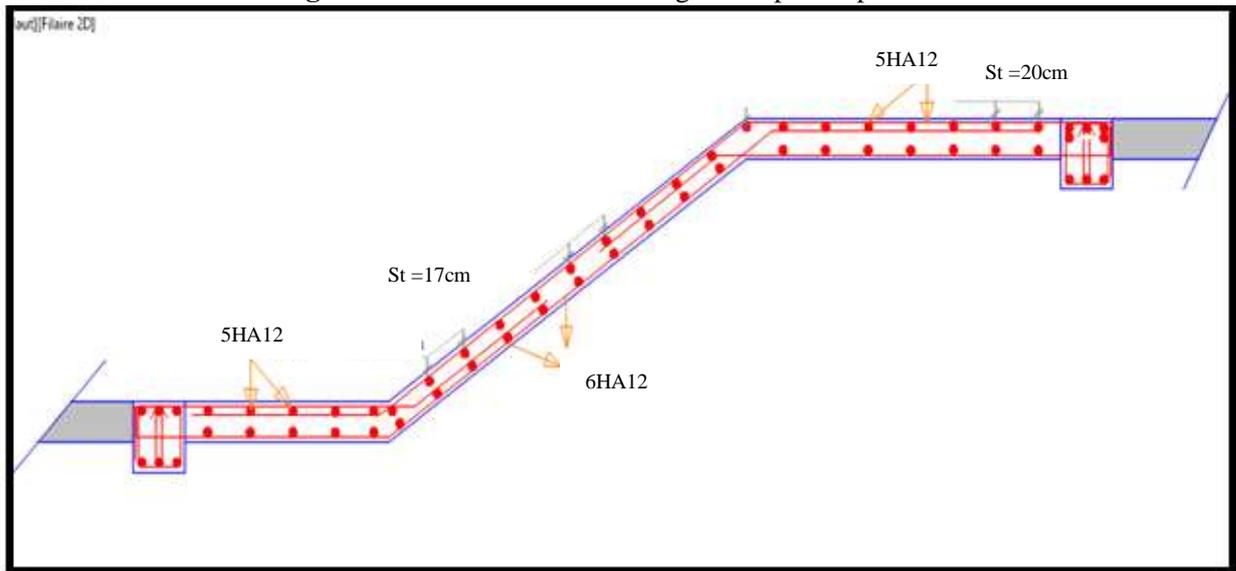


Figure 2.29 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

2.2.5. Etude de l'escalier hélicoïdal :

C'est un escalier à marches rayonnantes autour d'un noyau central constituant l'appui ou avec jour central (à limons), son encombrement au sol est presque systématiquement plus réduit que les autres formes d'escaliers plus traditionnelles, ce qui signifie qu'il prend très peu de place, dans notre projet

l'escalier hélicoïdal se trouve au niveau du sous-sol (constitue un accès vers le RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages).

Pour le sous-sol $H = 306\text{cm}$ la hauteur de la contre marche = 17cm.

$$n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre marches, } n = 17 \text{ marches.}$$

$$60\text{cm} < 2h + G < 64\text{cm} \Rightarrow 26 < G < 30.$$

D'où on aura $G = 30\text{cm}$ avec $\alpha = 15^\circ$.

b. Pour le RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages $H = 280\text{cm}$ la hauteur de la contre marche = 17.5cm

$$n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = \frac{280}{17} = 16 \text{ contre marches, } n = 15 \text{ marches.}$$

$$60\text{cm} < 2h + G < 64\text{cm} \Rightarrow 26 < G < 30.$$

D'où on aura $G = 30\text{cm}$ avec $\alpha = 15^\circ$.

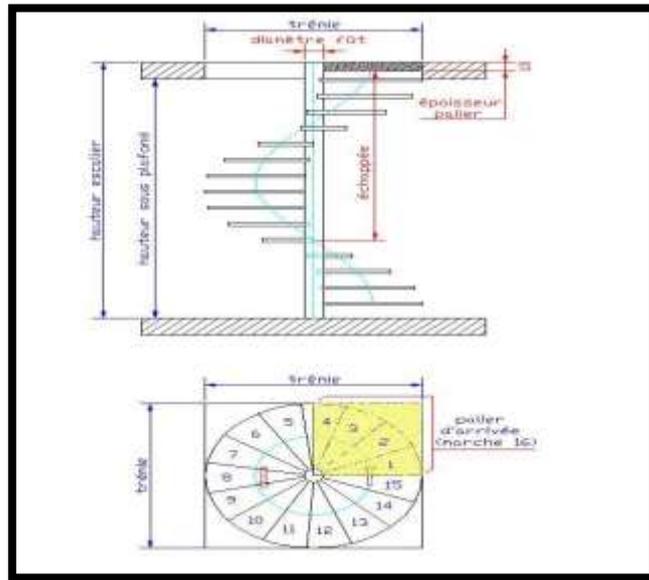


Figure 2.30 : Escalier hélicoïdale à noyau centrale

➤ **Calcul des sollicitations**

Le calcul se fait comme une console qui prend un appui sur le noyau central

$$G = 7.2\text{KN/m}^2 \quad Q = 2.5\text{KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 1.35(7.2) + 1.5(2.5) = 13.47\text{KN/m} \quad \text{Et} \quad q_{ser} = 9.7\text{KN/m.}$$

$$M_{max}^u = -\frac{q_u l^2}{2} = \frac{13.47 \times 1.3^2}{2} = -11.48\text{KN.m.}$$

$$M_{max}^{ser} = -\frac{q_{ser} l^2}{2} = -\frac{9.7 \times 1.3^2}{2} = -8.19\text{KN.m.}$$

$$V_u = -q_u l = 13.47 \times 1.3 = 17.51\text{KN.m.}$$

➤ **Ferraillage**

- **Armatures principales**

$$b = 30\text{cm} \quad d = 17 - 2 = 15\text{cm}$$

Tableau 2.22 : Ferraillage de l'escalier.

μ_{bu}	α	Z	$A_{calculé}$	A_{min}	Choix de ferraillage
0.119	0.16	0.140	2.41	0.54	3HA12=3.39cm ²

- Armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_t}{4} = 0.85cm^2 \quad \text{on opte pour 4HA8} = 2.01cm^2.$$

$$S_t \leq \min(3e; 33) \Rightarrow S_t = 25cm.$$

- Calcul de la contrainte

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15Mpa.$$

$$y = 3.059cm \quad I = 5.6618cm^2.$$

$$\sigma_{bc} = 7.38Mpa = 0.6f_{c28} = 15Mpa \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{v^{max}}{b.d} \Rightarrow \tau_u = 0.38 Mpa \leq \overline{\tau}_u = 3.33Mpa \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Tableau 2.23 : Evaluation de la flèche

L (m)	M _{j ser} (KN.m)	M _{g ser} (KN.m)	M _{p ser} (KN.m)	Δf	f _{adm}	Observation
1.3	3.59	6.08	8.13	2.31	5.3	Vérifiée

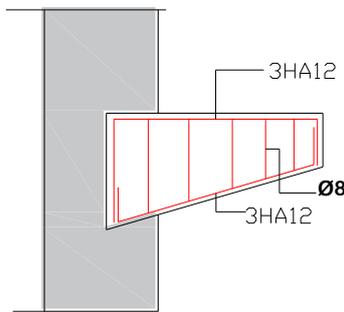


Figure 2.31 : Schéma de ferrailage de l'escalier hélicoïdale

2.3. Etude des poutres de chaînages

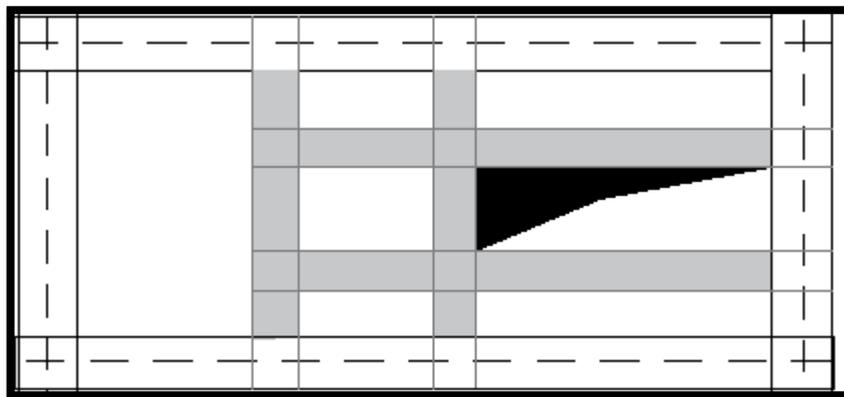


Figure 2.32 : Poutre de chaînage au niveau de la cage d'ascenseur.

D'après le RPA99V2003 (Art 9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté. Les poutres de chaînage à calculer dans notre projet sont des poutres horizontales en béton armé, située au niveau de la cage d'ascenseur.

$$h \geq \left(\frac{2}{3} \times 20 \text{ cm}; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

D'où $h=20 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

➤ **Calcul des sollicitations**

Le chaînage est conçu pour reprendre, outre son poids propre, le poids des cloisons.

Poids propre de chaînage $G_p = \gamma_b \times b \times h = 1.50 \text{ KN/m}$

Poids du mur $G_{mur} = 2.67 \times (2.80 - 0.20) = 6.94 \text{ KN/m}$

D'où : $q_u = 1.35 \times (1.50 + 6.94) = 11.39 \text{ KN/m}$

$q_s = 8.44 \text{ KN/m}$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_u = 11.39 \text{ KN/m} \\ q_s = 8.44 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_u = \frac{11.39 \times 2.30^2}{8} = 7.53 \text{ KN.m} \\ M_s = \frac{8.44 \times 2.30^2}{8} = 5.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée $\begin{cases} M_t^u = 0.85 \cdot M_u = 6.40 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 0.85 \cdot M_s = 4.74 \text{ KN.m} \end{cases}$

- En appui $\begin{cases} M_a^u = -0.5 \cdot M_u = -3.76 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.5 \cdot M_s = -2.79 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Le ferrailage**

Tableau 2.24 : Ferrailage de la poutre de chaînage

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{cal} > A_{min}$
Travée	6.40	0.052	0.067	0.146	1.25	0.61	Vérifier
Appuis	-3.76	0.03	0.038	0.167	0.64	0.61	Vérifier

➤ **Vérifications à l'ELU**

- **Armature transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(0.57; 3; 6) = 0.6 \text{ cm}$$

Soit $A_t = 1 \text{ Cadre } \phi 6 + 1 \text{ pingle } \phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$

- **Les espacements**

$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm}$

$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 0.41 \text{ m}$

$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_e)} < 0$

Selon **RPA99/V2003**, l'espacement est $S_t \leq (h; 25 \text{ cm})$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Vérification à l'effort tranchant**

$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 13.09 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.223 \text{ MPA}$

$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA (F.P.N)}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ C'est vérifiée

Tableau 2.25 : Vérification des contraintes à l'ELS

	M_{ser}	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
En travée	4.74	4.02	3199.20	5.95	15	Vérifiée
En appuis	-2.79	3.01	2180.98	3.85		Vérifiée

- Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une de ses conditions n'est pas vérifiée :

$$h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \times L \Rightarrow 20 \geq 19.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A \leq \frac{4.2bd}{f_e} \Rightarrow 2.70 \text{ cm}^2 \leq 5.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$L = 2.3 \text{ cm} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

N.B: la flèche n'est donc pas nécessaire

- Le choix des armatures

2HA10+1HA12 = 2.70 cm².....En travée

3HA10 = 1.51cm².....aux appuis



Figure 2.33 : Bande noyée de la poutre de chaînage

2.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, on peut le simuler à une console encastrée à l'extrémité du plancher terrasse, soumis à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (Fp). Il a pour objectif l'étanchéité et notamment la protection des personnes accédant à la terrasse.

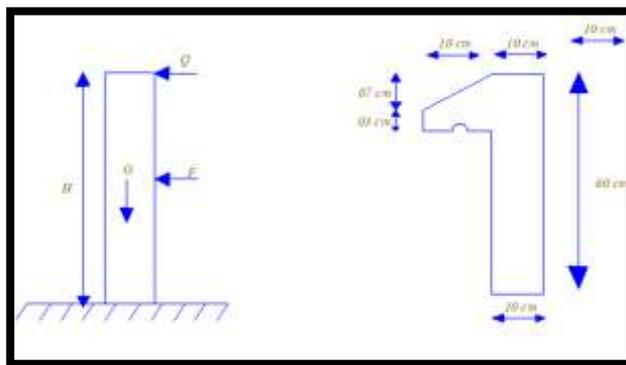


Figure 2.34 : Schéma statique de l'acrotère

➤ **Hypothèses de calcul**

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (2.34).

Évaluation des charges verticales

$$S = [(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03)/2] \Rightarrow S = 0.0685 \text{ m}^2.$$

Poids propre $G1 = 25 \times 0.0685 \times 1 \Rightarrow G1 = 1.7125 \text{ KN}$.

Poids d'enduits extérieurs (ciment : $e = 1.5\text{cm}$) $G2 = 20 \times 0.015 \times 0.6 \times 1 \Rightarrow G2 = 0.18 \text{ KN}$.

Poids d'enduits intérieurs (ciment: $e = 2\text{cm}$) $G3 = 20 \times 0.02 \times 0.6 \times 1 \Rightarrow G3 = 0.24 \text{ KN}$.

Le poids total $Wp = G1 + G2 + G3 = 2.13 \text{ KN}$

Charges horizontales (Force due au séisme)

$Fp = 4 \times A \times Cp \times Wp$ **RPA99V2003 (art 6.2.3)**

$A = 0.15$; $Cp = 0.8$; $Wp = 2.13 \text{ KN/ml}$ Donc $Fp = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.13$ $Fp = 1.02 \text{ KN}$.

D'après DTR BC2.2 :

La charge due à la main courante $Q = 1 \text{ KN}$ (plancher terrasse inaccessible).

➤ **Calcul des sollicitations**
 - **Calcul du centre de gravité** $x_g = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}$, $y_g = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$

$$x_g = \frac{0.6 \times 0.1 \times (0.1/2) + 0.07 \times 0.1 \times (0.1 + 0.1/2) + 0.5 \times 0.1 \times 0.03 \times (0.1 + 0.1/3)}{0.0685}$$

Alors $x_g = 6.12 \text{ cm}$ et $y_g = 32.85 \text{ cm}$

- **Moment engendré par les efforts normaux**

$N_G = 2.13 \text{ KN/ml}$

$Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

$F_p = 1.02 \text{ KN} \Rightarrow M_{Fp} = F_p \times y_p = 1.02 \times 0.3285 = 0.335 \text{ KN.m}$

Tableau 2.26. Différentes combinaisons d'actions.

Sollicitation	ELA	ELU	ELS
	G+Q+F _p	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N(KN)	2.13	2.86	2.13
M(KN)	0.935	0.9	0.6
Excentricité (m)	0.44	0.31	0.28

$\frac{H}{6} = \frac{0.6}{6} \times 0.1 \text{ m}$, $e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, donc la

section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_1 par l'excentricité

réelle de calcul tel que $e = e_1 + e_2 + e_a$

$$e_a = \max(2\text{cm}; \frac{H}{250}) = \max(2\text{cm}; \frac{60}{250}) = 2\text{cm} \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes.

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

l_f : Longueur de flambement : $l_f = 2 \times H = 1.2 \text{ m}$.

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

On a : $M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0$ Donc : $e_2 = 0.0086 \text{ m}$, $e = 0.31 + 0.02 + 0.0086 \Rightarrow e = 0.338 \text{ m}$.

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2.86 \text{ KN} ; M_U = N_U \times e = 2.86 \times 0.338 = 0,967 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

- **Calcul à L'ELU**

$$h = 10 \text{ cm} ; d = 7 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous

l'effet d'un moment fictif $M_{ud} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

$$M_{ud} = 0.967 + 2.87 \times (0.07 - \frac{0.1}{2}) = 1.024 \text{ KN.m} \mu_{bu} = \frac{M_{ud}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.024 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} = 0.015$$

$$\mu_{bu} = 0.015 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E 400) d' \text{ où : } A's = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.018, z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.07 \text{ m}$$

$$A_L = \frac{M_{ud}}{z \times f_{st}} = \frac{1.024 \times 10^{-3}}{0.07 \times 348} = 0.42 \text{ cm}^2 \text{ et } A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.42 \times 10^{-4} - \frac{2.86 \times 10^{-3}}{348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à L'ELU**

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2 > A_s \text{ On adopte } A_s = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{Armatures de répartition } A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ T8 (} 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml).}$$

- **Espacement**

$$\text{Armatures principales : } S_t \leq 100/3 = 33.3 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable)

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}), \bar{\tau}_u \leq \min(2.5; 3 \text{ Mpa}), \bar{\tau}_u \leq 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.02 + 1 = 2.02 \text{ KN} ; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} = 0.03 \text{ MPA} \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérfié}$$

- **Vérification de l'adhérence**

Il faut que $\tau_{se} < 0.6 \times \psi s^2 \times f_{t28}$; $\tau_{se} = V_u / (0.9d \times \Sigma \mu_i)$, $\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi$

$$\Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 2.02 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.07 \times 10.048) \Rightarrow \tau_{se} = 0.32 \text{ MPA}$$

$$0.6 \times \psi s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPA} > \tau_{se} = 0.32 \text{ MPA} . \text{ Donc c'est vérifié}$$

➤ **Vérification à L'ELS**

$$d = 0.07 \text{ m} ; N_{ser} = 2.13 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6$$

- **Position de l'axe neutre**

$$C = d - e_A$$

$$e_A = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/2.13) + (0.07 - 0.1/2) \Rightarrow e_1 \Rightarrow = 0.3 \text{ m.}$$

$$e_A > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.07 - 0.3 \Rightarrow c = -0.23 \text{ m.}$$

$$c = -0.23 \text{ m} ; y_{ser} = y_c + c ; y_c + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b; q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times (d - c)^2 / b$$

$$\begin{cases} P = -3 \times (-0.23)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.07 + 0.23)}{1} = -0.153 \text{ m}^2 \\ q = -2 \times (-0.23)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.07 + 0.23)^2}{1} = 0.023 \text{ m}^3 \end{cases}$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = 0.233 \Rightarrow y_{ser} = 0.003 \text{ m}$.

- Calcul des contraintes

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 1.97 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} \times y = 0.032 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{Ser}}{\mu_t} \times (d - y) = 10.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa (FN)} \end{cases}$$

➤ Schéma de ferrailage

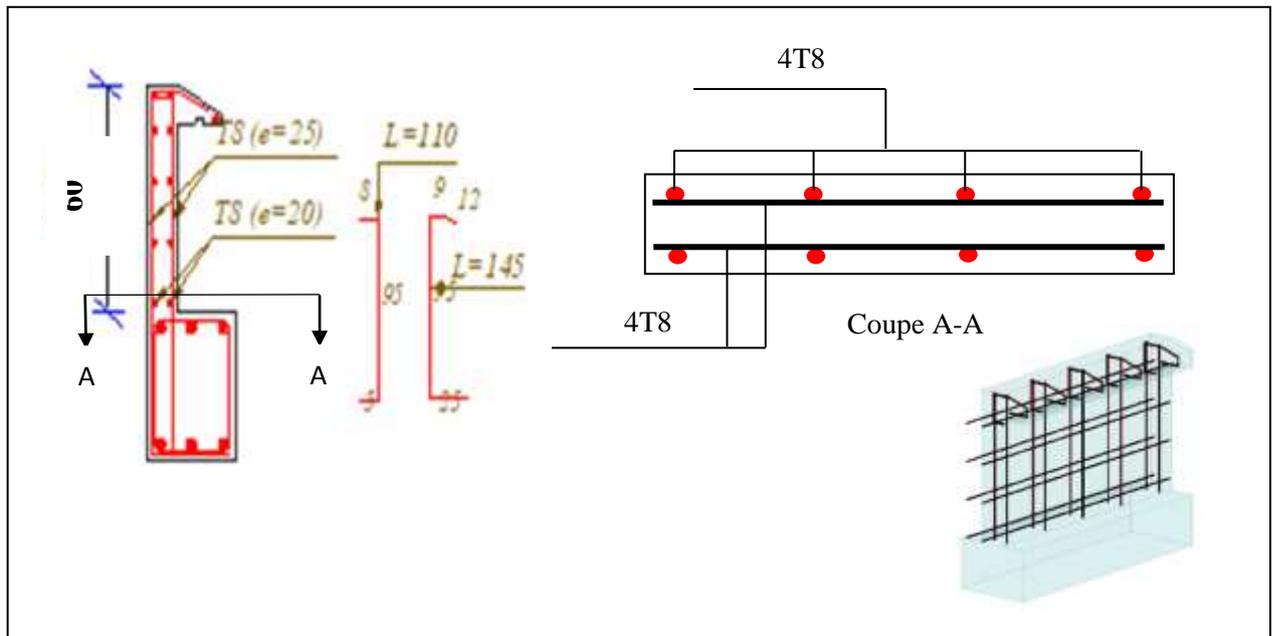


Figure 2.35: Schéma de ferrailage de l'accrotère

2.5. Etude de l'ascenseur

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction. Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes. Dans notre projet l'ascenseur relie le RDC jusqu'au dernier niveau.

Nous allons procéder à l'étude de la dalle, il s'agit de la dalle située en haut (c.-à-d en dessous de la toiture), elle sera calculer sous charge répartie et concentré, cette dalle précisément est calculer et ferrailer pour supporter le poids du mécanisme situé dans cette dernière.

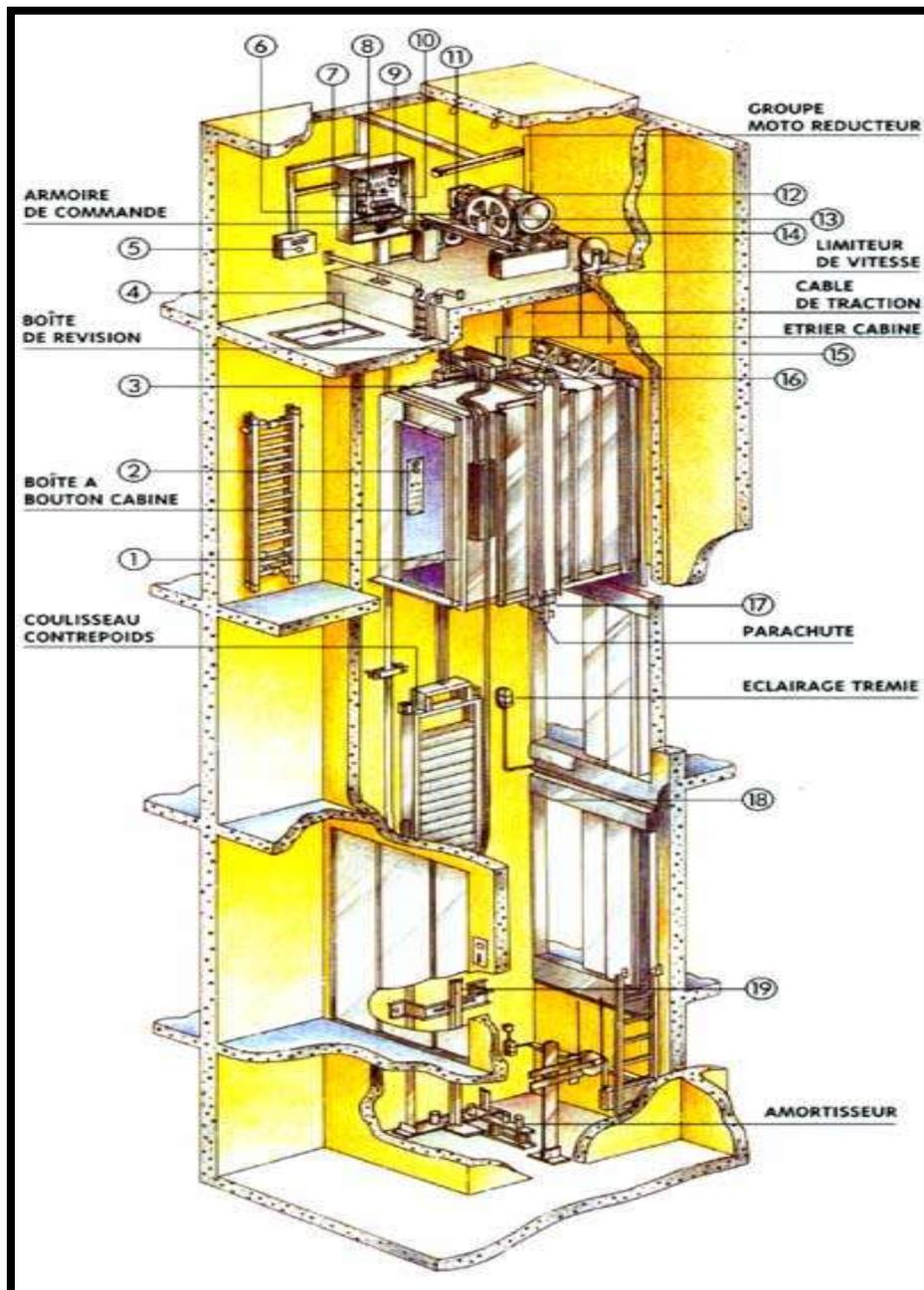


Figure 2.36: Ascenseur électromécanique

➤ Etude de l'ascenseur

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule $n = \frac{\text{Charge nominale}}{75} \Rightarrow \frac{630}{75} = 8.4$, Dans notre bâtiment on adopte un ascenseur pour 8 personnes.

- c. Longueur : 150cm.
- d. Largeur : 130cm.
- e. Hauteur : 220cm.
- f. F_c : charge due à la cuvette = 145KN.
- g. P_m : charge due à l'ascenseur = 15KN.
- h. D_m : charge due à la salle des machines = 51KN.
- i. La charge nominale est de 630kg.
- j. Vitesse $V=1.6\text{m/s}$.

Donc : $g = D_m + P_m + P_{personnes} \Rightarrow g = 15 + 51 + 6.30 = 72.3\text{KN}$.

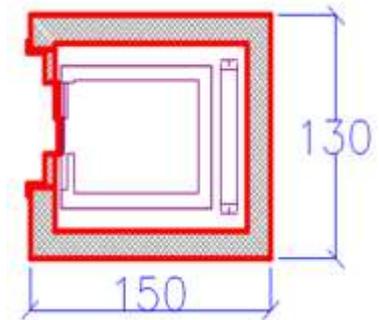


Figure 2.37 : Schéma représentatif d'un ascenseur

➤ Etude de la dalle du local machine

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{130}{45} \leq e \leq \frac{130}{40} = 2.88 \leq e \leq 3.25$
 $e \geq 11\text{cm} \Rightarrow 2H$ de coupe-feu.
 $e \geq 13\text{cm} \Rightarrow$ Isolation phonique.
 On prend $e = 15\text{cm}$.

➤ Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour quelle puisse supporter les charges importantes qui lui sont appliquées.

$\frac{l_x}{l_y} = \frac{130}{150} = 0.86 > \rho = 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

➤ Evaluation des charges et surcharges

$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75\text{KN/m}^2$	Poids de la dalle en béton armé.
$G_2 = 22 \times 0.03 = 0.66\text{KN/m}^2$	Poids du mortier de pose $e=3\text{cm}$.
$G_3 = 0.1\text{KN/m}^2$	Poids de l'isolation thermique.
$G_4 = 22 \times 0.03 = 3.75\text{KN/m}^2$	Poids de la forme de pente méta chape.
$G_5 = 25 \times 0.2 = 0.44\text{KN/m}^2$	Poids du revêtement dallage colle.
$G' = G_1 + \dots + G_5 = 5.30\text{KN/m}^2$	
$G'' = \frac{F_c}{s} = \frac{145}{1.50 \times 1.30} = 74.35\text{KN/m}^2$	Poids de la machine.
$G_{totale} = G' + G'' = 79.65\text{KN/m}$	

A. Cas d'une charge répartie

➤ Calcul des sollicitations

A L'ELU

$q_u = 1.35G_{totale} + 1.5Q = 1.35(79.65) + 1.5(1) = 109.03 \text{KN/m}^2$

$\rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$

Sens x : $M_{0u}^x = \mu_x \cdot l_x^2 q_u = 0.0496 \times 1.30^2 \times 109.03 = 9.14\text{KN.m}$

Sens y : $M_{0u}^y = \mu_y \cdot M_{0u}^x = 0.7052 \times 9.14 = 6.45\text{KN.m}$

➤ Calcul des moments réels

En travée $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 9.14 = 7.77\text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times 6.45 = 4.48\text{KN.m} \end{cases}$

- **Calcul des moments réels**

En travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 7.71 = \mathbf{6.55KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times 6.11 = \mathbf{5.19KN.m} \end{cases}$$

En appui

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -0.3 \times 7.71 = \mathbf{2.31KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15Mpa$$

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

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{2} + 15(A_s(d - y)^2 + 15[A'_s \times (y - d')^2]) = 0$$

On a :

$$A_x = 3.14cm^2, b=100cm, d=12cm$$

$$y = \frac{100 \times y^2}{2} + 15(A_s)y - 15(d \times A_s) \Rightarrow y = \mathbf{2.92cm}$$

$$I = \frac{100 \times (2.92)^3}{2} + 15(3.14(12 - 2.92)^2) \Rightarrow I = \mathbf{3920.77cm^4}$$

• **Sens x-x :**

$$\sigma_{bc} = \mathbf{4.87Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa$$

• **Sens y-y :**

$$\sigma_{bc} = \mathbf{3.86Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa$$

Tableau 2.28: Vérifications des contraintes

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$
x-x	6.55	2.92	3920.77	4.87	15
y-y	5.19	2.92	3920.77	3.86	
Appui	2.31	2.92	3920.77	1.72	

➤ **Condition de la flèche**

• **Sens-y :**

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = \mathbf{0.10} \geq \frac{0.75M_0}{20 \times M_o} = \frac{0.75}{20} = \mathbf{0.0375}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = \mathbf{0.026} > \frac{2}{f_e} = \mathbf{0.005}$$

$$l = 1.50 < 8m$$

• **Sens x :**

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{130} = \mathbf{0.115} \geq \frac{0.75M_0}{20 \times M_o} = \frac{0.75}{20} = \mathbf{0.0375}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = \mathbf{0.026} > \frac{2}{f_e} = \mathbf{0.005}$$

$$l = 1.30 < 8m$$

La vérification n'est pas nécessaire dans les deux sens.

B. Cas d'une charge concentrée

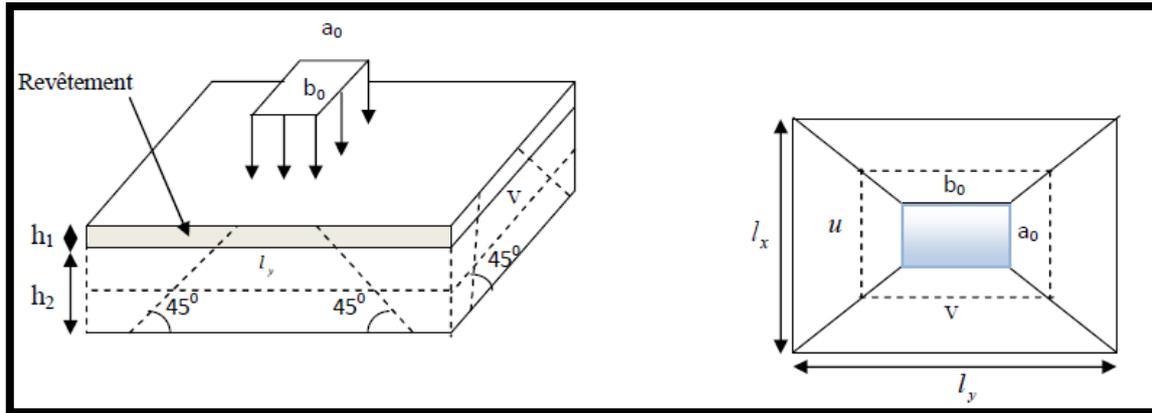


Figure 2.38 : Schéma représentant la surface d'impact

On a : $\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$ pour $V = 1.6\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150\text{cm} \\ b_0 = 160\text{cm} \end{cases}$

h_1 : Épaisseur de revêtement sur la dalle $h_1 = 4\text{cm}$.

h_0 : Épaisseur de la dalle.

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement. On a un revêtement en béton donc : $\xi = 1$

$\{u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = \mathbf{178 \text{ cm}} ; v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = \mathbf{188 \text{ cm}}$

➤ **Evaluation des charges**

D_m est la charge due à la salle des machines, P_m la charge due à l'ascenseur,

P_p : La charge nominale $\Rightarrow G = D_m + P_m + P_p = 145 + 15 + 6.3 = 166.3 \text{ KN}$

➤ **Calcul des sollicitations**

ELU $P_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 166.3 = \mathbf{224.50 \text{ KN}} \Rightarrow q_u = \frac{p}{a_0 \times b_0} = \frac{224.50}{1.5 \times 1.6} = \mathbf{93.54 \text{ KN/m}^2}$

➤ **Calcul des moments**

M_{x1} et M_{y2} du système de levage $\begin{cases} M_{x1} = q_u \times (M_1 + vM_2) \times u \times v \\ M_{y2} = q_u \times (M_2 + vM_1) \times u \times v \end{cases}$

M_1 est en fonction de $\frac{u}{l_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{178}{130} = 1.37$ et $\rho = 0.86$

M_2 est en fonction de $\frac{u}{l_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{188}{150} = 1.25$ et $\rho = 0.86$, tel que $v = 0$ à l'ELU

En se référant à l'Annexe (II), on trouve : $M_1 = 0.042\text{KN.m}$ et $M_2 = 0.032\text{KN.m}$

$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u \times u \times v \\ M_{y1} = M_2 \times q_u \times u \times v \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 0.042 \times 93.54 \times 1.78 \times 1.88 = \mathbf{13.15 \text{ KN.m}} \\ M_{y1} = 0.032 \times 93.54 \times 1.78 \times 1.88 = \mathbf{10.02 \text{ KN.m}} \end{cases}$

Moments due au poids propre de la dalle $q_u = 1.35 \times 5.30 + 1.5 \times 1 = \mathbf{8.66 \text{ KN}}$

$\begin{cases} \rho = 0.86 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$

$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u = \mathbf{0.73\text{KN.m}} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = \mathbf{0.51\text{KN.m}} \end{cases}$

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 13.15 + 0.73 = 13.9 \text{ KN.m}, M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 10.02 + 0.51 = 10.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée} \begin{cases} M_t^x = 0.85 * M_{0x} = 0.85 \times 13.9 = \mathbf{11.82 \text{ KN.m}} \\ M_t^y = 0.85 * M_{0y} = 0.85 \times 10.53 = \mathbf{8.95 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_{0x} = \mathbf{-5.56 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Tableau 2.29: Ferraillage de la dalle supérieure d'ascenseur.

Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)
travée	x-x	11.82	0.025	0.177	1.91
	y-y	8.95	0.019	0.178	1.44
Appui	5.56	0.012	0.015	0.178	0.89

Tableau.2.30 : Vérification de la condition de non fragilité.

Sens	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Observation	A_{adop} (cm ² /ml)
Travée	x-x	1.91	Vérifiée	4HA8 = 2.01
	y-y	1.44	Vérifiée	4HA8 = 2.01
Appui	0.89	1.44	Vérifiée	4HA8 = 2.01

E spacements Sens x-x': $St < \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow St = 100/3 = 33\text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Sens y-y': $St < \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow St = 100/3 = 33\text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

Sous charge concentrée : avec $a_0 < b_0$

$$V_{max} = V_x = \frac{P_u}{3a_0 \times b_0} \text{ si } a_0 > b_0 ; V_x = \frac{P_u}{3b_0} \text{ si } a_0 \leq b_0 \Rightarrow V_x = \frac{224.50}{3 \times 1.60} = \mathbf{46.77 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{46.77}{1 \times 0.18} = 0.26 \text{ MPa}, \tau_{adm} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{1.5} = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{0.26 \text{ MPa}} < \mathbf{1.17 \text{ MPa}}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales

➤ **Vérification au poinçonnement**

$$Q_u \leq \frac{0.045}{\gamma_b} \times v \times h \times f_{c28} \text{ Tel que } Q_u \text{ charge de calcul à l'ELU,}$$

h : L'épaisseur totale de la dalle, $h = 20\text{cm}$.

v : Le périmètre du rectangle d'impact.

$$v = (v + u) \times 2 = (1.88 + 1.78) \times 2 = 7.32\text{m} \Rightarrow Q_u = \mathbf{93.54 \text{ KN}} < \mathbf{1110 \text{ KN}} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification à L'ELS**

$$P_s = p = 166.3 = 166.3 \text{ KN}, q_s = \frac{p}{a_o \times b_o} = \frac{166.3}{1.5 \times 1.6} = 69.29 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des moments ; Moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) \times q_u \times u \times v \\ M_{y2} = (M_2 + \nu M_1) \times q_u \times u \times v \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (0.042 + 0.2 \times 0.032) \times 69.29 \times 1.88 \times 1.78 = 11.22 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = (0.032 + 0.2 \times 0.042) \times 69.29 \times 1.88 \times 1.78 = 9.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_1 = 0.042 \text{ KN.m et } M_2 = 0.032 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (0.042 + 0.2 \times 0.032) \times 69.29 \times 1.88 \times 1.78 = 11.22 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = (0.032 + 0.2 \times 0.042) \times 69.29 \times 1.88 \times 1.78 = 9.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments due au poids propre de la dalle, $q_s = 5.30 + 1 = 6.30 \text{ KN}$

$$\rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.7932 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 0.60 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 0.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_{ox} = M_{x1} + M_{x2} = 11.22 + 0.60 = 11.82 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{y1} + M_{y2} = 9.37 + 0.48 = 9.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 11.82 = 10.05 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 9.85 = 8.378 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis $\begin{cases} M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_{ox} = -4.73 \text{ KN.m} \end{cases}$

- Vérification des contraintes

Tableau 2.31 : Vérification des contraintes dans le béton.

		Mser(KN.m)	Y (cm)	I (cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	x-x	10.05	3.00	7683.75	4.04	15	Vérifiée
	y-y	8.38	3.00	7683.75	3.27	15	Vérifiée
En appuis	x-x	4.73	3.00	7683.75	1.84	15	Vérifiée
	y-y						

- État limite d'ouverture des fissures

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \sigma_{bc} \frac{(d - y)}{y} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Tableau 2.32 : Vérification des contraintes dans l'acier.

		Mser (KN.m)	y (cm)	I (Cm4)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
En travée	x-x	10.05	3.00	7683.75	294.42	201.64	Non Vérifiée
	y-y	8.38	3.00	7683.75	245.38	201.64	Non Vérifiée
En appuis	x-x	4.73	3.00	7683.75	138.5	201.64	Vérifiée
	y-y						

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$ La condition n'est pas vérifiée donc il faut recalculer la section d'armature à l'ELS

Sens x-x $\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.01005}{1 \times (0.18)^2 \times 201.64} = 0.00153$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \Rightarrow \alpha = 0.23$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}} = 4.16 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On adopte : } 4\text{HA}12 \Rightarrow A_{adop} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Sens y-y } \beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_{st}} = \frac{8.38 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18)^2 \times 201.64} = \mathbf{0.00128}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \Rightarrow \alpha = \mathbf{0.222}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}} = \mathbf{3.42 \text{ cm}^2/\text{ml}} ; \text{ On adopte : } 5\text{HA}10 \Rightarrow A_{adopté} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

• Schéma de ferrailage

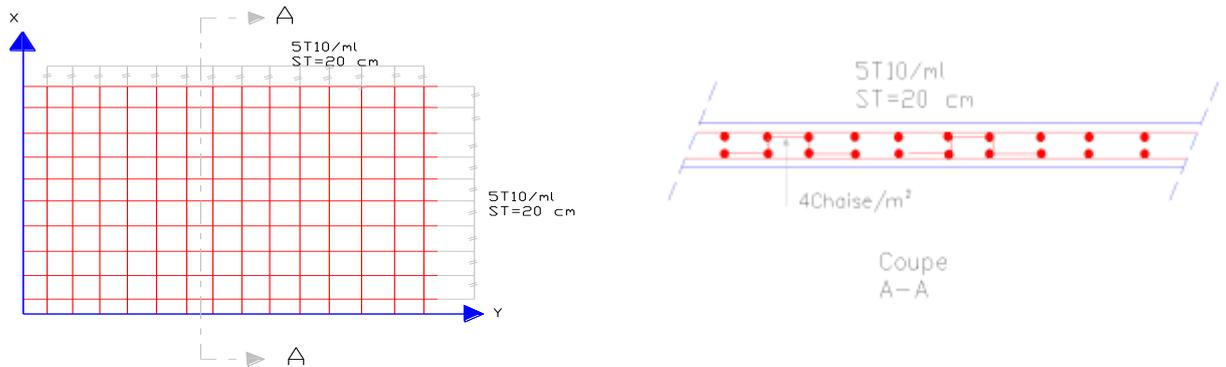


Figure 2.39 : Schéma de ferrailage de la dalle

3. Pré-dimensionnement des éléments porteurs

3.1. Les poutres

- Poutres principales

Elles sont perpendiculaires aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de flèche qui est :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \qquad 0.3h \leq b \leq 0.5h$$

$$L_{max} = 545 - 30 = L_{max} = 515 \text{ cm} \Rightarrow 34.33 \leq h_{pp} \leq 51.5$$

Après avoir fait les vérifications nécessaires on a :

$$h = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

h_{pp} : Hauteur de la poutre principale

On adopte une section rectangulaire ($b \times h$) = (30 × 40)

Vérification selon le RPA :

- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ (Vérifiée)
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ (Vérifiée)
- $h/b = 1.5 < 4$ (Vérifiée)

- Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles :

$$L_{max} = 305 - 30 = L_{max} = 275 \text{ cm} \Rightarrow 18.33 \leq h_{ps} \leq 27.5$$

Après avoir fait les vérifications nécessaires on a :

$$h = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification selon le RPA

- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Vérifiée
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Vérifiée
- $h/b = 1.5 < 4$ Vérifiée

3.2. Les Voiles

Pour augmenter la rigidité de notre structure et assurer un bon contreventement, on a prévu des murs voiles, dimensionnées selon le **RPA99 version 2003**

L'épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15\text{cm}$
- $e > he/20$ pour les voiles simples
- $e > he/22$ pour les voiles à une extrémité rigide
- $e > he/25$ pour les deux extrémités rigides
- $L \geq 4e$

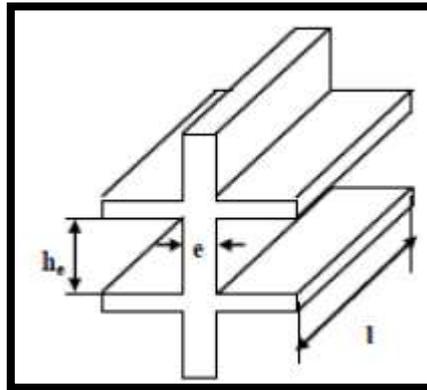


Figure 2. 40 : Coupe de voile en élévation.

he : Hauteur libre d'étage.

L : Longueur de voile.

e : Épaisseur du voile.

$he = 280 - 25 = 255\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left(\frac{306-25}{22}; 15 \right) \dots\dots\dots \text{Pour le sous-sol} \\ e \geq 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left(\frac{280-25}{22}; 15 \right) \dots\dots\dots \text{Pour étage courant +RDC} \\ e \geq 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

3.3. Les poteaux

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions **du RPA99/2003**

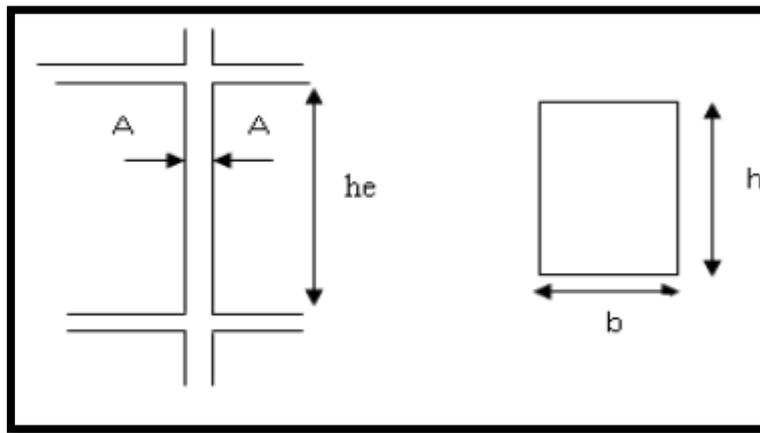


Figure 2.41 : Hauteur libre d'étage

Les exigences de RPA pour un poteau rectangulaire

$$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$$

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

$$0.25 \leq b/h \leq 4$$

En se basant sur ces conditions nous adoptons pour les poteaux les sections préalables suivantes :

Tableau 2.33 : Section préalables des poteaux

Poteau	Sous sol+ RDC	1 ^{er} + 2 ^{ème}	3 ^{ème} + 4 ^{ème}	5 ^{ème} + 6 ^{ème}	7 ^{ème}
Section (b × h) cm ²	45x45	40x45	40x40	35x40	35x35

Ces sections seront vérifiées ultérieurement, elles se feront suivant ces trois critères :

- a) Critère de résistance
- b) Critère de stabilité de forme
- c) Effort normal réduit

3.3.1. 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, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément
- La charge du plancher qu'il supporte
- Les éléments secondaires
- Les murs de double cloison

Afin d'évaluer l'effort normal maximal dans le Poteau le plus sollicité, on a utilisé un modèle numérique en éléments finis en 3D sur le logiciel ETABS2016, où on a représenté les planchers, les escaliers les portiques (poteaux, poutres), sans voiles, on a obtenu à la base du modèle un effort normal à l'ELU $N_u=1613.14\text{KN}$. D'après l'art B.8.1.1 du CBA 93, l'effort normal du poteau le plus

sollicité doit être majoré de 10 % (poteau voisin des poteaux de rive dans un bâtiment qui comporte au minimum 3 travées). $N_u^* = 1.1 \times 1612.60 = 1774.45 \text{ KN}$.

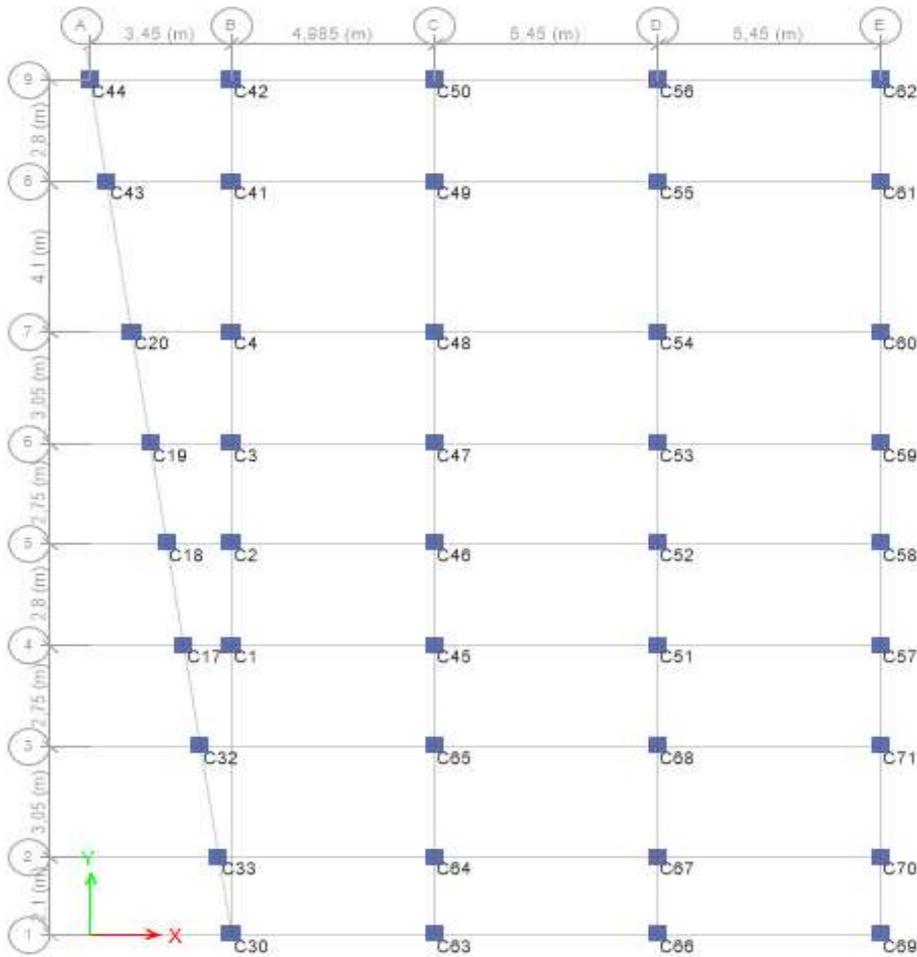


Figure 2.42 : Plan de poteau le plus sollicité sur ETABS (C65)

La vérification du poteau du sous-sol

- Vérification de critère de résistance à la compression

On doit vérifier : $\frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$

$$B \geq \frac{N_u^*}{14.2} \Leftrightarrow B \geq \frac{1774.45 \times 10^{-3}}{14.2}$$

$$B = 0.45 \times 0.45 = 0.2025 \text{ m}^2 > 0.124 \text{ m}^2$$

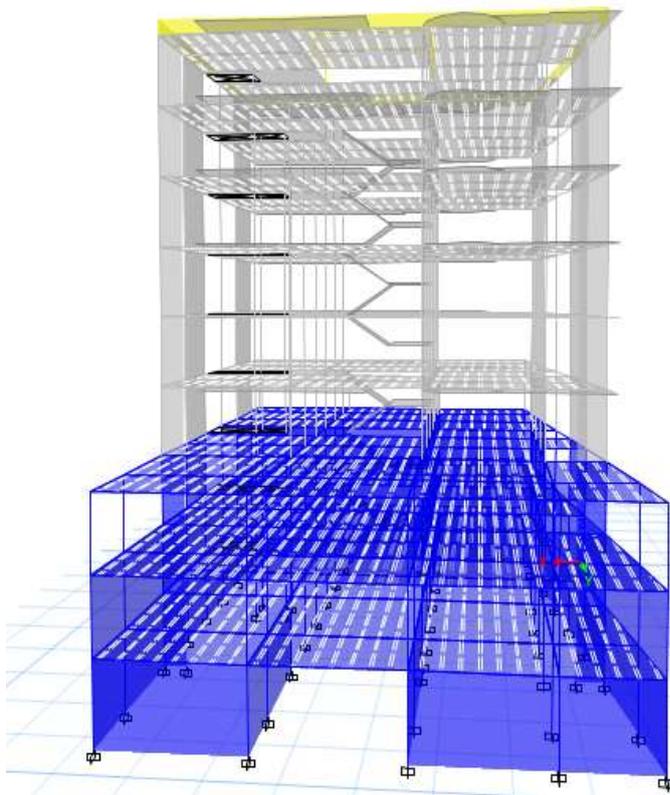
B : la section du béton

N_u^* : L'effort normal maximal

γ_b : Coefficient de sécurité de béton ($\gamma_b = 1.5$).

f_{c28} : La résistance à la compression à l'âge de 28 jours, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. On résume les vérifications à la compression de tous les poteaux dans le tableau suivant :

Tableau 2.34. Vérification des différents poteaux à la compression

	Niv	N_u KN	$1.1N_u$ KN	B^{adp} m^2	B^{cal} m^2
	N9	175.69	193.25	0.1225	0.0136
	N8	349.43	384.37	0.14	0.027
	N7	523.86	576.24	0.14	0.040
	N6	702.216	772.43	0.16	0.054
	N5	839.587	923.53	0.16	0.065
	N4	1030.73	1133.40	0.18	0.079
	N3	1222.07	1344.27	0.18	0.094
	N2	1415.90	1557.49	0.2025	0.109
	N1	1612.60	1774.45	0.2025	0.124

- Vérification au flambement

D'après le CBA 93(art.B.8.4.1) on doit faire la vérification suivante :

$$N_{admissible} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : Section réduite du poteau $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$, A : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton ($\gamma_b = 1.5$) et γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ($\gamma_s = 1.15$).

α : Coefficient fonction de l'élancement "λ" qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}, \text{ pour } \lambda \leq 50 \text{ ou } \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2, \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70 .$$

Selon le BAEL 91/99 articles B.8.4 la vérification à faire sera pour le poteau le plus élancé (poteau du Sous-sol) et avec une majoration de l'effort normal N_u et on a λ : Elancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$,

l_f : Longueur du flambement

$$l_f = 0.7l_0 \text{ (Art B.8.3.31. BAEL91).}$$

l_0 : Hauteur du poteau le plus élancé, on prend en considération la hauteur de la poutre.

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ pour une section rectangulaire.

AN $l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7(3.06-0.4) = 1,82 \text{ m}$

$$B = 0.45 \times 0.45 = 0.2025 \text{ m}^2, I = \frac{0.45 \times 0.45^3}{12} = 0.0034 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0034}{0.2025}} = 0.130 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1.82}{0.130} = 14$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14}{35}\right)^2} = 0.832$$

$$B_r = (45 - 2) \times (45 - 2) = 0.1849 \text{ m}^2$$

D'après le BAEL 91/99, on doit vérifier que

$$B_r \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \Rightarrow B_r \geq \frac{1774.45 \times 10^{-3}}{0.832 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.096 \text{ m}^2, B_r = 0.1849 \geq 0.096 \text{ m}^2$$

Donc : le poteau ne risque pas de se flamber. Le tableau suivant résume les vérifications au flambement des différents niveaux :

Tableau 2.35. Vérification au flambement

Niveau	1.1×Nu	l _f (m)	i(m)	λ	α	$\frac{(B_r \geq B_r^{cal})}{B_r \text{ (m}^2) \quad B_r^{cal} \text{ (m}^2)}$		Observation
7 ^{ème}	193.25	1.68	0.101	16.63	0.813	0.1089	0.010	Vérifiée
6 ^{ème}	384.37	1.68	0.115	14.60	0.821	0.1254	0.021	Vérifiée
5 ^{ème}	576.24	1.68	0.115	14.60	0.821	0.1254	0.032	Vérifiée
4 ^{ème}	772.43	1.68	0.115	14.60	0.821	0.1444	0.042	Vérifiée
3 ^{ème}	923.53	1.68	0.115	14.60	0.821	0.1444	0.051	Vérifiée
2 ^{ème}	1133.40	1.68	0.129	13.02	0.827	0.1634	0.062	Vérifiée
1 ^{ère}	1344.27	1.68	0.129	13.02	0.827	0.1634	0.073	Vérifiée
RDC	1557.49	1.68	0.130	14.00	0.832	0.1849	0.085	Vérifiée
Sous-sol	1774.45	1.86	0.130	14.00	0.832	0.1849	0.096	Vérifiée

4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons procédé aux calculs des éléments secondaires, à savoir plancher à corps creux estimée à « 16+4cm », après avoir répondu aux conditions des règlements à savoir : RPA99V2003, BAEL91 et CBA93. En effet nous avons rencontré un léger problème au niveau de l'escalier principal qui a été résolu par la création de deux paliers (départ et arrivée). Quant aux éléments structuraux nous avons eu recours à l'utilisation de l'ETABS2016 pour déterminer le poteau le plus sollicité.

Tableau 2.36 : Dimensions finales des éléments structuraux

	sous-sol + RDC	1 ^{er} + 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} + 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} + 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	Poutre principale	Poutre secondaire	Voile
Section	45×45	40×45	40×40	35×40	35×35	30×40	30×35	15

1. Introduction

Le problème fondamental du calcul parasismique réside dans la détermination de la réponse d'une structure à des mouvements sismiques forts ou modérés. En général, les structures ont un comportement linéaire tant qu'elles sont soumises à des séismes de faibles intensités, mais il est bien connu que pour des structures soumises à des séismes majeurs, leur comportement devient non linéaire et il en résulte l'apparition de déformations inélastiques. Par conséquent, le calcul linéaire devient insuffisant et le recours à un calcul non linéaire explicite dans le temps apparaît plus réaliste et mieux adapté, notamment pour satisfaire le compromis sécurité-économie.

2. Méthodes de calcul

Selon le **règlement parasismique algérien** article (4.1.1), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

2.1. Méthode statique équivalente

A. Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, de même propriétés d'inertie.

B. Conditions d'applications

- Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone **I** et **II_a** et 30m en zone **II_b** et **III**.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99V 2003 (art 4.1.2)**.

2.1.1. Calcul de la force sismique totale : (Art 4.2.3) RPA99V2003

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions, horizontales et orthogonales, selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R_x} \times W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R_y} \times W \end{cases}$$

➤ **A : coefficient d'accélération de zone**

Donné par le tableau 4.1 du **RPA99V2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas : $\begin{cases} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$

➤ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

Il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec: $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (**Tableau 4.2 RPA99V2003**)

Pour une construction mixte on peut prendre $\xi = 7\%$

D'où, $\eta=0,882$

➤ **Q : facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction La valeur de Q est déterminée par la formule.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = \sum_1^6 P_q$.

Avec :

P_q : est les pénalités à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Voir tableau 4.4 du **RPA99V2003 (art 4.1.2)**.

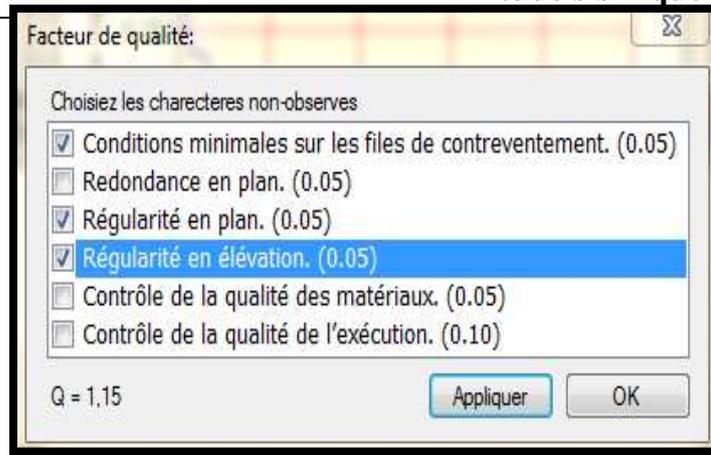


Figure 3.1 : Valeurs des pénalités P_q

➤ **W : Poids total de la structure**

W:est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta_i \times W_{Qi}$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charges d’exploitation.
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation, il est donné par le **Tableau (4-5) du RPA99V2003**

Pour usage d’habitation et service $\beta = 0,2$.

Le poids total de notre structure **W** a été calculé à l’aide du logiciel ETABS 2016 sous la combinaison (voir figure 3.2) d’où la valeur trouvée est égale à **27812,8801 KN**.

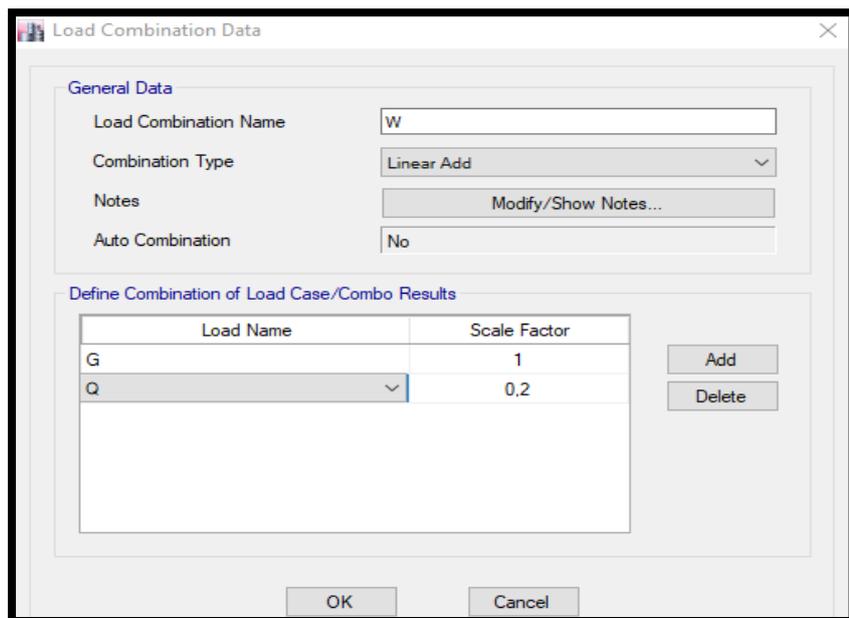


Figure 3.2. Combinaison G+0.2Q

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Selon le **RPA 99V2003 (Art 4.2.4)**, la période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1) T = C_T \times H_N^{3/4}$$

Avec

H_N : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau qui est égal à **25.46 m** dans notre projet.

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, et du type de remplissage donné par **Tableau 4.6 du RPA 99V2003** qui est égal à **$C_T = 0,05$** .

Ce qui donne la valeur de **$T = 0.566s$**

$$2) T_{x,y=0,09 \times \frac{H_N}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

L : dimension maximale du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\text{On a : } \begin{cases} L_x = 19.30m \\ L_y = 23,40 m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = \mathbf{0.521 s} \\ T_y = \mathbf{0,473s} \end{cases}$$

D'après les valeurs de la période (1) et (2) on prend les valeurs minimales suivantes :

$$T_x = \min (0.566; 0.521) = \mathbf{0.521 s}$$

$$T_y = \min (0.566; 0.473) = \mathbf{0.473 s}$$

▪ **Valeur de T_1 et T_2**

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site **RPA99V2003 (Tableau 4.7)**

D'après les caractéristiques données par le rapport du sol de notre terrain on a un sol ferme, site S_2 :

$$\text{on aura } \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.40 \text{ sec} \end{cases} \quad \text{RPA99V2003 (Tableau 4.7)}$$

- **Selon x** : $T_2 < T < 3 \text{ s}$ On prend : $D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$

Donc : $D_x = 1,84$

- **Selon y** : $T_2 < T < 3 \text{ s}$ On prend : $D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$

Donc : $D_y = 1,97$

➤ **R : Coefficient du comportement global de la structure**

Tableau 4.3 page 28 du règlement parasismique algérien, il est fonction du système de contreventement. Pour une structure bien ductile, le choix sur le coefficient de comportement global égal à **5**, ce qui se traduit par un système de contreventement mixte voile portique avec justification de l'interaction.

Après l'application numérique on aura

$$\begin{cases} V_y = \mathbf{1765,55 KN} \\ V_x = \mathbf{1890,29KN} \end{cases}$$

2.2. Méthodes d'analyse dynamique

La méthode dynamique spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Superposition des réponses spectrale

La superposition modale permet de calculer la réponse complète d'un système de N degré de liberté. Cependant, pour le dimensionnement, on s'intéresse, en général à la valeur maximum de la réponse et non à la réponse maximale pour chaque mode de vibration et en combinant les réponses maximums pour chaque mode selon certaines règles, on peut obtenir la réponse maximum probable d'un système à N degré de liberté, ainsi le déplacement max de DDL(i) pour le mode (j) s'écrit :

$$U_{i,max}^j = \varphi_{ij} \times \alpha_j \times S_{Dj}$$

S_{Dj} : Valeur spectrale en déplacement relatif du mode j.

α_j : Facteur de participation modale du mode j.

Plusieurs méthodes ont été proposé afin d'estimer la valeur probable de la réponse maximum à partir des réponses spectrales. La plus populaire de ces méthodes et de calculer la moyenne quadratique des réponses modales que nous appellerons méthodes moyennes quadratiques, (en anglais SRSS, Square Root Sum of the Squares).

La combinaison de réponse avec SRSS :

$$U_{i,max} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (U_{i,max}^j)^2}$$

$U_{i,max}$: le déplacement max de DDLi.

- **Calcul des forces élastiques maximales**

On détermine la réponse élastique à partir de l'équation suivante :

Pour chaque mode j

$$F_{i,max}^j = [K] U_{i,max}^j \quad F_{i,max}^j = [K] \varphi_{ij} \alpha_j^2 S_{Dj}$$

- **Calcul de l'effort tranchant maximal**

$$V_{max}^j = \sum_{i=1}^n F_{i,max}^j = \alpha_j^2 M_j S_{aj}$$

Avec : V_{max}^j : l'effort tranchant à la base de la structure du mode j.

$$S_{aj} = \varphi_j^T M I.$$

$M = \alpha_j^2 M_j$: masse modale.

S_{aj} : Spectre de réponse en pseudo accélération, il est donné par le spectre réglementaire de calcul en fonction de la période.

Et par la méthode SRSS l'effort tranchant maximale à la base du bâtiment :

$$V_{max} = \sqrt{\sum_{j=1}^{ndm} (V_{max}^j)^2} \text{ , Avec ndm : le nombre de mode de vibration.}$$

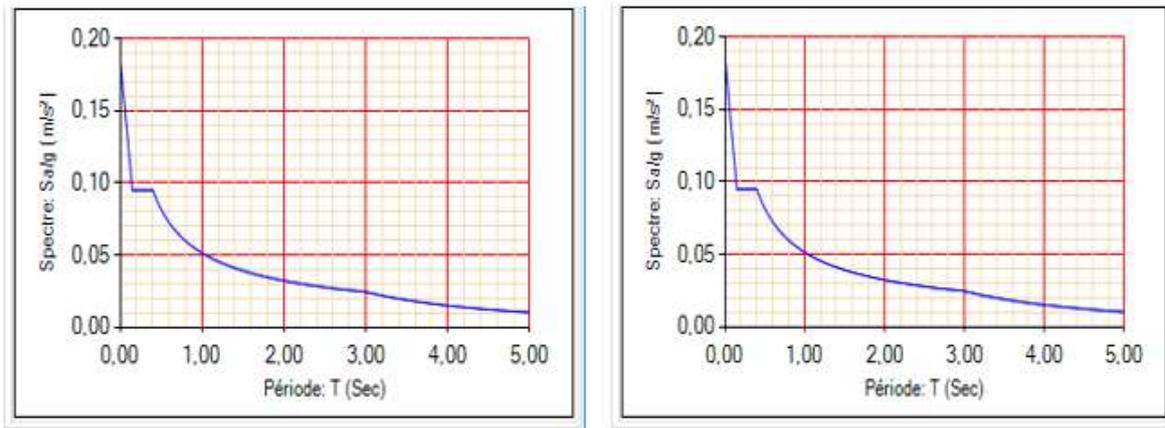
V_{max} : Effort tranchant total à la base de la structure.

- **Spectre de réponse réglementaire**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : **RPA99V2003** :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Représentation graphique du spectre de réponse : les spectres ci-dessous sont donnés par l'application RPA99V2003.



Sens X-X

Sens Y-Y

Figure 3.3 : Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le RPA99/2003

3. Modélisation de la structure

La modélisation consiste à étudier le comportement des structures soumises à des chargements dynamiques (séismes). A cet effet, nous avons procédé à l'utilisation au logiciel ETABS2016 pour effectuer les analyses modales spectrales.

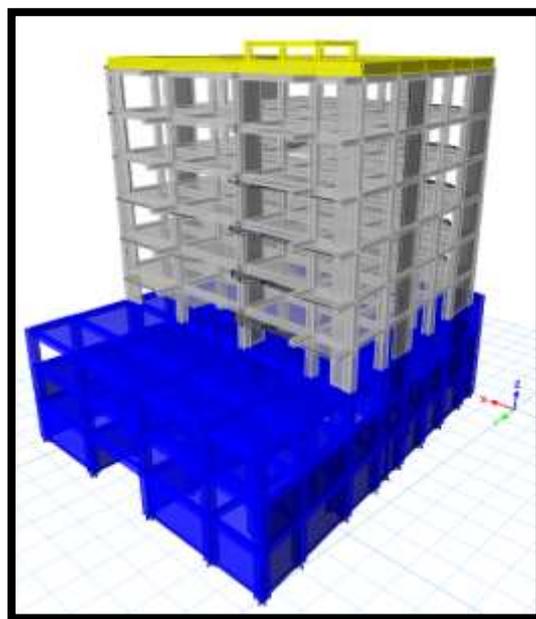


Figure 3.4 Modélisation 3D de la structure sur ETABS 2016.

Effets de torsion accidentelle

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales Les effets de la torsion accidentelle d’axe vertical sont à prendre en compte tel qu’ils sont décrit au paragraphe (4.2.7 RPA99V2003). Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l’excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$ (L’étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l’action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

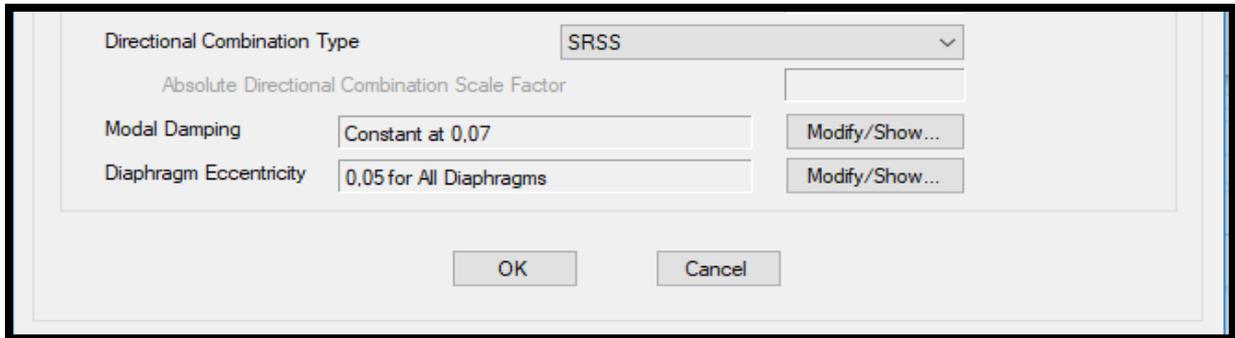


Figure 3.5. Définition de l’excentricité accidentelle

4. Disposition des voiles adoptées

Plusieurs dispositions ont été testées afin d’aboutir à un meilleur comportement de la structures en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l’interaction (voile-portique). On a abouti à la disposition suivante :

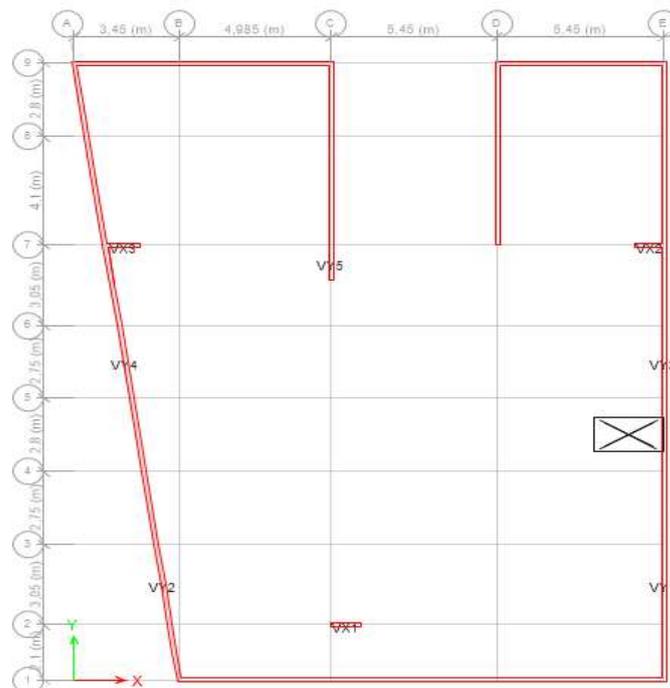


Figure 3.6. Disposition des voiles de contreventement et les voiles de périphérique dans le sous-sol

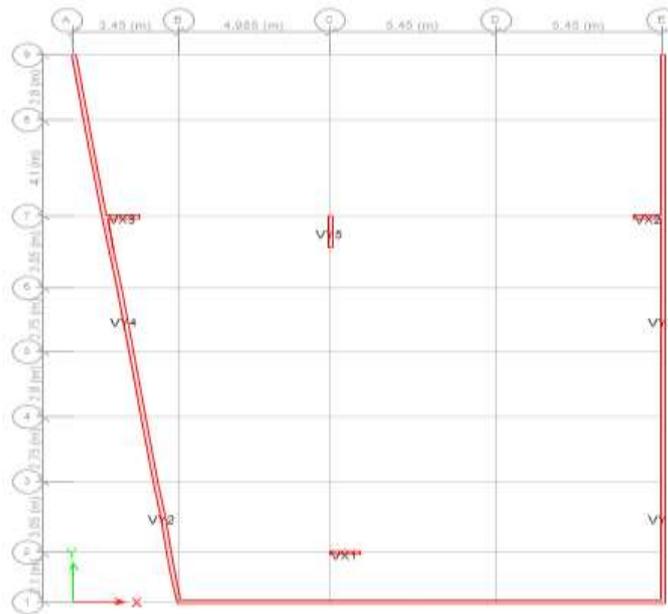


Figure 3.7 Disposition des voiles de contreventement et les voiles de périphérie dans RDC et Etage 1

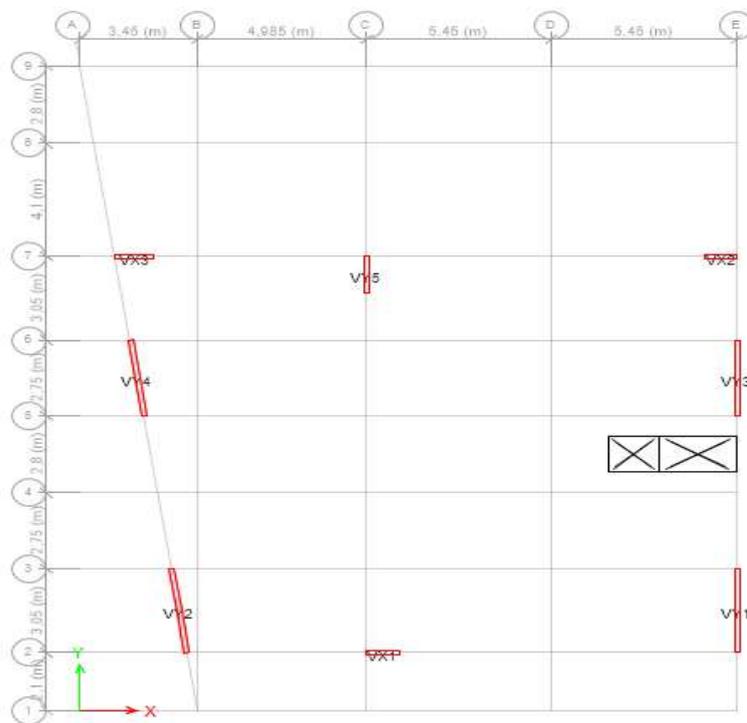


Figure 3.8. Disposition des voiles de contreventement dans la suite des niveaux

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

✓ 1er mode

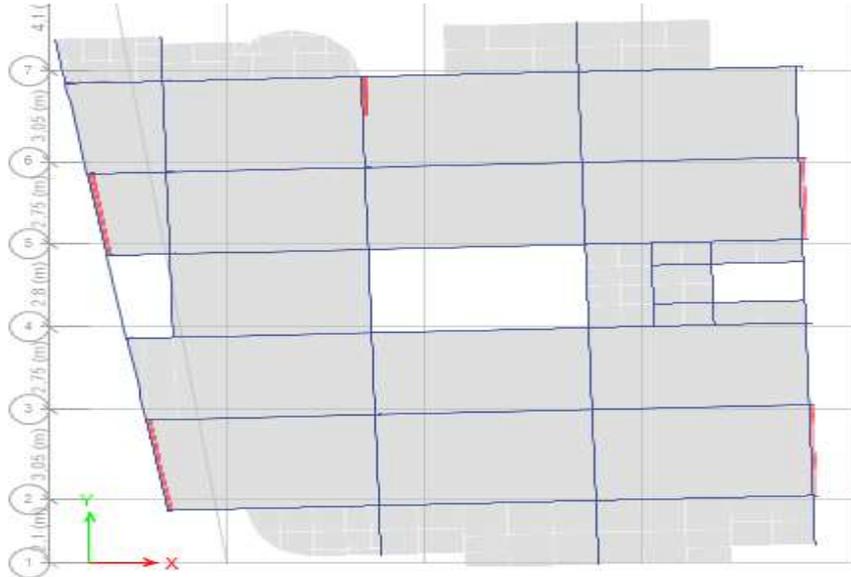


Figure 3.9 : 1^{er} mode de vibration (translation suivant X Avec T = 0,639 sec)

2ème mode

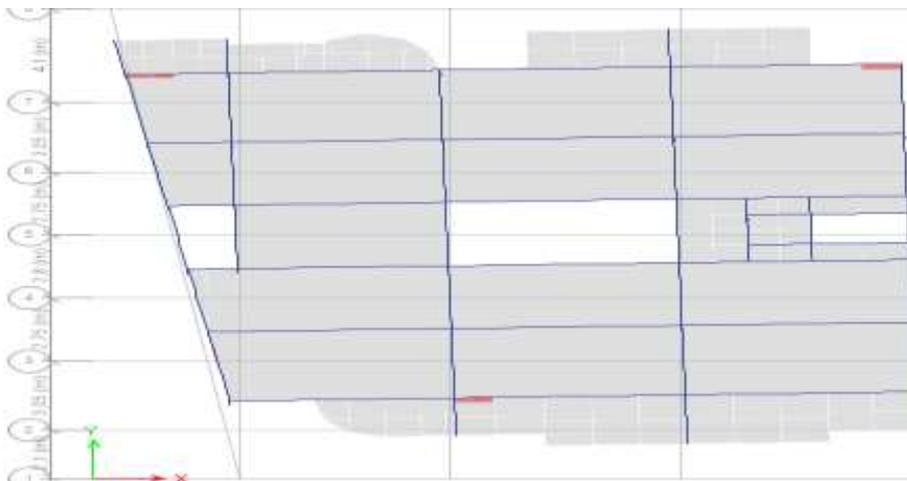


Figure 3.10 : 2^{ème} mode de vibration (translation suivant Y Avec T=0,463 sec)

✓ 3ème mode

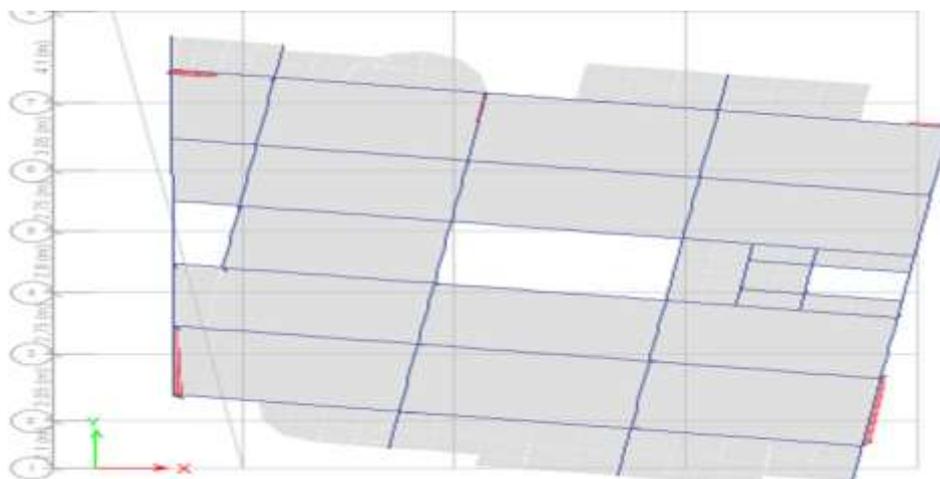


Figure 3.11 : 3^{ème} mode de vibration (torsion suivant Z Avec T=0,401 sec)

5. Justification des prescriptions du RPA99version2003

5.1. Le nombre de mode à considérer

D’après l’article 4.3.4 du RPA99V2003, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitations doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus cumulés, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. , ou que tous les modes ayant une masse effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenues pour la détermination de la réponse totale de la structure le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l’influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de mode (K) à considérer est :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.2 \text{ s}$$

Où : N : Nombre de niveaux au-dessus de sol.;

T_K : La période du mode k

Les résultats obtenus suite à une analyse des vibrations libres sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau 3.1. : Période de vibration et taux de participation des masses modales.

Modes	Périodes (s)	(% de la Masse modale		(% Cumulé de la masse modale	
		UX	UY	UX	UY
1	0,639	0,4946	0,0042	0,4946	0,0042
2	0,463	0,0027	0,4864	0,4973	0,4906
3	0,401	0,0046	0,0074	0,5019	0,498
4	0,203	0,1335	0,0008	0,6354	0,4988
5	0,126	0,0882	0,0012	0,7236	0,4999
11	0,05	0,0827	0,0001	0,9407	0,7788
12	0,045	0,0002	0,0002	0,9408	0,7791
22	0,03	0,0002	0,0659	0,9677	0,9584
23	0,025	0,0004	0,0002	0,9681	0,9585

5.2. Justification de l’interaction "Voiles-portiques"

L’article (3.4.A.4.a) du RPA99Version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques doivent reprendre au moins 25%de l’effort tranchant d’étage.

➤ **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ : Pourcentage des charges verticales repris par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ : Pourcentage des charges verticales repris par les voiles.}$$

Les résultats de l’interaction voiles-portiques sous charges verticales sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.2 : Interaction sous charges verticales sans voiles périphériques.

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
RDC	-17618,7446	-3273,7443	84,33	15,57
Sous-sol	-17925,9195	-2712,1778	86,86	13,14

Tableau 3.3. Interaction sous charges verticales dans la présence des voiles périphériques.

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
RDC	-17618,6266	-10221,4442	63,27	36,73
Sous-sol	-17925,0657	-14978,4212	54,48	45,51

➤ **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales repris par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales repris par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.4. Interaction sous charges horizontales.

Niveaux	SENS(X.X)				SENS(Y.Y)			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
7 ^{ème} étage	238,22	76,040	75,80	24,20	224,23	266,83	45,66	54,34
6 ^{ème} étage	315,00	86,506	78,45	21,55	279,28	347,68	44,54	55,46
5 ^{ème} étage	381,69	139,62	73,21	26,79	298,78	501,19	37,34	62,66
4 ^{ème} étage	506,26	133,51	79,13	20,87	332,47	613,15	35,15	64,85
3 ^{ème} étage	539,38	194,09	73,53	26,47	331,75	733,74	31,13	68,87
2 ^{ème} étage	625,88	218,66	74,10	25,90	406,53	766,04	34,66	65,34
1 ^{er} étage	207,61	908,97	18,59	81,41	528,95	803,37	39,70	60,30
RDC	179,99	950,00	15,92	84,08	56,92	1358,1	4,02	95,98
Sous-sol	118,77	1110,3	9,66	90,34	155,41	1346,0	10,35	89,65

Remarque

D'après les trois tableaux on constate que l'interaction voiles-portiques (horizontale/verticale) n'est satisfaite qu'à partir du niveau **de l'étage 1** et ce en raison de la présence des voiles de soutènement au niveau des entresols, qu'on a dû intégrer dans le but d'élaborer un modèle plus proche à la réalité. On considère que la partie inférieure de la structure forme un support indéformable pour la partie supérieure, ceci peut être motivé par le fait que la partie inférieure est beaucoup plus rigide que la

partie supérieure dans les deux directions de l'application de l'action sismique pour cela on peut dire que l'interaction vertical est vérifiée pour le reste des niveaux.

5.3. Vérification de la résultante de la force sismique

Selon le **RPA99V2003 (Article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V

Tableau 3.5. Vérification de l'effort tranchant à la base.

Résultats des forces sismiques	V_{dy} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
Sens x-x	1116,08	1412,44	<i>Non vérifiée</i>
Sens y-y	1368,42	1512,23	<i>Non vérifiée</i>

Selon le tableau ci-dessus $V_{dy} < 0,8 V_{st}$ dans les deux directions n'est pas vérifiée, alors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de $\frac{0,8V_{st}}{V_{dy}}$ comme suit :

$$\begin{cases} \text{sens X: } \frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.26 \\ \text{sens Y: } \frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.10 \end{cases}$$

Avec :

V_{dy} : Effort tranchant (Dynamique) retiré à partir des résultats donnés par l'ETABS.

V_{st} : Effort tranchant (Statique) calculé à partir de la méthode statique équivalente.

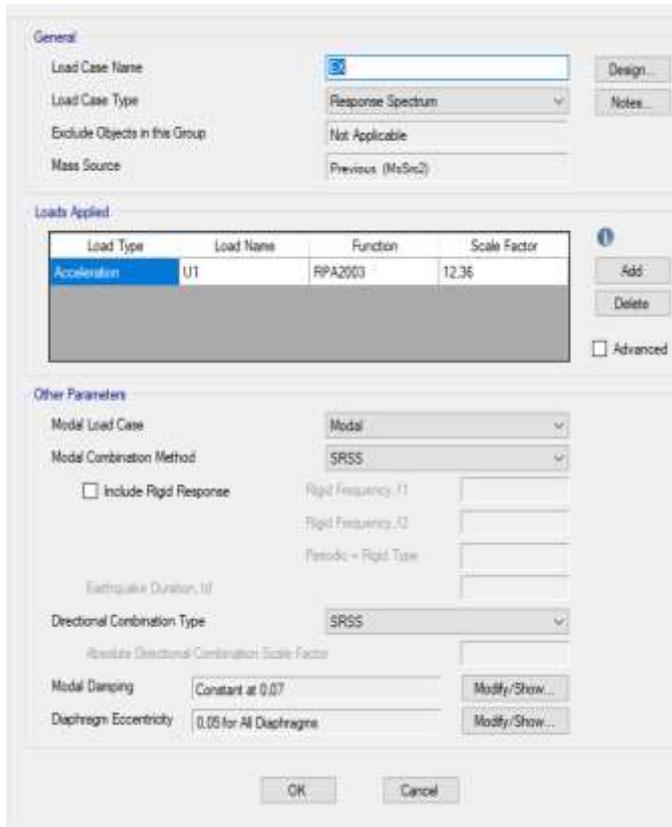


Figure 3.12. L'amplification de l'action sismique Ex et Ey sur ETABS2016.

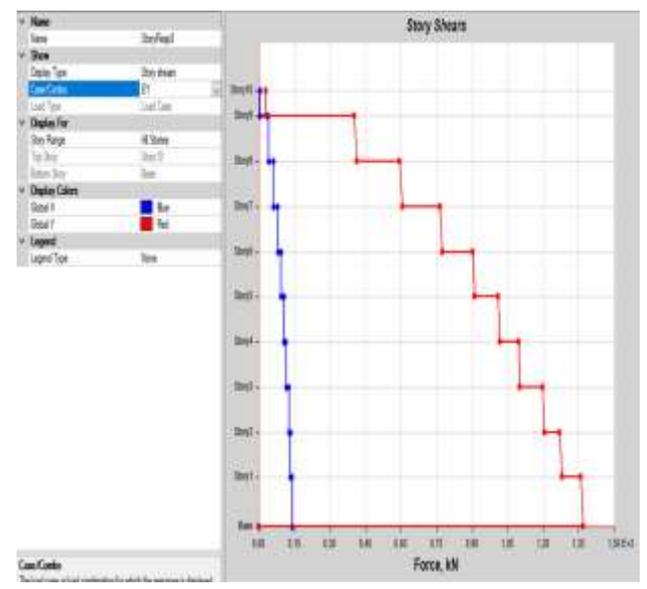
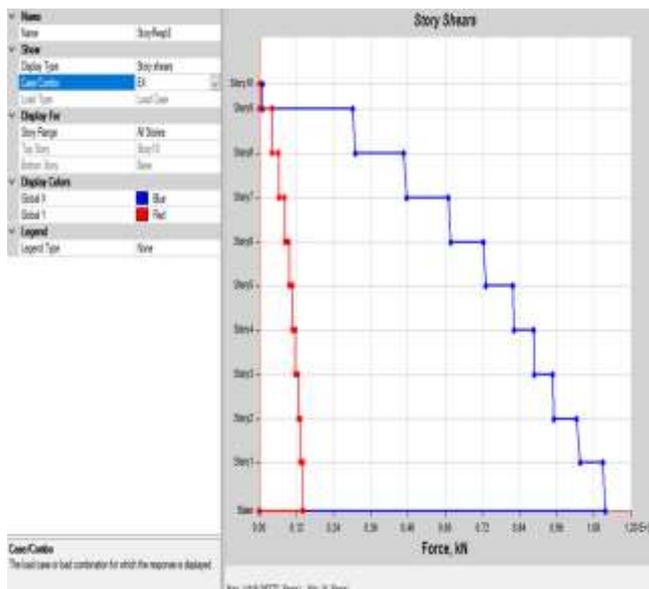


Figure.3.13. les efforts tranchants dans chaque niveau sous Ex, Ey.

5.4. Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter la rupture fragile de la section du béton on doit vérifier la formule suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_C \times f_{c28}} \leq 0.30 \text{ (Article 7.1.3.3) RPA99V2003}$$

Avec : N_d : Effort normal de calcul.

B_c : Aire (section brute) du poteau ; f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours = 25 MPA

Tableau 3.6. Vérification de l’effort normal réduit.

Niveaux	Section (cm ²)	N (KN)	Combinaison	ν	Observation
Sous-sol	45x45	1276.25	G+Q+EX Min	0,25	Vérifié
RDC	45x45	1140.95	G+Q+EX Min	0,22	Vérifié
1 ^{er} étage	40x45	1005.45	G+Q+EX Min	0,22	Vérifié
2 ^{ème} étage	40x45	874.77	G+Q+EX Min	0,19	Vérifié
3 ^{ème} étage	40x40	816.02	G+Q+EX Min	0,20	Vérifié
4 ^{ème} étage	40x40	669.76	G+Q+EX Min	0,16	Vérifié
5 ^{ème} étage	35x40	503.76	G+Q+EX Min	0,14	Vérifié
6 ^{ème} étage	35x40	340.06	G+Q+EX Min	0,09	Vérifié
7 ^{ème} étage	35x35	180.29	G+Q+EX Min	0,05	Vérifié

Selon le tableau ci-dessus on constate que l’effort normal réduit est vérifié dans tous les niveaux.

5.5. Vérification des déplacements (Article 4.4.3) RPA99V2003

Le déplacement relatif de chaque niveau (k) par rapport au niveau (k-1) de la structure (Δ_k) est donné par l’ETABS qu’on doit multiplier par le coefficient de comportement (R), dans notre cas **R=5**. Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur de l’étage à moins qu’il ne puisse être prouvé qu’un plus grand déplacement relatif peut être toléré (**Article 5.10) RPA99V2003**.

Donc : $\Delta_k < 1\% \times h_k$ **RPA99V2003(art5. 10)**

Avec : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
 $\delta_k = \delta_{eK} \times R$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l’effet de torsion).

h_k : étant la hauteur de l’étage.

R : coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

- Sens x-x

Tableau.3.7. Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).

Niveaux	Sens X – X					Obs
	δ_{eK}	δ_K	δ_{k-1}	Δ_k	$1\% \times h_k$	
7 ^{ème} étage	0,011	0,055	0,05	0.005	0.028	Vérifiée
6 ^{ème} étage	0,01	0,05	0,04	0.01	0.028	Vérifiée
5 ^{ème} étage	0,008	0,04	0,03	0.01	0.028	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0,006	0,03	0,025	0.005	0.028	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0,005	0,025	0,015	0.01	0.028	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0,003	0,015	0,005	0.01	0.028	Vérifiée
1 ^{er} étage	0,001	0,005	0,0024	0.0026	0.028	Vérifiée
RDC	0,00043	0,0024	0,0005	0.0019	0.028	Vérifiée
Sous-sol	0,00011	0,0005	0	0.005	0.0306	Vérifiée

- Sens y-y

Tableau.3.8. Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).

Niveaux	Sens Y – Y					Obs
	δ_{eK}	δ_K	δ_{k-1}	Δk	$1\% \times h_k$	
7 ^{ème} étage	0,007	0,035	0,03	0,005	0,028	Vérifiée
6 ^{ème} étage	0,006	0,03	0,025	0,005	0,028	Vérifiée
5 ^{ème} étage	0,005	0,025	0,02	0,005	0,028	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0,004	0,02	0,015	0,005	0,028	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0,003	0,015	0,01	0,005	0,028	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0,002	0,01	0,005	0,005	0,028	Vérifiée
1 ^{er} étage	0,001	0,005	0,0005	0,0045	0,028	Vérifiée
RDC	0,00010	0,0005	0,0002	0,0048	0,028	Vérifiée
Sous-sol	0,00005	0,0002	0	0,0002	0,0306	Vérifiée

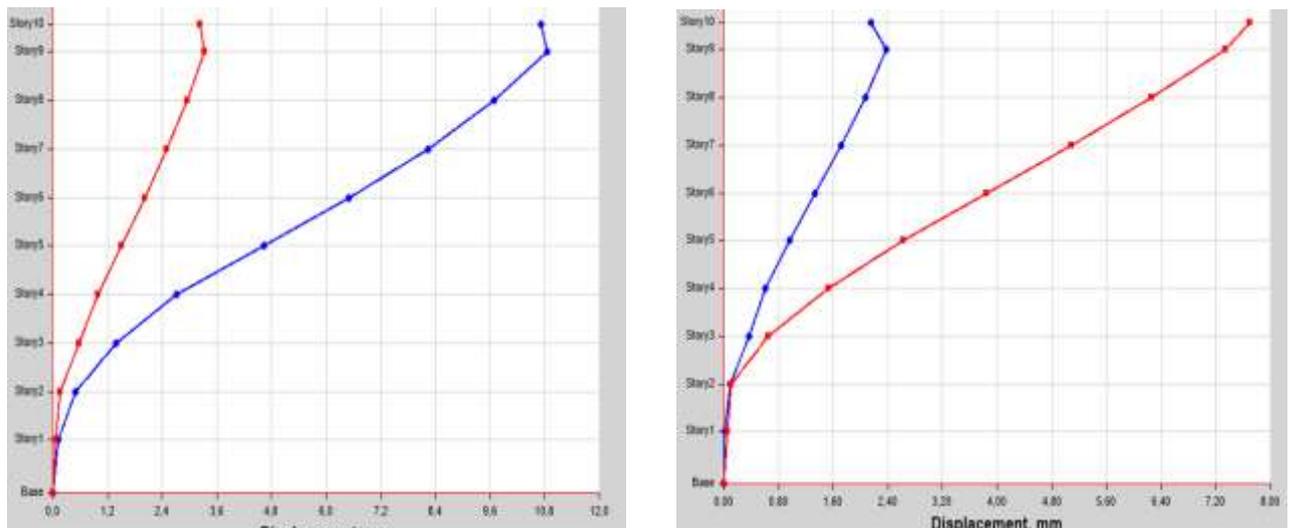


Figure.3.14. les déplacements dans chaque niveau sous Ex, Ey.

5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2^{ième} 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.

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad \text{RPA99/2003 (Article 5.9)}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1. h_k : Hauteur d'étage (k).

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_k)}$$

- Si $\theta_k > 0,2$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.
- Si $\theta_k < 0,1$: Les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.9 : Vérification de l'effet de second ordre suivant X.

Niveaux	Sens X – X					Observation
	Δk (m)	Pk (t)	Vk(t)	hk (m)	θ	
7 ^{ème} étage	0.005	2792,24	309,39	2.80	0.016	Vérifiée
6 ^{ème} étage	0.01	5231,13	474,31	2.80	0.04	Vérifiée
5 ^{ème} étage	0.01	7670,02	617,25	2.80	0.045	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0.005	10130,03	730,02	2.80	0.024	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0.01	12512,05	822,54	2.80	0.054	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0.01	15220,53	887,80	2.80	0.06	Vérifiée
1 ^{er} étage	0.0026	18963,23	949,59	2.80	0.018	Vérifiée
RDC	0.0019	23135,48	1034,66	2.80	0.015	Vérifiée
Sous-sol	0.005	27812,88	1116,08	3,06	0.04	Vérifiée

Tableau 3.10 : Vérification de l'effet de second ordre suivant Y.

Niveaux	Sens Y – Y					Observation
	Δk (m)	Pk (t)	Vk(t)	hk (m)	θ	
7 ^{ème} étage	0,007	2792,24	414,55	2.80	0.017	Vérifiée
6 ^{ème} étage	0,006	5231,13	605,36	2.80	0.018	Vérifiée
5 ^{ème} étage	0,005	7670,02	775,62	2.80	0.017	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0,004	10130,03	910,91	2.80	0.016	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0,003	12512,05	1016,83	2.80	0.013	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0,002	15220,53	1101,61	2.80	0.0087	Vérifiée
1 ^{er} étage	0,001	18963,23	1206,34	2.80	0.0056	Vérifiée
RDC	0,00010	23135,48	1278,82	2.80	0.0006	Vérifiée
Sous-sol	0.00005	27812,88	1368,42	3,06	0.0003	Vérifiée

Remarque

On voit bien que la condition $\theta < 0.1$ est largement satisfaite, donc l'effet P- Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

6. Conclusion

Toutes les conditions de **RPA99V2003** sont vérifiées, par conséquent la condition de l'article 4.3.6 n'est pas vérifiée dans les deux sens, pour cela nous avons majoré le modèle d'un coefficient trouvée par la formule suivante $\frac{0.8V_{st}}{V_{dy}}$

Le tableau ci-dessous nous résume la dimension finale de tous les éléments structuraux

Tableau 3.11 : Dimension finale de tous les éléments structuraux.

Etages	Sous sol + RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}	7 ^{ème}
Poteaux (cm²)	45×45	45×40	40×45	40×40	40×35	35×40	35×40	35×35
Voile	15	15	15	15	15	15	15	15
Poutres P (cm²)					30x40			
Poutre S (cm²)					30x35			

1. Introduction

Une construction en béton armé reste inébranlable avant et après le phénomène sismique grâce à ses éléments principaux (poteaux ... etc.). Ces derniers doivent être étudiés conformément à la réglementation pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

Dans ce chapitre on va étudier le ferrailage des éléments résistants qui devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et **RPA 99V2003**.

2. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations, soumis à des efforts normaux (**N**), et des couples de moments fléchissant (**M**) dans les deux sens (longitudinal et transversal).

Le ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables suivant les exigences du **CBA** et les recommandations de **RPA99V2003**

- $1.35 G + 1.5 Q$ (1)
- $G + Q \pm Ex$ (2)
- $G + Q \pm Ey$ (3)
- $0.8G \pm Ex$ (4)
- $0.8G \pm Ey$ (5)
- $G+Q$ (6)

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$).
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant ($N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$).
- ✓ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant ($M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$).

2.1. Recommandations du RPA99V2003

a. Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- ✓ $A_{min} = 0.8\%bh$ de la section de béton (en zone II_a).
- ✓ $A_{max} = 4\%bh$ De la section de béton (en zone courante).
- ✓ $A_{max} = 6\%bh$ De la section de béton (en zone recouvrement).
- ✓ $\phi_{min} = 12mm$ (Diamètre minimal utilisée pour les barres longitudinales).
- ✓ La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40ϕ en zone II_a .

- ✓ La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II_a).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (critique).
- ✓ La zone nodale est définie par l' et h'
- ✓ $l' = 2h$
- ✓ $h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm})$

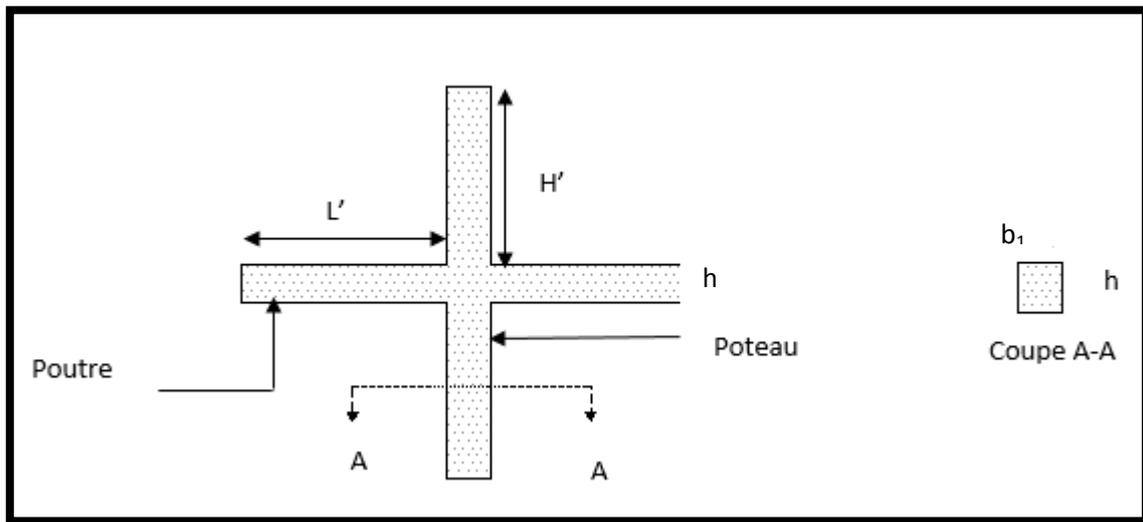


Figure 4.1. Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau. 4.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol +RDC	Poteau (45x45)	16,2	81	121,5
Etage (01+02)	Poteau (40x45)	14,4	72	108
Etage (03+04)	Poteau (40x40)	12,8	64	96
Etage (05+06)	Poteau (35x40)	11,2	56	84
Etage (07)	Poteau (35x35)	9,8	49	73,5

b. Armatures transversales (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$, avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Dans la zone nodale : } t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15 \text{ cm}). \\ \text{Dans la zone courante: } t \leq 15 \phi_l \text{ En zone IIa.} \end{cases}$$

Avec : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

c. La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t.b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} A_t^{min} = 0.3\%(t, b_1) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{min} = 0.8\%(t, b_1) & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ on interpole entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : l'élanement géométrique du poteau, $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a}, \frac{l_f}{b}\right)$, Avec :

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

l_f : Longueur de flambement du poteau.

- ❖ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_l minimum.

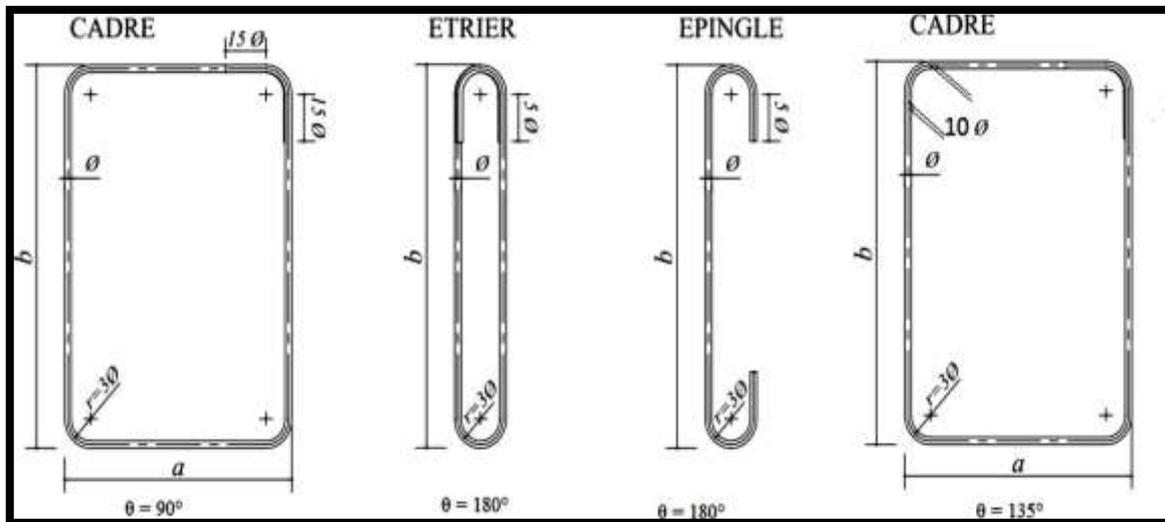


Figure 4.2. Les différents types des cadres et étriers.

2.2. Les sollicitations dans les poteaux

Les ferrailages les plus défavorables obtenus pour chaque niveau par calcul à la flexion bi-axiale composée sont résumés dans le tableau suivant :

Avec : $\begin{cases} N < 0 : \text{effort de traction} \\ N > 0 : \text{effort de compression} \end{cases}$

Tableau 4.2. Les sollicitations dans les poteaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		comb	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		comb	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		comb	V_{max}
Sous-sol (45x45)	1612,57	38,27	1.35 G + 1.5 Q	88,50 5,71	1.35 G + 1.5 Q	54,96	1268,65	1.35 G + 1.5 Q	13.03	
RDC (45x45)	1415,95	23,84	1.35 G + 1.5 Q	-18,04 13,28	0.8G \pm Ex	81,67 545,16		1.35 G + 1.5 Q	55.55	
Etage 1 (40x45)	1252,37	4,64	1.35 G + 1.5 Q	-266,25 4,87	G + Q \pm EY	51,88	107,94	1.35 G + 1.5 Q	31.37	
Etage 2 (40x45)	1143,46	6,73	1.35 G + 1.5 Q	-189,06 7,20	0.8G \pm Ex	86,34	640,96	G + Q \pm Ex	59.99	
Etage 3 (40x40)	1042,44	10,31	1.35 G + 1.5 Q	-107,45 5,88	0.8G \pm Ey	85,48	478,44	G + Q \pm Ex	56.88	
Etage 4 (40x40)	859,14	17,62	1.35 G + 1.5 Q	-33,87 6,58	0.8G \pm Ey	82,88	337,28	G + Q \pm Ex	52.90	
Etage 5 (35x40)	647,80	6,69	1.35 G + 1.5 Q	11,53 10,30	G + Q \pm EY	58,22	245,29	G + Q \pm Ex	40.13	
Etage 6 (35x40)	439,04	8,44	1.35 G + 1.5 Q	-48,77 8,69	0.8G \pm Ey	52,92	189,14	G + Q \pm Ex	35.26	
Etage 7 (35x35)	234,18 7,97		1.35 G + 1.5 Q	-61,70 18,00	0.8G \pm Ey	47,59 87,74		G + Q \pm EY	36.09	

2.3.Ferraillage des poteaux

Nous exposerons un exemple de calcul des poteaux niveau **RDC**.

✓ **Hypothèses de calcul :**

- Fissuration peu nuisible ($e = 03\text{cm}$)
- Calcul en flexion composée
- Calcul suivant BAEL 91m99

Données :

Soit : $b = 45\text{cm}$; $h = 45\text{ cm}$; $d = 42\text{ cm}$

Situation durable : $\gamma_b = 1.5$ et $\gamma_s = 1.15$

A. Armatures longitudinales

➤ Soit : $N_{max} = 1415,95\text{ KN}$ et $M_{correspondant} = 23,84\text{KN.m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{23,84}{1252,37} = 0.016\text{m} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 0.22\text{ m}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (**SPC**), avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')bh f_{bu}$$

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 23,84 + 1252,37 \times \left(0.42 - \frac{0.45}{2} \right) = \mathbf{0,268 \text{ MN.m}}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 1252,37 \times 10^{-3}(0.42 - 0.03) - 0.268 = 0.220 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')bh f_{bu} = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.03) \times 0.45 \times 0.45 \times 14.2 = 0.366 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } 0.268 < 0.366$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.237 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})} \right) = 0.344 \right.$$

$$\left. \begin{matrix} z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.362 \text{ m} \end{matrix} \right.$$

$$\text{Donc : } A_1 = 21,22 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} < 0 \Rightarrow \text{Donc on prend } A_1 = 0.$$

➤ Soit $M_{\max} = 81,67 \text{ KN}$ → $N_{\text{corres}} = 545,16 \text{ KN.m}$

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.5$ et $\gamma_s = 1,15$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.149 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.225 \text{ m}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')bh f_{bu}$$

$$\text{On a } M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 81,67 \times 10^{-3} + 545,16 \times 10^{-3} \left(0.42 - \frac{0.45}{2} \right) = 0.187 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 545,16 \times 10^{-3}(0.42 - 0.03) - 0.187 = 0.025 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')bh f_{bu} = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.03) \times 0,45 \times 0,45 \times 14,2 = 0,366 \text{ MN.m}$$

Donc $0.025 < 0,366 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.165 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \alpha = 0.228 \right.$$

$$\left. \begin{matrix} z = 0,381 \text{ m} \end{matrix} \Rightarrow A_1 = 14,10 \text{ cm}^2 \right.$$

On revient à la flexion composée $A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} < 0$ Donc on prend $A_2 = 0$

➤ Soit : $N_{\min} = -18,04 \text{ KN}$ et $M_{\text{correspondant}} = 13,28 \text{ KN.m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{18,04}{13,28} = 1,35 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0.45}{2} = 0.225 \text{ m}$$

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1,0$

$$e_G = \frac{M}{N} = 1,34 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.225 \text{ m}$$

N est un effort de traction et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')bh f_{bu}$$

$$\text{On a } M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 18,04 \times 10^{-3} - 13,28 \times 10^{-3} \left(0.42 - \frac{0.45}{2} \right) = 0.015 \text{ MN.m}$$

$N_u(d - d') - M_{UA} = 13,28 \times 10^{-3}(0.42 - 0.03) - 0.015 = 0.009 \text{ MN.m}$
 $(0.337h - 0.81d')bh f_{bu} = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.03) \times 0,45 \times 0,45 \times 14,2 = 0,366 \text{ MN.m}$
 Donc $0.009 < 0,366 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.013 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0 \quad ;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.016 \\ z = 0,417 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 0, \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée $A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,89 \text{ cm}^2$ Donc on prend $A_2 = 0,89 \text{ cm}^2$

Tableau 4. 3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveaux	Section	A _{ca/face} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)		A _{adoptée} (cm ²) Choix des barres
				Zone courante	Zone de recouvrement	
Sous-sol	45×45	0	16,2	81	121,5	12HA14=18,47 cm²
RDC	45×45	0,89	16,2	81	121,5	12HA14=18,47cm²
Etage 1	40×45	3,64	14,4	72	108	8HA14+4HA12=16,84 cm²
Etage 2	40×45	2,82	14,4	72	108	8HA14+4HA12=16,84 cm²
Etage 3	40×40	1,78	12,8	64	96	8HA14+4HA12=16,84 cm²
Etage 4	40×40	1,84	12,8	64	96	8HA14+4HA12=16,84 cm²
Etage 5	35×40	1,06	11,2	56	84	8HA14+4HA12=16,84 cm²
Etage 6	35×40	1,34	11,2	56	84	8HA14+4HA12=16,84 cm²
Etage 7	35×35	2,76	9,8	49	73	12HA12=13,57 cm²

B. Armatures transversales (Article 7.4.2.2)

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- ✓ Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- ✓ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- ✓ Maintenir les armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

$$\lambda_g = \frac{lf}{a} = \frac{0.7 \times (3.06 - 0.4)}{0.45} = 4,14 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$D'où A_t = \frac{3.75 \times 12,29 \times 10^3 \times 0.15}{0.45 \times 400} = 0,38 \text{ cm}^2$$

Espacement $\begin{cases} \text{Dans la zone nodale } t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm}) = \text{Min}(14,15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \\ \text{Dans la zone courante } t \leq \text{Min } 15\phi_l = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm} \end{cases}$

La quantité d'armatures transversales minimales

On $3 < \lambda_g < 5$ on interpole entre les valeurs limites précédentes et trouve : $A_{t \text{ min}} = 4.00 \text{ cm}^2$ et on opte **8 cadre HA10 = 6.28cm²**.

Les tableaux ci-après résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux

Tableau 4.4 : Armatures transversales dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	ϕ_l^{min} (cm)	V_u (KN)	I_r (cm)	$t_{zone.nodale}$ (cm)	$t_{zone.Courante}$ (cm)	λ_g	$A_{t.calculé}$ (cm ²)	A_t^{min}	A_t adopté (cm ²)
Sous-sol	45×45	1.4	13.03	186.2	10	15	4.13	0.40	3.49	6HA10
RDC	45×45	1.4	55.55	168	10	15	3.73	1.73	4.16	6HA10
1 ^{er}	40×45	1.2	31.37	168	10	15	4,20	1.10	3.00	6HA8
2 ^{ème}	40×45	1.2	59.99	168	10	15	4,20	2.11	3.00	6HA8
3 ^{ème}	40×40	1.2	56.88	168	10	15	4,20	2.00	3.00	6HA8
4 ^{ème}	40×40	1.2	52.90	168	10	15	4,20	1.85	3.00	6HA8
5 ^{ème}	35×40	1.2	40.13	168	10	15	4,80	1.61	1.83	6HA8
6 ^{ème}	35×40	1.2	35.26	168	10	15	4,80	1.41	1.83	6HA8
7 ^{ème}	35×35	1.2	36.09	168	10	15	4,80	1.45	1.83	6HA8

Remarque

$\phi_l \geq \frac{\phi_l^{max}}{3}$ On a : $10 \text{ mm} \geq \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm}$: C'est vérifiée

2.4. Les vérifications nécessaires

➤ **Vérification au flambement (effort normal ultime)**

Selon le **BAEL91 (Article 4. 4. 1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par le flambement. Donc on doit vérifier que :

$$N_u \leq N_d = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$ (Situation durable).

$\gamma_b = 1.15$, $\gamma_s = 1$ (Situation accidentelle).

α : est un coefficient de réduction qui est en fonction de l'élançement λ :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}, \text{ pour } \lambda \leq 50 \text{ ou } \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2, \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

La vérification va se faire de la même manière de l'exemple de calcul que nous avons exposé au chapitre (2) (voir tableau 2.37), et les résultats sont dans ce tableau suivant :

Tableau 4.5. Justification de la section réduite des poteaux.

Niveaux	Section (cm2)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	A_s (cm2)	B_r (cm2)	N_u (KN)	N_d (KN)
Sous-sol	45x45	3.06	1.82	14,01	0,823	18,47	0,1849	1612,57	3064,93
RDC	45x45	2.80	168	12,93	0,827	18,47	0,1849	1415,95	3935,16
1 ^{er}	40x45	2.80	168	12,93	0,827	16,84	0,1634	1252,37	3494,71
2 ^{ème}	40x45	2.80	168	12,93	0,827	16,84	0,1634	1143,46	3494,71
3 ^{ème}	40x40	2.80	168	14,54	0,821	16,84	0,1444	1042,44	3130,25
4 ^{ème}	40x40	2.80	168	14,54	0,821	16,84	0,1444	859,14	3130,25
5 ^{ème}	35x40	2.80	168	14,55	0,821	16,84	0,1254	647,80	2791,14
6 ^{ème}	35x40	2.80	168	14,55	0,821	16,84	0,1254	439,04	2791,14
7 ^{ème}	35x35	2.80	168	16,62	0,813	13,57	0,1089	234,18	2365,98

Commentaire : D'après les résultats obtenus il n'y a pas de risque de flambement

➤ **Vérification des contraintes de compression**

Etant donné que la fissuration est peu nuisible alors la vérification se fera seulement pour la contrainte de compression dans le béton, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau-là où il y a réduction de section

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{Gser}}{I_{yy}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} & ; \text{ (béton fibre inférieur)} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{Gser}}{I_{yy}} v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} & ; \text{ (béton fibre supérieur)} \end{cases}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène)}$$

$$M_{Gser} = M_{ser} - \left(\frac{h}{2} - v\right)$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d + A' \times d')}{S} \text{ et } v' = h - v$$

$$I_{yy} = \frac{h}{3}(V^3 + V'^3) + 15 \times A'(V - d')^2 + 15 \times A(d - V)^2$$

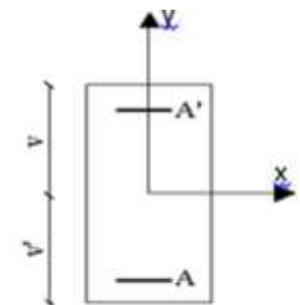


Figure 4.3. Section d'un poteau

Tableau 4.6. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	Section (cm2)	d (cm)	A_s (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I_{yy} (m ⁴)	N_{ser} (MN)	M_{ser} (MN.m)	σ_{b1} (MPa)	σ_{b2} (MPa)
Sous-sol	45x45	42	6,16	22,50	22,50	0,00412	1,17346	0,02833	06,85	3,76
RDC	45x45	42	6,16	22,50	22,50	0,00412	1,03490	0,01770	05,66	3,70
1 ^{er}	40x45	42	5,75	22,50	22,50	0,00369	0,91116	0,00336	04,64	4,59
2 ^{ème}	40x45	42	5,75	22,50	22,50	0,00369	0,83170	0,00486	04,51	3,92
3 ^{ème}	40x40	37	5,75	27,65	12,35	0,00366	0,75800	0,00450	10,62	1,62
4 ^{ème}	40x40	37	5,75	27,65	12,35	0,00366	0,62491	0,01270	10,48	0,569
5 ^{ème}	35x40	37	5,75	27,65	12,35	0,00366	0,47157	0,00481	09,30	0,310
6 ^{ème}	35x40	37	5,75	27,65	12,35	0,00366	0,32012	0,00606	08,37	-0,70
7 ^{ème}	35x35	32	4,52	17,50	17,50	0,00153	0,17157	0,00587	01,93	0,59

Commentaire

On constate que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée

➤ **Vérification des sollicitations tangentes RPA99V2003 (Article 7.4.3.2)**

D'après le **RPAV2003 (Art 7.4.3.2)** la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b d}$: La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique. Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 4.7. Vérification des sollicitations tangentielles.

Niveaux	Section (cm2)	lf (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)
Sous-sol	45x45	186.2	3.72	0,04	42	13.03	0,068	1
RDC	45x45	168	3,73	0,04	42	55.55	0,293	1
1 ^{er}	40x45	168	4,2	0,04	42	31.37	0,186	1
2 ^{ème}	40x45	168	4,2	0,04	42	59.99	0,357	1
3 ^{ème}	40x40	168	4,2	0,04	37	56.88	0,384	1
4 ^{ème}	40x40	168	4,2	0,04	37	52.90	0,357	1
5 ^{ème}	35x40	168	4,8	0,04	37	40.13	0,310	1
6 ^{ème}	35x40	168	4,8	0,04	37	35.26	0,272	1
7 ^{ème}	35x35	168	4,8	0,04	32	36.09	0,278	1

Commentaire

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les niveaux.

2.5.Dispositions constructives

- **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

Selon le **RPA99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r > 40 \times \Phi \quad \text{En zone IIa}$$

$$\Phi = 14 \text{ mm} : L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 75 \text{ cm}$$

$$\Phi = 12 \text{ mm} : L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 65 \text{ cm.}$$

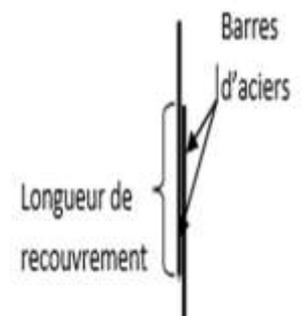


Figure 4.4 Longueur de recouvrement

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Du fait que cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Avec :

$$\begin{cases} h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right) \\ l' = 2 \times h \end{cases}$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

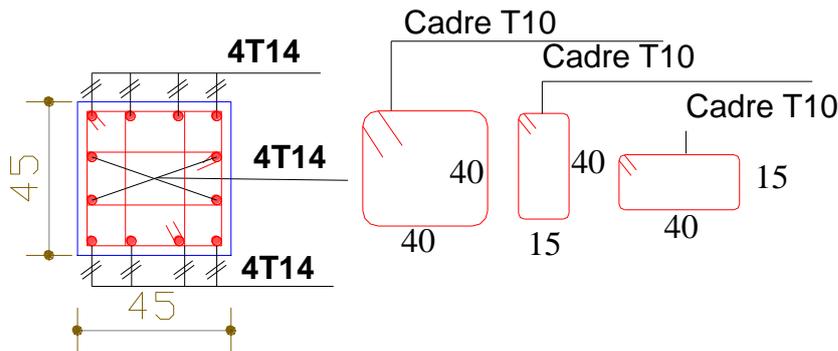
h : Hauteur de la poutre principale (40 cm).

$$\text{Sous-Sol} : \begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{RDC} : \begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{1}^{\text{er}} \text{ : 7}^{\text{ème}} : \begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

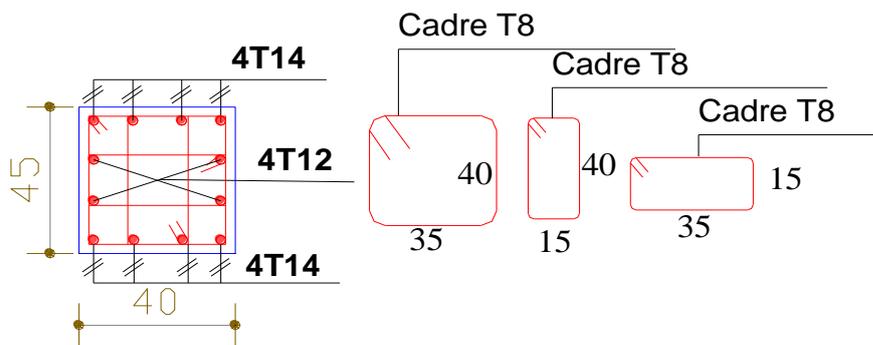
La figure suivante montre les schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux.

2.6. Les schémas de ferrailage des poteaux

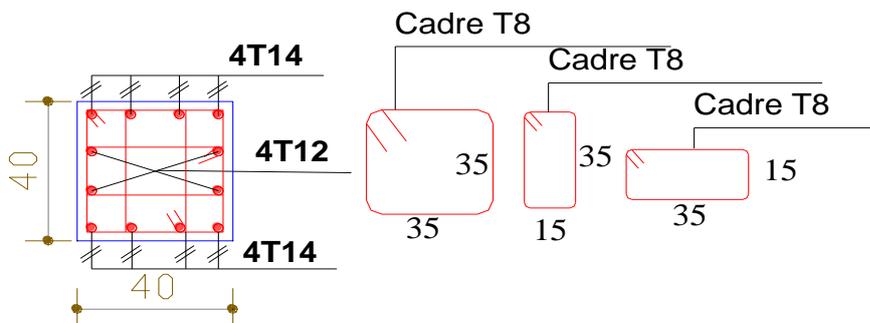
- Sous-sol +RDC



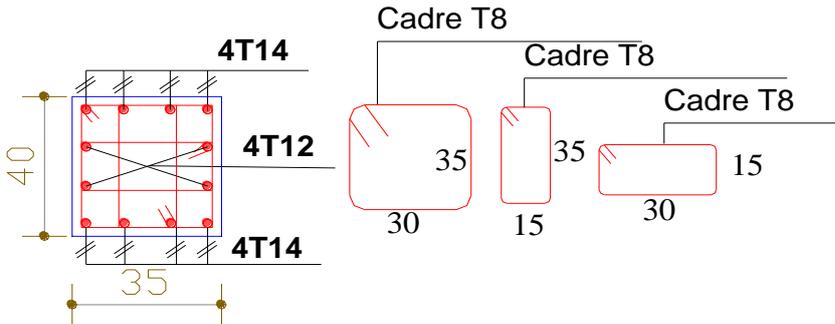
- Etage 1+2



- Etage 3+4



- Etage 5+6



• Etage 7

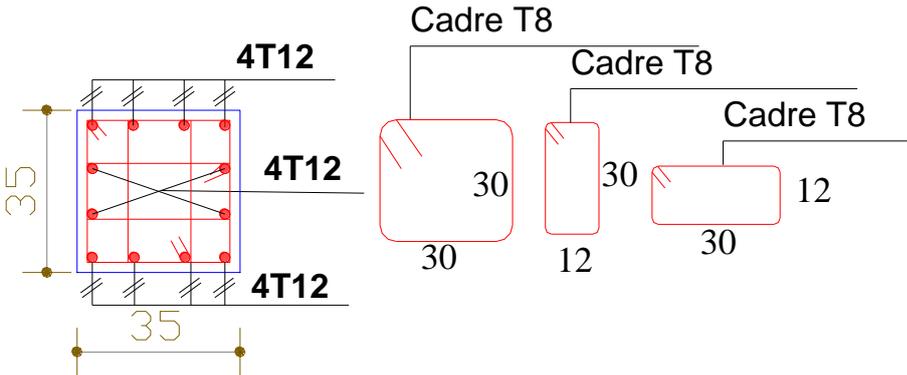


Figure 4.5. Schémas de ferrailage des poteaux

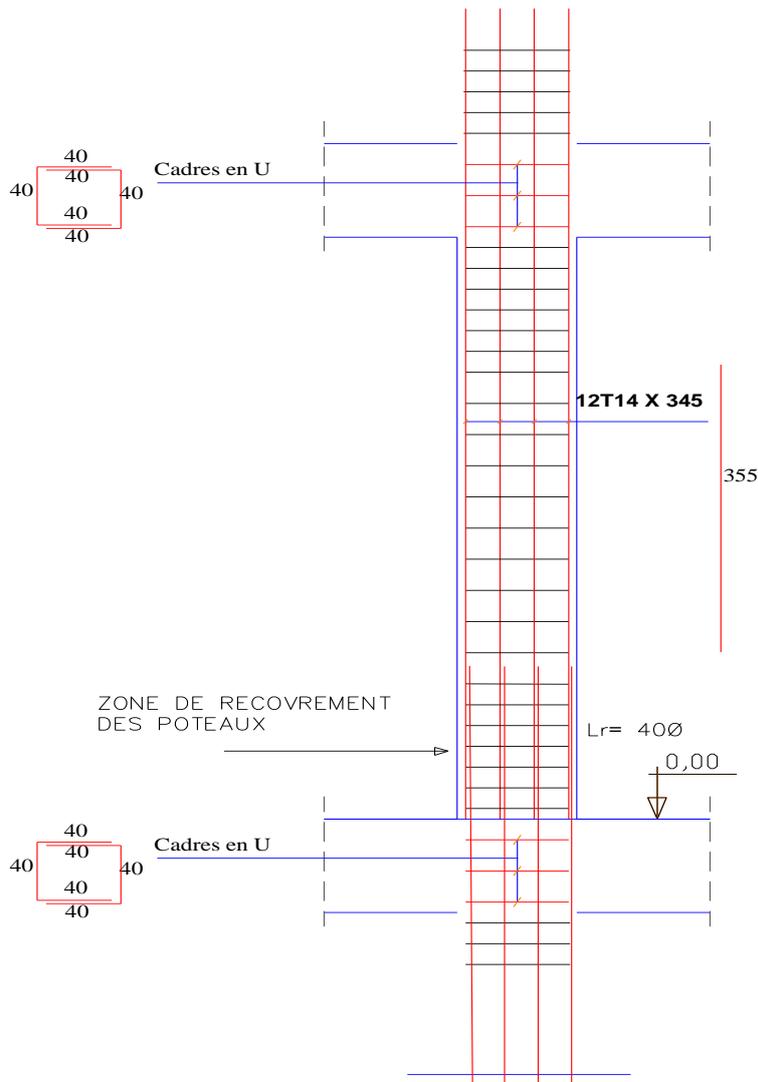


Figure 4.6. Disposition constructive des armatures des poteaux(RDC).

3. Etude des poutres

Les poutres seront étudiées selon des efforts donnés par le logiciel ETABS 2016, tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA 99V2003** qui sont :

- 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- G + Q ±Ex.....(2)
- G + Q ±EY.....(3)
- 0.8G±Ex.....(4)
- 0.8G±Ey.....(5)
- G+Q.....(6)

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant et le ferrailage doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone **II_a**.

3.1.Recommandations du RPA99V2003

A. Le Coffrage

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{RPA99V2003 (article 7.5.1)}$$

B. Ferrailage

• **Les armatures longitudinales : RPA 99V2003 (article 7.4.2.1)**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre $A_l^{min} = 0.5\% b \times h$.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : $40\phi_{max}$ en zone II_a
 - ϕ_{max} Le diamètre maximal utilisé
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et d'angle doivent être effectué avec des crochets à 90°.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle
- ✓ Un espacement maximum de 10 cm doit être assuré entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

• **Les armatures transversales : RPA 99V2003 (article 7.5.2.2)**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- $S \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).
- $S \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_l)$, Zone nodale (Zone II).
 - ✓ La valeur du diamètre ϕ_l 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 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

3.2.Ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 4.8. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.

Planchers	Poutres principales			Poutres secondaires		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	V(KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	V(KN)
locaux	75,16	-47,50	69,66	14,39	-14,21	18,70
Habitation	85,28	-51,03	112,94	63,04	-51,59	62,75
Terrasse	70,02	-52,13	67,88	52,05	-23,66	25,95

A. Armatures longitudinales : RPA 99V2003 (art 7.5.2.1)**• Vérification de (%) des armatures selon le RPA99**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

$$\text{Soit : } \begin{cases} \text{Poutres P (30} \times \text{40)} \rightarrow A_{\min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\%(30 \times 40) = 6.00 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres S (30} \times \text{35)} \rightarrow A_{\min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\%(30 \times 35) = 5,25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = \begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$\text{Poutres (30} \times \text{40)} : \begin{cases} A_{\max}^{\text{z.courante}} = 4\%(b \times h) = 4\%(30 \times 40) = 42 \text{ cm}^2 \\ A_{\max}^{\text{z.recouvrement}} = 6\%(b \times h) = 4\%(30 \times 40) = 42 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Poutres (30} \times \text{35)} : \begin{cases} A_{\max}^{\text{z.courante}} = 4\%(b \times h) = 4\%(30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2 \\ A_{\max}^{\text{z.recouvrement}} = 6\%(b \times h) = 4\%(30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \emptyset$ en zone II_a

B. Armatures transversales : RPA 99V2003 (art 7.5.2.2)

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

➤ Recommandation du BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \text{ BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

$$\begin{cases} \text{Poutres (30} \times \text{40)} = 0,23 \times 0,3 \times 0,37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres (30} \times \text{35)} = 0,23 \times 0,3 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de poutre principale au niveau des étages courants avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_{\text{travée}} = 85,28 \text{ KN.m (ELU)} \\ M_{\text{appui}} = -51,03 \text{ KN.m (ELU)} \end{cases}$$

✓ Armateur en n travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.146 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.198 \\ z = 0,340 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 7,20 \text{ cm}^2$$

✓ Armateur en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.087 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.114 \\ z = 0,325 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 4,51 \text{ cm}^2$$

La suite de calculs sont résumé dans le tableau ci-dessous :

Planchers	Type de Poutres	Localisation	A_{cal} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Locaux	Principale	Appui	3,85	3,93	3HA12
		Travée	6,27	6,47	3HA12+2HA14
	Secondaire	Appui	1,54	3,93	3HA12
		Travée	1,56	3,93	3HA12
Habitation	Principale	Appui	4,15	4,62	3HA14
		Travée	6,25	6,47	3HA12+2HA14
	Secondaire	Appui	4,12	4,62	3HA14
		Travée	5,36	5,65	5HA12
Terrasse	Principale	Appui	4,24	4,62	3HA14
		Travée	5,81	6,47	3HA14+2HA12
	Secondaire	Appui	3,67	3,93	3HA12
		Travée	5,28	5,65	5HA12

Tableau 4.9. Les armatures longitudinales dans les poutres.

A. Vérification des armatures selon le RPA99V2003

➤ **Les longueurs de recouvrement**

Selon le RPA99V2003 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r > 40 \times \Phi$ En zone IIa

$\Phi = 14\text{mm}$: $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$ → on adopte $L_r = 60\text{cm}$

$\Phi = 12\text{mm}$: $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$ → on adopte $L_r = 50\text{cm}$

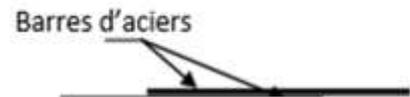


Figure 4.7. Longueur de recouvrement

A. Les armatures transversales

➤ **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

- **Poutre principale**

$$\phi_t < \min(\phi_{lmin}, \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) \Rightarrow \phi_t < \min(12; 1,14; 3)$$

$$\phi_t < 12 \text{ on prend } \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaire**

$$\phi_t < \min(\phi_{lmin}, \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) \Rightarrow \phi_t < \min(12; 1; 3)$$

$$\phi_t < 12 \text{ on prend } \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

N.B

Soit 1 cadre + 1 étrier HA8 pour l'ensemble des poutres (principales + secondaires).

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales**

a. **Zone nodale (Zone II), $S \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_t)$**

- **Poutre principale** : $S \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_t) = 10 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Poutre secondaire** : $S \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_t) = 8,75\text{cm} \Rightarrow$ On prend $S_t = 08 \text{ cm}$

b. Zone courante (Zone II), $S \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principale : $S \leq \frac{h}{2} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

- Poutre secondaire : $S \leq \frac{h}{2} \leq 17,5 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

B. Vérification des sections d'armatures transversales

On a $A_{t \text{ min}} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

3.3. Vérifications à l'ELU

A. Vérification des contraintes tangentielles

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront.

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \min(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) = 4,35 \text{ MPA}$, car on a une FPN et une situation accidentelle

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 4.10. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Observation
Principales	112,94	1,01	4,35	Vérifiée
Secondaires	62,75	0,77	4,35	Vérifiée

N.B

Après qu'on a vérifié pour l'effort tranchant le plus défavorable on assuré qu'il n'y aucun risque de cisaillement.

B. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En appui de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \\ \text{En appui intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d}) \end{array} \right.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.11. Vérification au cisaillement

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	Appui de rive	Appui intermédiaire	Observation
Principale	4,62	112,94	52,13	2,82	3,21	Vérifiée
Secondaires	5,57	62,75	51,59	1,56	2,09	Vérifiée

3.4. Vérification à l'ELS

On a procédé à la vérification de la contrainte de compression du béton pour fissuration peu nuisible

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b ; \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

Tel que : M_{ser} c'est le Moment max à l'ELS ; y : la Position de l'axe neutre ; I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre. $I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2$.

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 Ay - 15 Ad = 0, \text{ on aura } y$$

Tableau 4.12. Vérification de la contrainte limite de béton.

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Poutres principales	Appuis	-36,99	4,62	60455,90	10,09	6,17	15
	Travées	60,25	6,47	77783,07	12,57	9,73	15
Poutres secondaires	Appuis	-30,50	5,75	51676,58	10,09	5,95	15
	Travées	40,96	6,47	54277,58	11,5	9,01	15

A. Etat limite de déformation

Selon l'article (B.6.5) du BAEL91 et le CBA93 la vérification de la flèche soit nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite (voir tableau 4.13):

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \frac{1}{16} l \dots\dots\dots 1 \\ A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \dots\dots\dots 2 \\ h \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \times l \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

Tableau 4.13. Vérification de la flèche des poutres.

Poutre b×h	l (cm)	Atravée (cm ²)	$\frac{M_t}{10 \times M_0} \times l$ (m)	$\frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$ cm ²	(1)	(2)	(3)
Poutre principale 30×40	575	6,74	0,210	11.65	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Poutre secondaire 30×35	410	5,75	0,240	10.08	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Avec :

- Poutre principale

M_{t.service} = 38,119KN/m ⇒ moment max

la poutre enchaîne un portique de rive, elle a une travée de 5.75m, et solliciter par son poids propre

g₀ = 25 × 0.3 × 0.4 = 3KN/m, une charge transmise du plancher q_p = $\frac{l \times (G_p + Q_p)}{2} = 19,50KN/m$, et

un poids du mur g_m = 2.67kn/m. Donc q_{total} = 25.16KN/m. ce qui nous donne

M₀ = $\frac{q_t \times l^2}{8} = \frac{25.16 \times 5.75^2}{8} = 103,98KN.m$

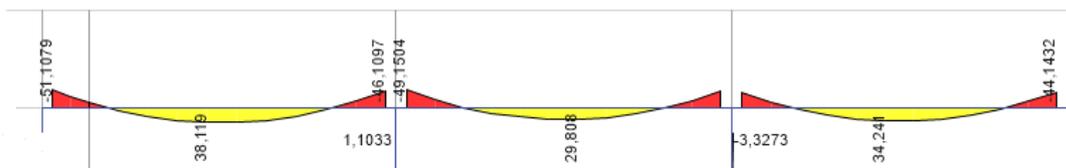


Figure 4.8. Diagramme du moment max a l'ELS (poutre principale)

3.5. Vérification des zones nodales

La relation |M_n| + |M_s| ≥ 1.25 × (|M_w| + |M_e|) RPA99/03 (Article 7.6.2), doit satisfaire les exigences du règlement parasismique algérien, dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

Avec :

M_w : moment résistant à gauche du nœud considéré. M_e : moment résistant à droite du nœud considéré.

M_n : moment résistant supérieur du nœud considéré. M_s : moment résistant inférieur du nœud considéré.

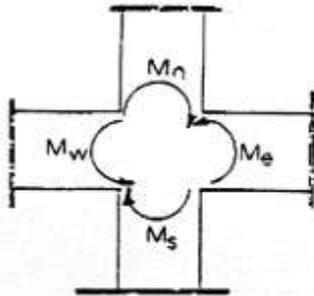


Figure 4.9. Première cas de zone nodale (Poutre principale)

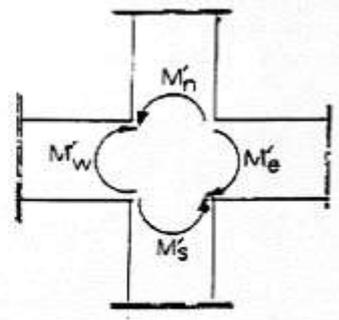


Figure 4.10. Deuxième cas de zone nodale (Poutre principale)

Détermination des moments résistants dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant (MR) d’une section de béton dépend essentiellement : Des dimensions de la section du béton ; de la quantité d’armatures dans la section du béton ; de la contrainte limite élastique des aciers. $MR = z \times A_s \times \sigma_s$, avec

$z = 0.9h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$ (situation accidentelle).

Exemple de calcul

Soit à détailler le calcul du nœud central du plancher RDC qui regroupe le poteau du sous-sol et le RDC

Et les autres résultats seront exposés dans un tableau.

- **Les moments résistants dans le poteau**

Tel que $z = 0.9h = 0.9 \times 0.45 = 0.405 \text{ m}$

$A_n = 4HA14 = 06.16 \text{ cm}^2$

$M_n = 0.405 \times 6.16 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 99.72 \text{ KN.m}$

$A_s = 12HA14 = 19.16 \text{ cm}^2$

$M_s = 0.405 \times 19.16 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 99.72 \text{ KN.m}$

Donc: $M_n + M_s = 199.58 \text{ KN.m}$

- **Les moments résistants dans la poutre principale**

Tel que $z = 0.9h = 0.9 \times 0.40 = 0.36 \text{ m}$

$A_w = 3HA12 = 3,93 \text{ cm}^2$

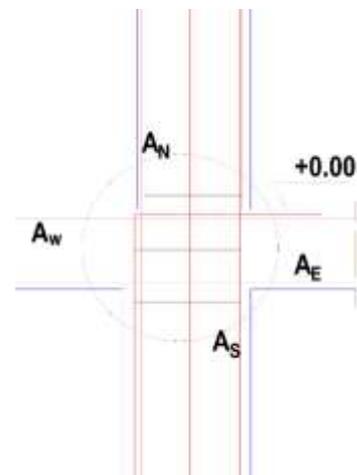
$M_w = 0.36 \times 3,93 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 56,59 \text{ KN.m}$

$A_e = 3HA12 = 3,93 \text{ cm}^2$

$M_e = 0.36 \times 3,93 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 56,59 \text{ KN.m}$

Donc: $M_w + M_e = 113,18 \text{ KN.m}$

Donc $1.25(M_w + M_e) = 141,47 \text{ KN.m} < M_n + M_s = 598,42 \text{ KN.m} \rightarrow \text{vérifiée}$



• Les moments résistants dans la poutre secondaire

Tel que $z = 0.9h = 0.9 \times 0.35 = 0.315$ m

$$A_w = 3HA12 = 3,93cm^2$$

$$M_w = 0.315 \times 3,93 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 49,51 \text{ KN.m}$$

$$A_e = 3HA12 = 3,93cm^2$$

$$M_e = 0.315 \times 3,93 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 49,51 \text{ KN.m}$$

Donc: $M_n + MS = 99,03 \text{ KN.m}$

Donc $1.25(M_w + M_e) = 123,77 \text{ KN.m} < M_n + MS = 99,03 \text{ KN.m} \rightarrow$ vérifiée

Tableau 4.14. Vérification des zones nodales.

Niveaux	MS	MN	Mn + Ms	Poutre	MW	ME	1.25 (MW+ME)	Obs
Sous-sol	99.72	99.72	199.58	PP	56,59	56,59	141,47	Vérifiée
				PS	49,51	49,51	123,77	
RDC	99.72	99.72	199.58	PP	66,52	66,52	166,20	Vérifiée
				PS	58,21	58,21	145,52	
1er	99.72	99.72	199.58	PP	66,52	66,52	166,20	Vérifiée
				PS	58,21	58,21	145,52	
2ème	99.72	99.72	199.58	PP	66,52	66,52	166,20	Vérifiée
				PS	58,21	58,21	145,52	
3ème	99.72	88.70	188.42	PP	66,52	66,52	166,20	Vérifiée
				PS	58,21	58,21	145,52	
4ème	88.70	88.70	177.40	PP	66,52	66,52	166,20	Vérifiée
				PS	58,21	58,21	145,52	
5ème	88.70	88.70	177.40	PP	66,52	66,52	166,20	Vérifiée
				PS	58,21	58,21	145,52	
6ém	88.70	88.70	177.40	PP	66,52	66,52	166,20	Vérifiée
				PS	58,21	58,21	145,52	
7ème	88.70	56.95	145.65	PP	66,52	66,52	199,58	N.Vérifiée
				PS	49,51	49,51	123,79	

3.6.Schémas de ferrailage des poutres

➤ Poutre principale

Tableau 4.15.Schémas de ferrailage des poutres principales (30×40) selon tous les niveaux.

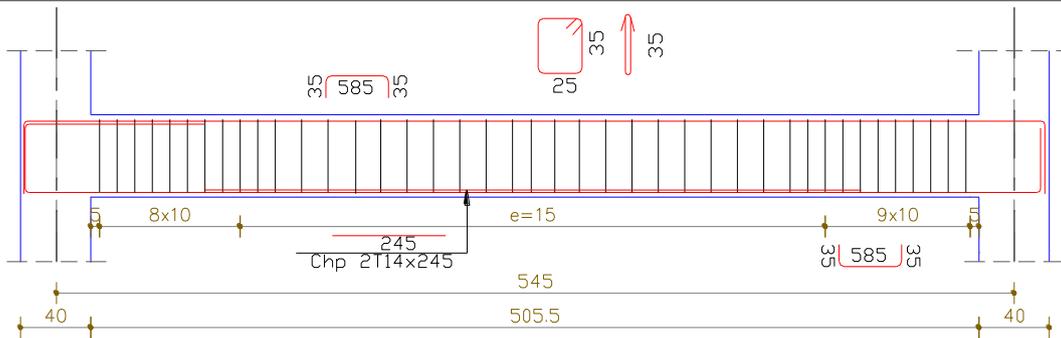
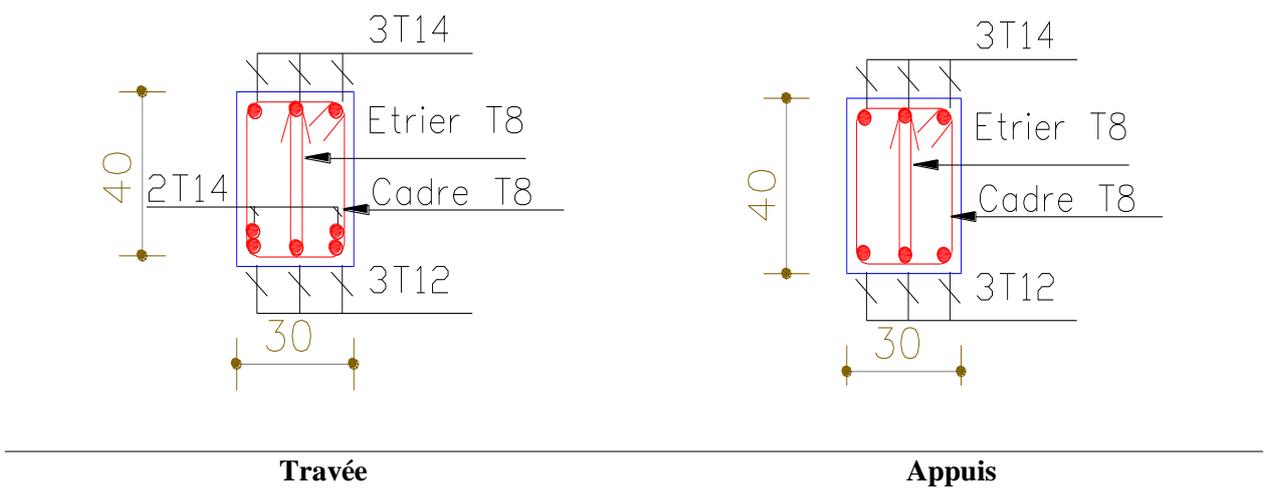
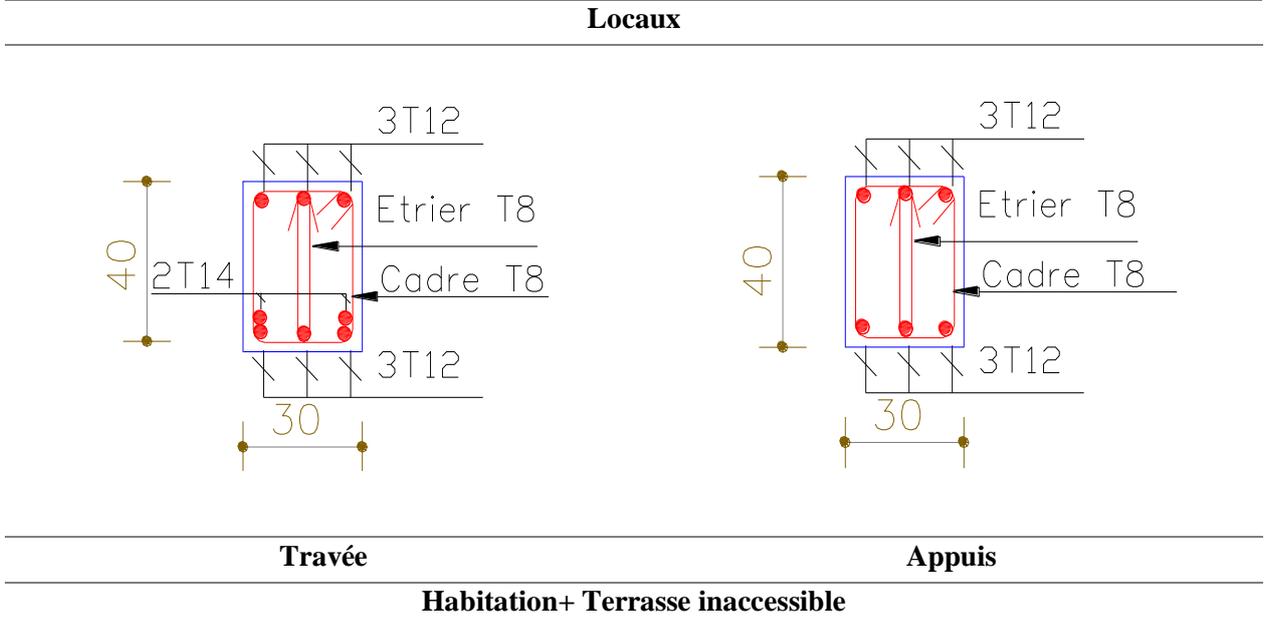
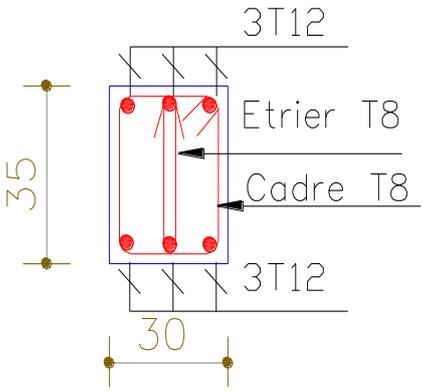
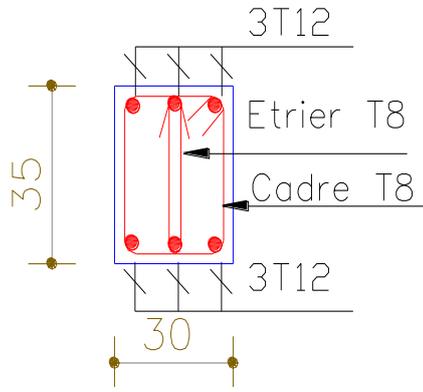
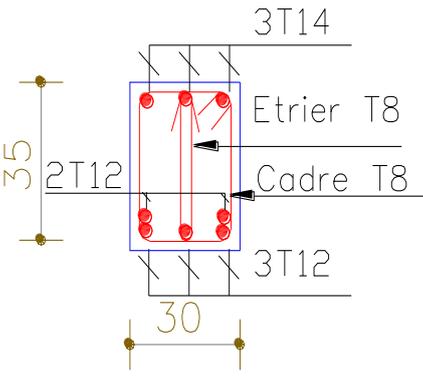
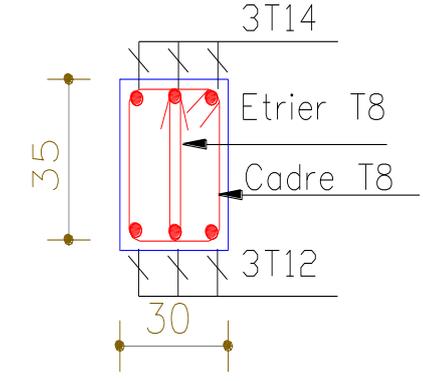


Figure 4.11. : Schéma de ferrailage des poutres principales (RDC)

➤ Poutre secondaire

Tableau 4.16. Schémas de ferrailage des poutres secondaire (30×35) selon tous les niveaux

Locaux	
	
Travée	Appuis
Habitation	
	
Travée	Appuis
Terrasse	

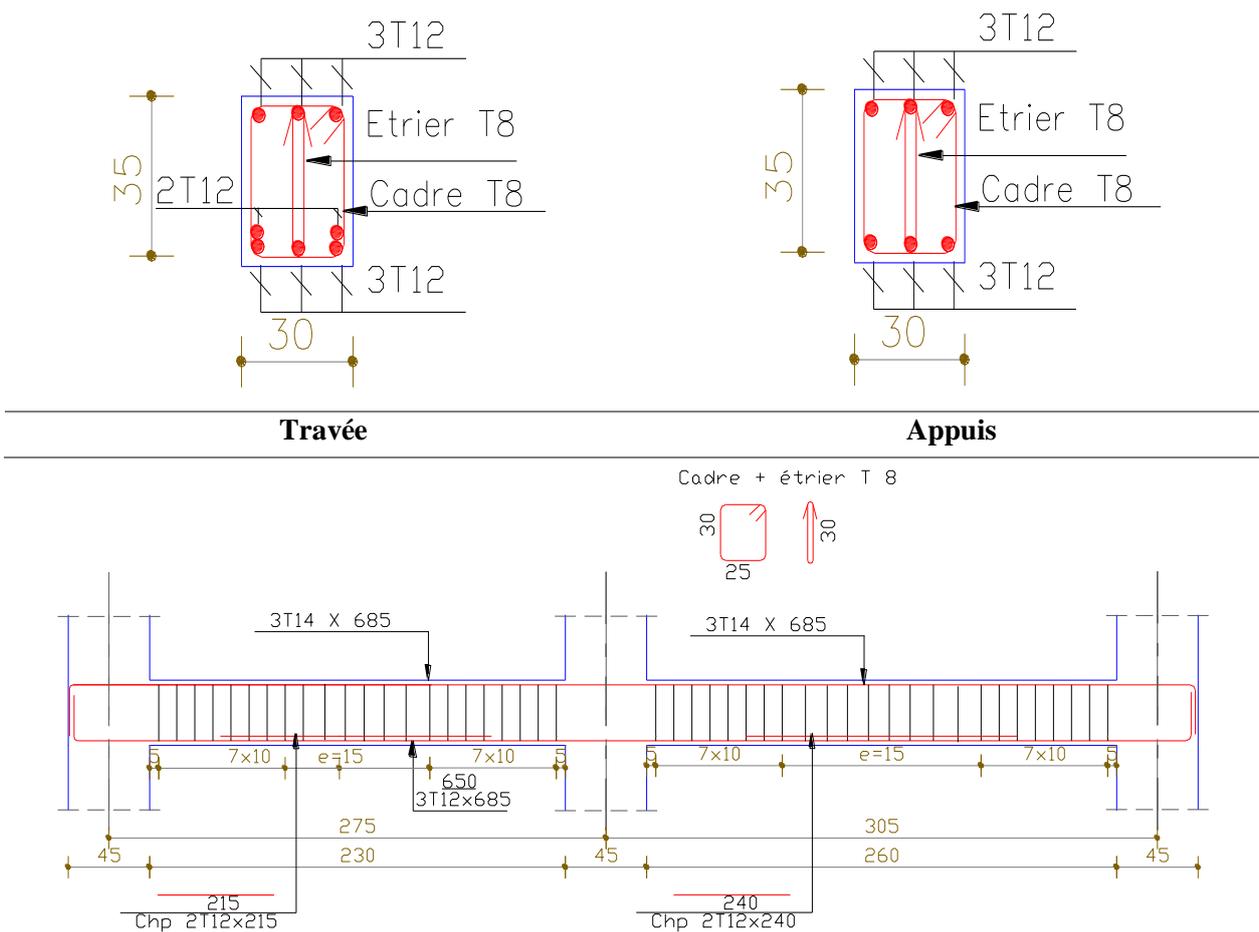


Figure 4.12. : Schéma de ferrailage des poutres secondaires (RDC).

4. Etude des voiles

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section. Un voile travaille comme une console encastree à sa base. On distingue deux types de voiles dont des comportements différents :

- Voiles élancés $\frac{h}{l} > 1.5$.
- Voiles courts $\frac{h}{l} < 1.5$.

4.1.Recommandations du RPA

1) Armatures transversales

Destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber. Elles sont disposées en nombre de 4 épingles par m².

2) Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2 \% (L_t \times e)$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : Épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

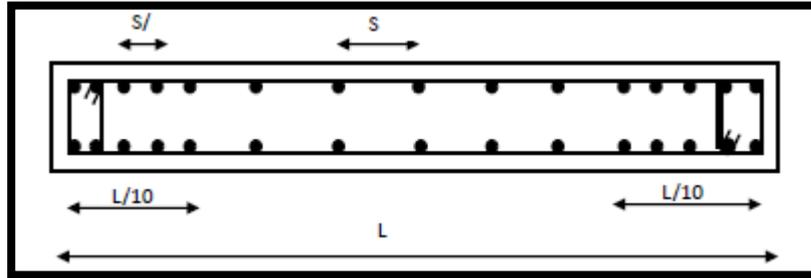


Figure 4.13 : Disposition des armatures verticales (vue en plan).

3) Armatures horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

4) Règles connues

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 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est

$$s_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$$

- 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 recouvrement doivent être égale à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles 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 :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \text{ avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

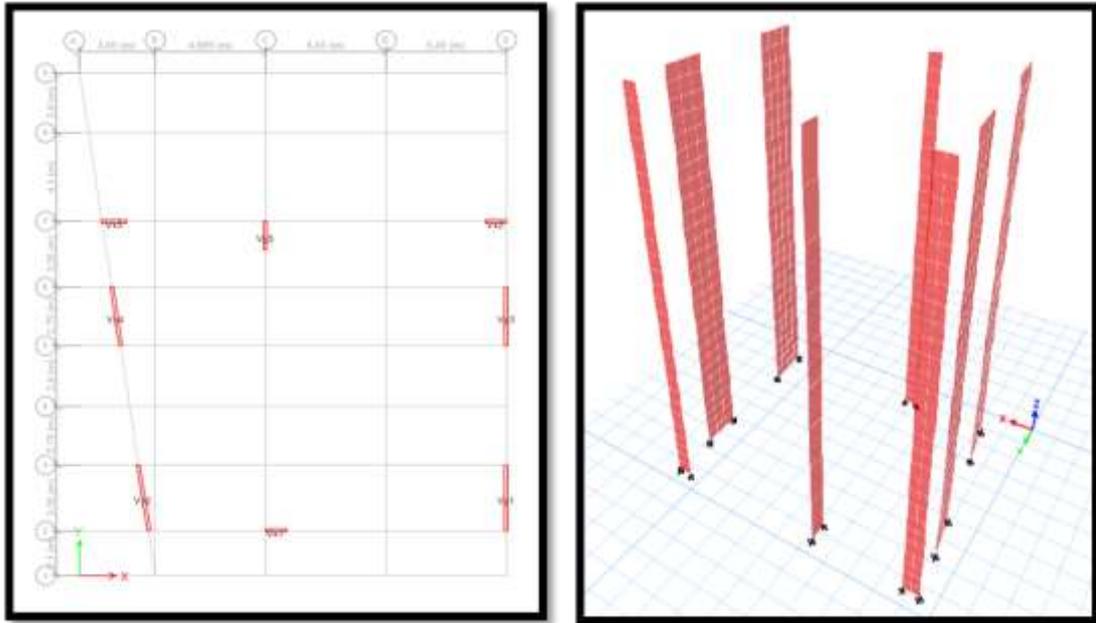


Figure 4.14 : Disposition des voiles de contreventement

4.2.Ferraillage des voiles

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement dans le logiciel ETABS2016, ils sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 4.17: les sollicitations dans la voile V_{x2}

	$N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$		$N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$		$M_{max} \rightarrow N_{Correspondant}$		V_{max}
Sous-sol +RDC	169.93	02.86	-221.75	98.55	-98.55	221.75	71.37
1 ^{er} + 2 ^{ème}	297.63	41.43	-11.93	83.14	-92.40	32.61	76.28
3 ^{ème} + 4 ^{ème}	210.98	14.77	30.16	17.07	-57.72	96.81	60.36
5 ^{ème} + 6 ^{ème} + 7 ^{ème}	141.23	13.35	-18.54	33.69	-43.74	15.08	55.90

- Exemple de calcul

1) Calcul des armatures

A. Armature verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous M et N pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$; $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$; $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$.

a. $M_{max} 92.40KN \rightarrow N_{cor} = 32.61KN.m$

$l = 1.15 m$; $e = 0.15 m$; $d = 1.10 m$; $d' = 0.05 m$

$e_G = \frac{M}{N} = 2.83m > \frac{l}{2} = \frac{1.15}{2} = 0.575m$

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 92.40 + 32.61 \times \left(1.10 - \frac{1.15}{2} \right) = 0.110 MN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.110}{0.15 \times 1.10^2 \times 18.48} = 0.032 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 MPa$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0.041 ; z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.08 m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{0.110}{1.08 \times 400} = 2.54 cm^2 ; \text{ On revient à la flexion composée : } s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 1.73 cm^2$$

Une fois que toutes combinaisons sont calculées on opte pour le max :

$$A = \max(A_1, A_2, A_3) \rightarrow A_{max} ; A_3 = 1.73 cm^2$$

Détermination des longueurs (tendue et comprimée)

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

l_t : Longueur de la zone tendue.

l_c : Longueur de la zone comprimée.

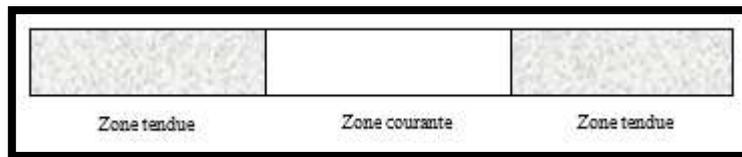


Figure 4.15: Zone tendue et courante.

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} \times \frac{h}{2} ; \begin{cases} \sigma_1 = \frac{32.61 \times 10^{-3}}{1.15 \times 0.15} + \frac{92.40 \times 10^{-3}}{0.019} \times 0.575 = 2.99 MPa \\ \sigma_2 = \frac{32.61 \times 10^{-3}}{1.15 \times 0.15} - \frac{92.40 \times 10^{-3}}{0.019} \times 0.575 = -2.60 MPa \end{cases}$$

$$\text{Donc : } l_t = \frac{2.60 \times 1.15}{2.99 + 2.60} = 0.52 m ; l_c = 1.15 - 0.52 \times 2 = 0.10 m$$

Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante)

$$\text{On a : } \begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\% (e \times l_t) = 0.2\% (15 \times 52) = 1.59 cm^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0.10\% (e \times l_c) = 0.10\% (15 \times 10) = 0.135 cm^2 \end{cases}$$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon le RPA99V2003, on a : $A_{min} = 0.15\% (e \times l) = 0.15\% (15 \times 115) = 2.58 cm^2$

Espacement des barres verticales : $S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 cm) \Rightarrow S_t = 15 cm$

B. Armatures horizontales : La section des armatures horizontales est calculée selon la formule

$$\text{suiivante : } A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} \text{ avec } \tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 76.28 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.10} = 0.647 MPa$$

Espacement des barres horizontales

$S_t \leq \min(1.5e ; 30 cm) \quad S_t \leq 22.5$ On opte pour un espacement de ($S_t = 15 cm$)

$$\text{Donc } A_h = \frac{0.647 \times 0.15 \times 0.15}{0.8 \times 400} = 0.45 cm^2 > \frac{0.4 \times S_t \times e}{400} = 0.225 cm^2 \rightarrow A_h = 0.45 cm^2$$

$$b. N_{max} = 297.63 KN \rightarrow M_{min} = 41.43 KN.m \text{ et } V_{max} = 76.28 KN$$

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V ; \begin{cases} \sigma_1 = \frac{297.63 \times 10^{-3}}{1.15 \times 0.15} + \frac{41.43 \times 10^{-3}}{0.019} \times 0.575 = 2.98 MPa \\ \sigma_2 = \frac{297.63 \times 10^{-3}}{1.15 \times 0.15} - \frac{41.43 \times 10^{-3}}{0.019} \times 0.575 = 0.47 MPa \end{cases}$$

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0$, donc la section est entièrement comprimée.

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 41.43 + 297.63 \times \left(1.10 - \frac{1.15}{2}\right) = 0.197 MN.m$$

$$N_u(d - \hat{d}) - M_{ua} = 297.63 \times 10^{-3}(1.10 - 0.05) - 0.197 = 0.115 MN.m$$

$$(0.5 h - \hat{d})bhf_{bu} = (0.5 \times 1.15 - 0.05)0.15 \times 1.15 \times 18.48 = 1.67 MN.m$$

$$N_u(d - \hat{d}) - M_{ua} < (0.5 h - \hat{d})bhf_{bu} \Rightarrow A = 0$$

$$\hat{A} = \frac{N_u - \psi bhf_{bu}}{f_s}; \psi = 0.478; f_s = \varepsilon_s \times E = 262.10 MPa \Rightarrow \hat{A} = < 0$$

$$l_t = \frac{0.47 \times 1.15}{2.98 + 0.47} = 0.20 m; l_c = 1.15 - 0.2 \times 2 = 0.75 m$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(15 \times 20) = \mathbf{0.6 cm^2} \\ A_{min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(15 \times 75) = \mathbf{2.25 cm^2} \end{cases}$$

c. $N_{min} = -11.93 KN \rightarrow M_{cor} = 83.14 KN.m$ et $V_{max} = 76.28 KN$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V; \begin{cases} \sigma_1 = \frac{11.93 \times 10^{-3}}{1.15 \times 0.15} + \frac{83.14 \times 10^{-3}}{0.019} \times 0.575 = 2.58 MPa \\ \sigma_2 = \frac{11.93 \times 10^{-3}}{1.15 \times 0.15} - \frac{83.14 \times 10^{-3}}{0.019} \times 0.575 = -2.44 MPa \end{cases} \sigma_1 > 0 \sigma_2 < 0 \Rightarrow SPC$$

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 83.14 - 11.93 \times \left(1.10 - \frac{1.15}{2}\right) = 0.076 MN.m$$

$$\mu_{bu} = 0.023 \alpha = 0.030 z = 1.09 m A_v = 1.46 cm^2$$

$$l_t = \frac{2.44 \times 1.15}{2.44 + 2.58} = 0.55 m; A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(15 \times 55) = \mathbf{1.65 cm^2}$$

➤ **Choix des armatures**

On adopte

- **Armature verticales**

$$A^{ZT} = 4HA12 = 4.52 cm^2 \text{ par face.}$$

$$A^{ZC} = 3HA12 = 3.39 cm^2 \text{ par face.}$$

- **Armature horizontale**

$$A_h = 2HA10 = 1.57 cm^2.$$

N.B : Le ferrailage des autres niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.18 : Sollicitations et ferrailage du Voile V_{x2} dans les autres niveaux.

Niveaux	Sous-sol +RDC	3 ^{ème} +4 ^{ème}	5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}
Section L×e (m ²)	1.15×0.15	1.15×0.15	1.15×0.15
M (KN.m)	-98.55	-57.72	-43.74
N (KN)	-221.75	96.81	-15.08
V(KN)	71.37	60.36	55.90
σ_{max} (MPa)	-4.26	2.30	-1.40
σ_{min} (MPa)	1.69	-1.18	1.23
Section	SPC	SPC	SPC
τ_u (MPa) RPA	0.605	0.512	0.474
τ_{admi} RPA	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	5.88	0.08	0.43
A_{min}	2.13	2.13	2.13
Aadopté	12HA12	12HA12	12HA12
$A_h^{calculé}$ (cm ²)	0.567	0.48	0.44
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	15	15	15

Les autres voiles sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 4.19 : les sollicitations dans le voile V_{y1}, V_{y3} .

	$N_{\max} \rightarrow M$ correspondant	$N_{\min} \rightarrow M$ correspondant	$M_{\max} \rightarrow N$ Correspondant	V_{\max}			
Sous-sol +RDC	843.80	33.08	227.68	-41.42	114.57	461.29	176.50
1^{er} + 2^{ème}	1066.86	-94.36	238.20	-87.97	623.61	582.50	203.26
3^{ème} + 4^{ème}	870.67	40.14	170.94	-27.49	456.62	713.88	201.79
5^{ème} + 6^{ème} + 7^{ème}	585.04	37.92	57.69	-16.95	182.33	499.26	164.45

Tableau 4.20 : Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1}, V_{y3} .

Niveaux	Sous-sol +RDC	1 ^{ème} +2 ^{ème}	3 ^{ème} +4 ^{ème}	5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}
Section L×e (m²)	2.75×0.15	2.75×0.15	2.75×0.15	2.75×0.15
M (KN.m)	-41.42	-87.97	-27.49	-16.95
N (KN)	227.68	238.20	170.94	55.69
V(KN)	176.50	203.26	201.79	164.45
σ_{\max}(MPa)	0.77	1.04	0.55	0.22
σ_{\min}(MPa)	0.33	0.11	0.26	0.04
Section	SEC	SEC	SEC	SEC
τ_u (MPa) RPA	0.610	0.702	0.697	0.568
τ_{admi} RPA	5	5	5	5
A_{cal}(cm²)	0	0	0	0
Amin	6.18	6.18	6.18	6.18
Aadopté	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12
$A_h^{\text{calculé}}$(cm²)	0.571	0.66	0.65	0.53
$A_h^{\text{adopté}}$(cm²)	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	15	15	15	15

Tableau 4.21 : les sollicitations dans le voile V_{y2}, V_{y4} .

	$N_{\max} \rightarrow M$ correspondant	$N_{\min} \rightarrow M$ correspondant	$M_{\max} \rightarrow N$ Correspondant	V_{\max}			
Sous-sol +RDC	892.55	30.31	180.42	-62.01	102.62	421.35	135.24
1^{er} + 2^{ème}	950.78	20.74	195.35	-70.62	544.32	725.86	221.66
3^{ème} + 4^{ème}	747.32	31.40	165.06	-56.34	335.50	605.88	168.39
5^{ème} + 6^{ème} + 7^{ème}	484.32	10.00	58.08	-31.78	123.08	304.00	110.03

Tableau 4.22 : Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2}, V_{y4}

Niveaux	Sous-sol +RDC	1 ^{ème} +2 ^{ème}	3 ^{ème} +4 ^{ème}	5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}
Section L×e (m²)	2.77×0.15	2.77×0.15	2.77×0.15	2.77×0.15
M (KN.m)	30.31	20.74	31.40	10.00
N (KN)	892.55	950.78	747.32	484.32
V(KN)	135.24	221.66	168.39	110.03
σ_{\max}(MPa)	0.48	2.41	1.97	1.22
σ_{\min}(MPa)	0.16	2.19	1.64	1.12
Section	SEC	SEC	SEC	SEC
τ_{admi} RPA	5	5	5	5
τ_u (MPa) RPA	0.464	1.59	0.577	0.377
A_{cal}(cm²)	0.01	0	0	0
Amin	6.23	6.23	6.23	6.23
Aadopté	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12
$A_h^{\text{calculé}}$(cm²)	0.435	0.149	0.540	0.353
$A_h^{\text{adopté}}$(cm²)	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
S_t (cm)	15	15	15	15

Tableau 4.23: les sollicitations dans le voile V_{y5} .

	$N_{\max} \rightarrow M$ correspondant		$N_{\min} \rightarrow M$ correspondant		$M_{\max} \rightarrow N$ Correspondant		Vmax
Sous-sol +RDC	960.22	-108.86	325.96	9.77	59.19	623.50	98.13
1^{er} +2^{ème}	910.65	32.65	349.29	-30.99	116.71	677.17	54.82
3^{ème} + 4^{ème}	672.10	-6.23	237.91	-52.85	59.80	368.34	30.95
5^{ème} +6^{ème} +7^{ème}	446.54	-14.30	66.53	-10.60	32.59	260.79	23.87

Tableau 4.24 : Sollicitations et ferrailage du voile V_{y5}

Niveaux	Sous-sol +RDC	1 ^{ème} +2 ^{ème}	3 ^{ème} +4 ^{ème}	5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}
Section L×e (m²)	1.35×0.15	1.35×0.15	1.35×0.15	1.35×0.15
M (KN.m)	9.77	-30.99	-52.85	-10.60
N (KN)	325.96	349.29	237.91	66.53
V(KN)	98.13	54.82	30.95	23.87
σ_{\max}(MPa)	0.84	1.01	0.85	0.21
σ_{\min}(MPa)	0.73	0.68	0.29	0.10
Section	SEC	SEC	SEC	SEC
τ_u (MPa) RPA	0.704	0.393	0.222	0.171
τ_{admi} RPA	5	5	5	5
A_{cal}(cm²)	0	0	0	0
Amin	3.03	3.03	3.03	3.03
Aadopté	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
$A_h^{\text{calculé}}$(cm²)	0.66	0.36	0.20	0.16
$A_h^{\text{adopté}}$(cm²)	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
S_t (cm)	15	15	15	15

Tableau 4.25 : les sollicitations dans le voile V_{x1}

	$N_{\max} \rightarrow M$ correspondant		$N_{\min} \rightarrow M$ correspondant		$M_{\max} \rightarrow N$ Correspondant		Vmax
Sous-sol +RDC	1034.78	-73.12	337.61	6.35	66.55	635.98	68.14
1^{er} +2^{ème}	719.32	11.10	135.98	-63.94	87.93	620.35	69.57
3^{ème} + 4^{ème}	576.58	23.08	209.80	-18.08	53.41	477.71	51.29
5^{ème} +6^{ème} +7^{ème}	384.29	29.99	49.92	-4.81	45.57	319.15	54.12

Tableau 4.26 : Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1}

Niveaux	Sous-sol +RDC	1 ^{ème} +2 ^{ème}	3 ^{ème} +4 ^{ème}	5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}
Section L×e (m²)	0.95×0.15	0.95×0.15	0.95×0.15	0.95×0.15
M (KN.m)	6.35	-63.94	-18.08	-4.81
N (KN)	337.61	135.98	209.80	49.92
V(KN)	68.14	69.57	51.29	54.12
σ_{\max}(MPa)	0.85	0.66	0.60	0.14
σ_{\min}(MPa)	0.78	-0.008	0.41	0.09
Section	SEC	SEC	SEC	SEC
τ_u (MPa) RPA	0.706	0.721	0.531	0.561
τ_{admi} RPA	5	5	5	5
A_{cal}(cm²)	0	0	0	0
Amin	2.13	2.13	2.13	2.13
Aadopté	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
$A_h^{\text{calculé}}$(cm²)	0.66	0.67	0.49	0.52
$A_h^{\text{adopté}}$(cm²)	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
S_t (cm)	15	15	15	15

Le Schéma de ferrailage de voile V_{x6} au niveau de l'étage courant est illustré dans la figure ci-joint :

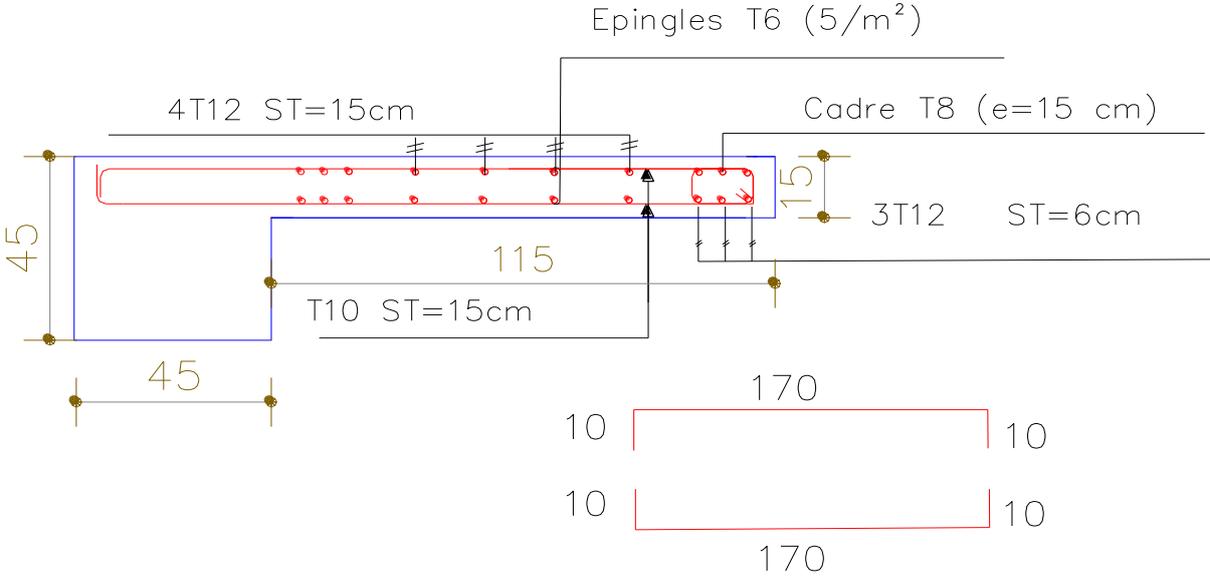


Figure 4.16. Le Schéma de ferrailage de voile V_{x6}

1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la super structure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure.

2. Choix de types des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol
- Les charges transmises au sol
- La distance entre axes des poteaux
- La profondeur du bon sol et de la mise en œuvre

La contrainte admissible est de 2.5 bars à une profondeur de 4 m. D'après le **RPA99V2003** (article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes : $G+Q\pm E$; $0.8G\pm E$; Ainsi que : $1.35G+1.5Q$; $G+Q$.

➤ Semelles isolées

- **Vérification des semelles isolées**

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

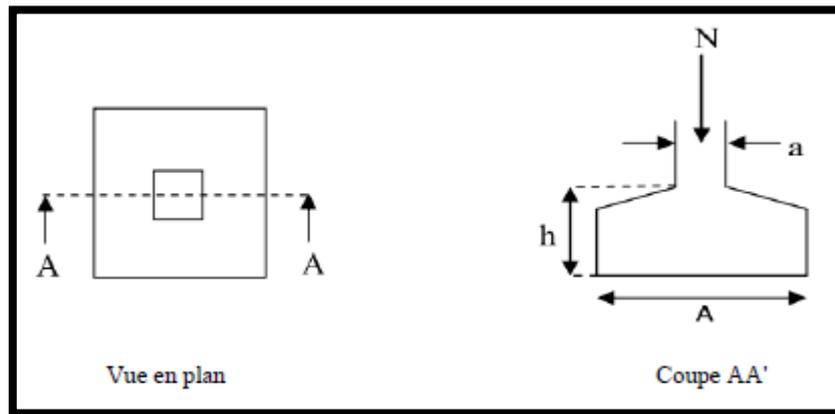


Figure 5.1: Schéma d'une semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité est une section carrée de 45×45, ce qui fait que $S=B^2$

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1230.54}{250}} = 2.21m$$

D'après le résultat on remarque qu'il va y avoir un chevauchement, vu que l'entraxe minimum selon Y-Y est de 2.1m, ce qui revient à dire que ce type de semelle dans ce cas est à exclure.

➤ **Semelles filantes**

- **Vérification des semelles filantes**

On a choisi une semelle filante de largeur B et de longueur L située sous un portique formé de cinq (05) poteaux

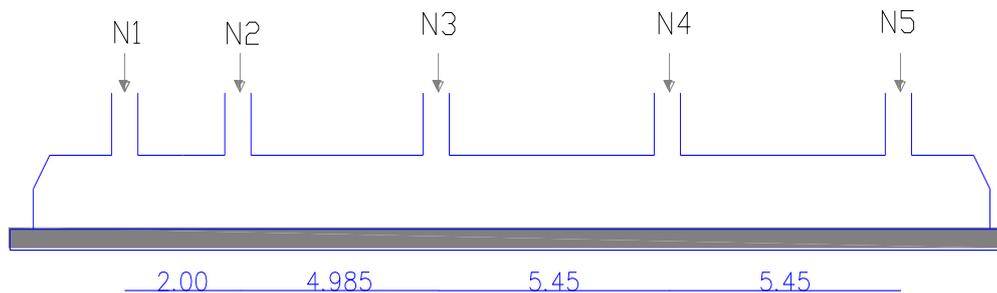


Figure 5.2 : Schéma d'une semelle filante

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \times L}$$

Tableau 5.1 : Les efforts agissant sur la semelle

	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5
N_i	340.55	619.04	984.34	1107.46	68.27
$\sum N_i$	3119.66				

$$B \geq \frac{3119.66}{250 \times 17.885} = 0.70m$$

3. Radier

Le radier, par simplification, est toujours considéré comme infiniment raide par rapport à sa superstructure. En d'autres termes, il est plus ou moins déformable par rapport au sol de fondation. Le radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage, ce mode de fondation est utilisé dans deux cas : lorsque la capacité portante du sol est faible et lorsque sous-sol est inondable.

3.1. Pré dimensionnement

On a : $N_s = 33663.87 \text{ KN}$, sous la combinaison de l'ELS (G+Q).

- La condition du coffrage

- Pour les nervures: $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{545}{10} = 54.5cm$, soit : $h_t = 60 \text{ cm}$.
- Pour la dalle: $h_r \geq \frac{L'_{max}}{10} = \frac{545}{20} = 27.25cm$, soit : $h_r = 30cm$.

Avec : $L_{max} = 545cm$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

La hauteur de la nervure : $h_t = 60 \text{ cm}$. La hauteur du radier : $h_r = 30 \text{ cm}$.

- La condition de raideur

$$\text{On a } \begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times l_e \\ l_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \end{cases}$$

Avec :

l_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1 ml.

I : Inertie de la section du radier.

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

On a d'après la bibliographie (**A. GREKOW et al1964 ; A. FUENTES 1983**)

$$K = \begin{cases} 0.5 \times 10^4 \text{ KN/m}^3 & \text{très mauvais sol} \\ 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3 & \text{sol moyen} \\ 12 \times 10^4 \text{ KN/m}^3 & \text{très bon sol} \end{cases}$$

Donc :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.2 \times 10^7 \times \frac{1 \times 0.6^3}{12}}{4 \times 10^4}} = 2.75 \times \frac{\pi}{2} = 4.31 < 5.45m \quad \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

Pour satisfaire la condition, on doit recalculer h à partir de la formule suivant :

$$\text{On a : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.45^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.2 \times 10^7}} = 0.816 \text{ m}$$

On opte pour une section de $h_t = 85 \text{ cm}$, pour éviter d'utiliser des grands diamètres d'aciers.

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.2 \times 10^7 \times \frac{0.85^3}{12}}{4 \times 10^4}} = 3.58 \times \frac{\pi}{2} = 5.61 > 5.45m \Rightarrow \text{la condition est donc vérifiée.}$$

A cette effet on opte pour un radier de : $h_r = 30\text{cm}$ et $h_t = 85\text{cm}$.

- **Surface du radier**

$$\frac{N'}{S_{radier}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N'}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

$$N' = N_s + P_{radier} + P_{nervure}$$

$$P_{radier} = 25 \times 0.3 \times 412.25 = 3093.2 \text{ KN ;}$$

$$P_{nervure} = 25 \times 0.55 \times 0.45 \times 253 = 1565.44 \text{ KN.}$$

Donc : $N' = N_s + 3093.2 + 1565.44 = 38322.51 \text{ KN}$ et $S_{bat} = 412.24 \text{ m}^2$.

$S_{radier} \geq \frac{38322.51}{250} = 153.30 \text{ m}^2$. D'après les résultats on peut adopter un radier avec une même surface du bâtiment : $S_{radier} = S_{bat} = 412.24 \text{ m}^2$.

3.2. Les vérifications nécessaires

Vérification du poinçonnement

D'après le CBA93 (article, A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \text{ Avec :}$$

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Avec : $A=(a+h)$ et $B=(b+h)$

h : Hauteur de radier.

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

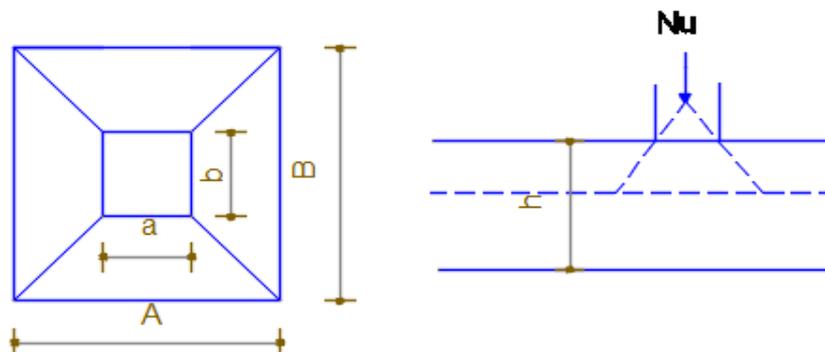


Figure 5.3. Présentation de la zone d'impact de la charge concentré

$$\mu_c = 2 \times (A + B) = 2 \times (1.45 + 1.45) = 5.8 \text{ m}$$

$$N_u = 1.23054 \text{ MN} < Q_u = 0.045 \times 5.8 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} = 4.35 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée}$$

Vérification des contraintes dans le sol

Il faut vérifier que : $\sigma_{ref} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}$. Les caractéristiques de notre structure sont comme suite

N : L'effort normale du aux charges verticales.

$M_{y,x}$: Moments à la base qui sont extrait directement à partir de l'ETABS2016 (Sous la combinaison G+Q).

I_x = moment d'inertie suivant xx I_y = moment d'inertie suivant y

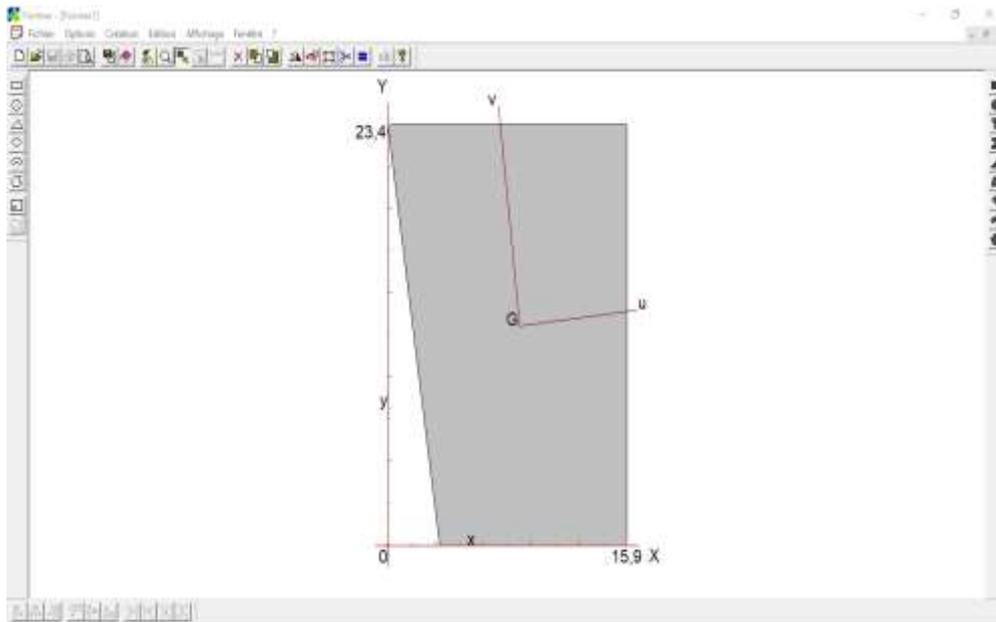


Figure 5.4. Vue en plan Radier(SOCOTEC)

Tableau 5.2. Les caractéristiques géométriques

Caractéristiques géométriques	
Surface Radier (m ²)	312.25
L'effort normale du aux charges verticales (MN)	36.755
Les moments (M_x ; M_y)	(50540,20 ; 28815,28)
Centre de gravité du radier (X_g ; Y_g)	(10,61 ; 11,17)
Inertie/xx, yy (I_{xx} ; I_{yy}) m ⁴	(16977,1 ; 7838,38)

- sens x-x : $\sigma_x = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_g}{I_x}$

$$\sigma_1 = \frac{36.755}{412.4} + \frac{50.45 \times 11.17}{16977.1} = 0.12 \text{ MPa} ; \quad \sigma_2 = \frac{36.755}{412.425} - \frac{50.45 \times 11.17}{16977.1} = 0.056 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 0.12 + 0.056}{4} = 0.104 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{sol}} = 0.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée dans ce sens (xx)}$$

- sens y-y: $\sigma_y = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \times X_g}{I_y}$

$$\sigma_1 = \frac{36.755}{412.4} + \frac{28.815 \times 10.61}{7838.38} = 0.13 \text{ MPa} ; \quad \sigma_2 = \frac{36.755}{412.425} - \frac{28.815 \times 10.61}{7838.38} = 0.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 0.13 + 0.05}{4} = 0.11 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{sol}} = 0.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée dans ce sens (YY)}$$

Vérification de la stabilité au renversement

Selon (Article 10.1.5), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centre de la base des éléments de fondation résistent au renversement. $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$.

- Sens xx : $e = \frac{19.724}{36.755} = 0.536m \leq \frac{B}{4} = \frac{19.35}{4} = 4.83 m \dots \dots \dots$ vérifié
- Sens yy : $e = \frac{25.360}{36.755} = 0.690m \leq \frac{B}{4} = \frac{23.40}{4} = 5.85 m \dots \dots \dots$ vérifié

3.3.Ferraillage du radier

Le radier se calcule comme une dalle pleine renversée soumis à la réaction du sol et appuyé sur les nervures.

3.3.1. Calcul des sollicitations

A. ELU

$$N_u = N_{u\text{ cal}} + 1.35 \times (N_{\text{rad}} + N_{\text{nerv}}) = 33663.87 + 1.35 \times (3093.2 + 1565.44) = 39953 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = \frac{39953}{412.25} = 96.91 \text{ KN/m}^2 ; L_x = 3.80 \text{ m} ; L_y = 5.45\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.74 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.74 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0633 \\ \mu_y = 0.4938 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 88,60\text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 43.75\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 75.31\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 37.19\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = 44.30\text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul du ferraillage Le ferraillage se fait pour une section

$$b \times h = (100 \times 30)\text{m}^2$$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5.3 : Sections de ferraillage

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	x-x	75.31	0.089	0.111	0.239	9.05	2.4	7HA14=10.78 cm²
	y-y	37.19	0.042	0.053	0.245	4.36	2.4	7HA12=7.92 cm²
Appui		44.30	0.05	0.065	0.250	5.10	3.26	7HA12=7.92 cm²

- Condition de non fragilité

$$\text{Fe400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; e \geq 12\text{cm}$$

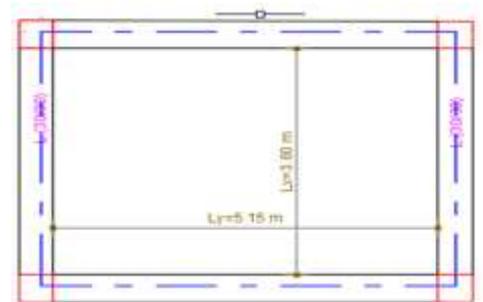


Figure 5.5. Panneau de dalle

En travée : $A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 2.93 \text{ cm}^2$; $A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h = 2.4 \text{ cm}^2$

En appui : $A_{x\ min} = A_{y\ min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 \text{ cm}^2$.

- Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min(0,1f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

Sens x-x : $V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{98.31 \times 5.15}{2} = 249.54 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = 0.998MPa < \bar{\tau}_{bu} = 2.5 \text{ MPa}$.

Sens y-y : $V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 187.87 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = 0.728MPa < \bar{\tau}_{bu} = 2.5 \text{ MPa}$.

La condition est vérifiée selon les deux sens, donc Il n'y a pas risque de cisaillement.

B. ELS

$$N_s = 38749.45 \text{ KN} ; q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{38322.51}{412.25} = 92.96 \text{ KN/m}^2 ; L_x = 3.8 \text{ m} ; L_y = 5.15 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.74 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\rho = 0.99 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0696 \\ \mu_y = 0.6315 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 93.43 \text{ KNm} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 59.00 \text{ KNm} \end{cases}$$

Moment en travées $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 79.41 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 50.15 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis $\{M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -46.71 \text{ KN.m};$

Vérification à l'ELS

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min (2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau 5.4. Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	79.41	7.52	63583	9.39	15	327.49	201.63	Non Vérifier
	y-y	50.15	6.61	49804	6.66	15	277.76	201.63	Non Vérifier
Appui		-46.71	6.61	49804	6.20	15	258.71	201.63	Non Vérifier

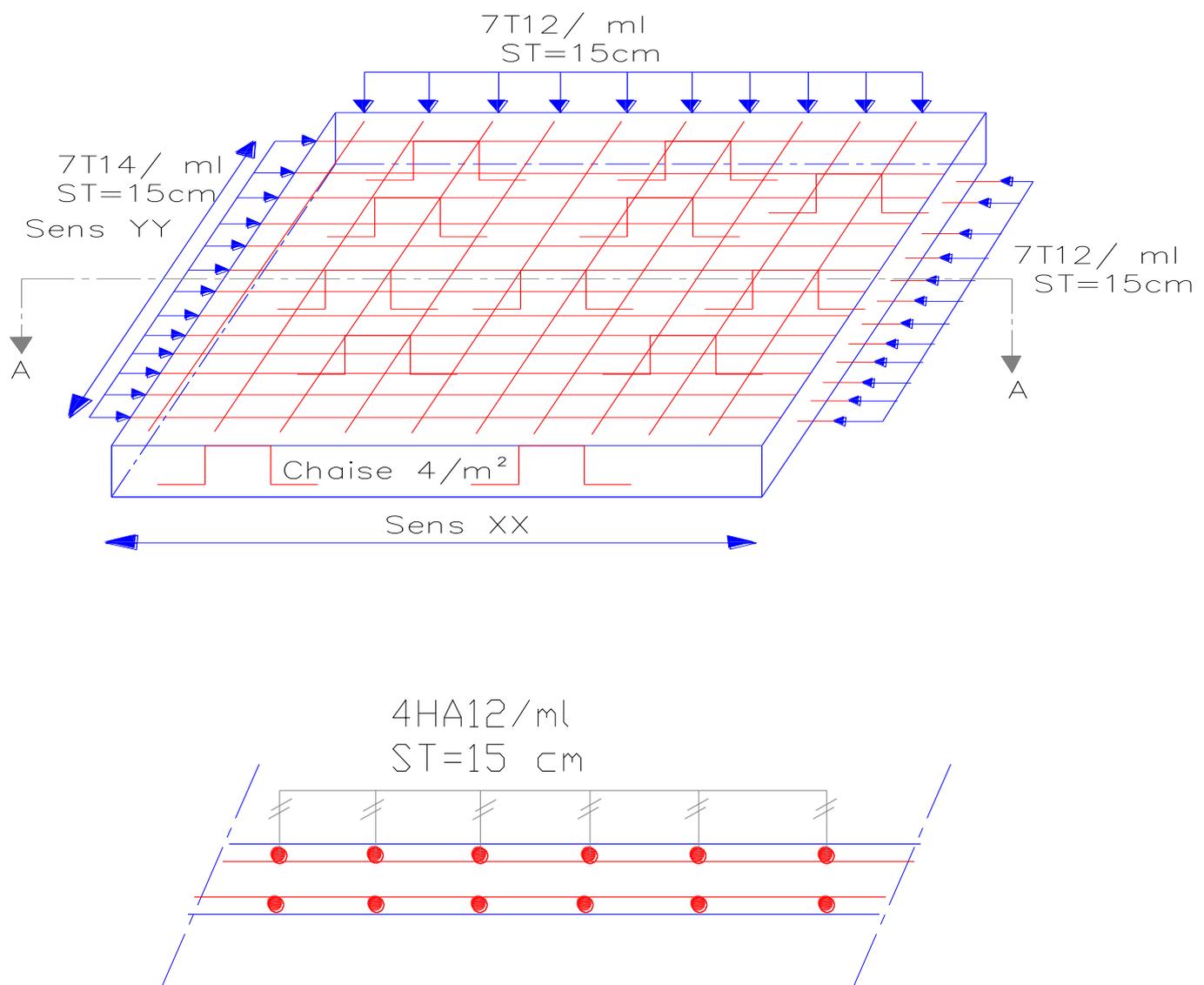
Remarque

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS. Avec l'augmentation de la hauteur du radier a : $h_r = 45 \text{ cm}$ Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 5.5. Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	$\beta(cm)$	α	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	XX	79.41	0.25	10.76	7HA14=10.78cm ²	15
	YY	50.15	0.20	6.68	7HA12=7.92 cm ²	15
Appuis	-46.71	0.19	0.93	6.21	7HA12=7.92 cm ²	15

• Schéma de ferrailage du radier



COUPE 1-1
 Figure 5.6. Schéma de ferrailage de radier

4. Ferrailage des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

Pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m : charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.
- P_v : charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Tableau 5.6. Répartition des charges selon ligne de rupture

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times l_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times l_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$

avec: $\rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y}$ et $\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y}$

4.1. La nervure sens (xx)

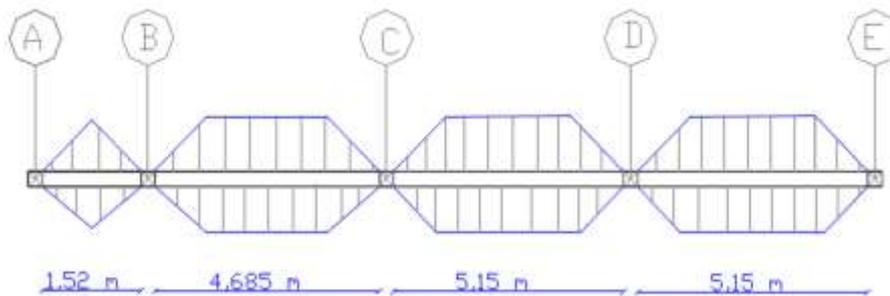


Figure 5.7. Schéma statique de la nervure dans le sens X-X

- **Calcul des sollicitations**

Moments aux appuis

$$M_a = \begin{cases} \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} & \dots \dots \dots \text{appui intermédiaire} \\ 0.15 \times M_0 & \dots \dots \dots \text{appui de rive} \end{cases}$$

Avec: $l' = \begin{cases} l & \dots \dots \dots \text{travée de rive} \\ 0.8 \times l & \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$

et $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$.

Moment en travée

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \left(\frac{x}{l} \right).$$

Avec : $M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$; $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$.

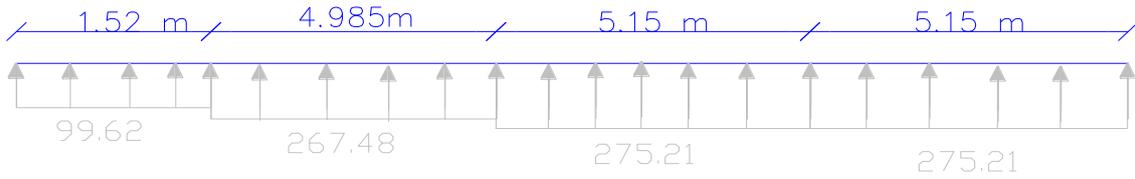


Figure 5.8. Chargement de la nervure sens (xx) à l'ELU

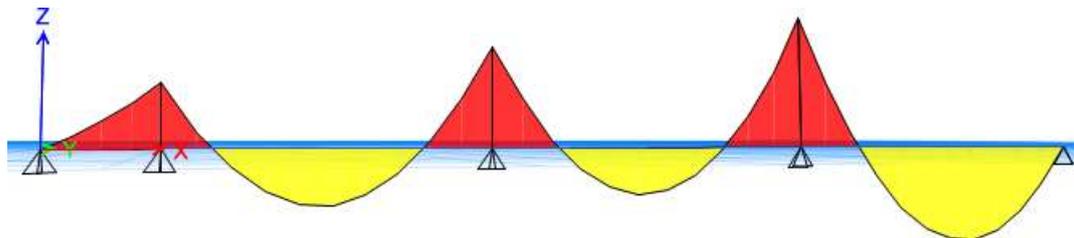


Figure 5.9. Diagrammes des moments fléchissant de la nervure sens (xx)(ELU)

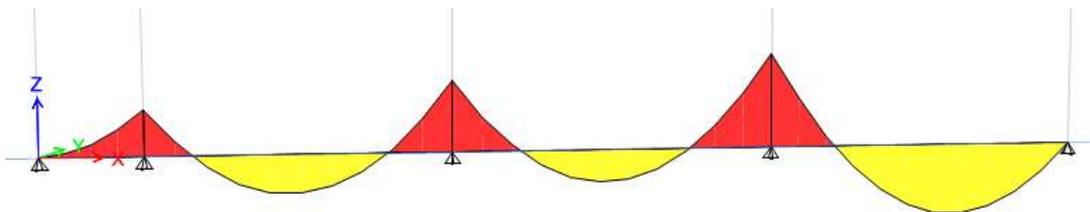


Figure 5.10. Diagrammes des moments fléchissant de la nervure sens (xx)(ELS)

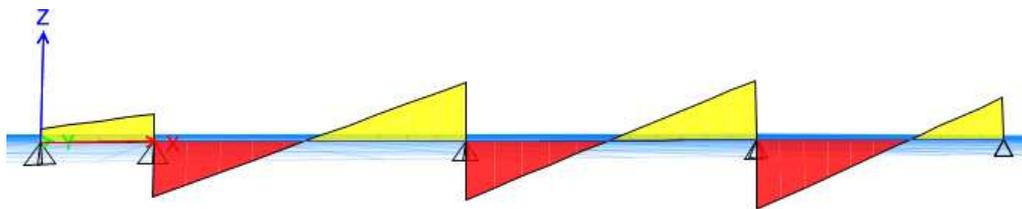


Figure 5.11. Diagrammes des efforts tranchant de la nervure sens (xx)

Les sollicitations dans la nervure sens (xx) sont résumées dans les deux tableaux suivants :

Tableau 5.7. Sollicitations de la nervure dans le sens X-X à l'ELU

Travée	l_x (m)	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
			M_g	M_d		
A - B	1.52	98.20	-4.19	-368.52	0	0
B - C	4.985	267.18	-368.52	-523.64	2.37	393.93
C - D	5.15	274.18	-523.64	-718.63	2.44	290.47

D - E	5.15	274.18	-718.63	-136.49	3.08	585.18
-------	------	--------	---------	---------	------	--------

Tableau 5.8.Sollicitations de la nervure dans le sens X-X à l'ELS

Travée	l _x (m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
			M _g	M _d		
A - B	1.52	94.20	-4.10	-349.13	0	0
B - C	4.685	252.93	-349.13	-496.50	2.37	373.14
C - D	5.15	260.23	-496.50	-682.08	2.44	275.95
D - E	5.15	260.23	-682.08	-129.39	3.08	555.41

Ferraillage de la nervure

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h = 0.85 \text{ m} ; h_0 = 0,45 \text{ m} . b_0 = 0,45 \text{ m} , d = 0.80 \text{ m}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \text{ Selon l' Art 4.1.3 Le CBA93}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{5.15}{2}; \frac{3.80}{10}\right) \rightarrow \frac{b-0.45}{2} \leq \min(2.57; 0.38)$$

$$\rightarrow b \leq 1.21 \rightarrow b = 1.20\text{m}$$

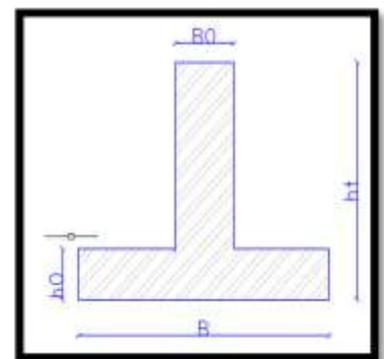


Figure 5.12. Schéma de la nervure

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans les tableaux suivant

Tableau 5.9.Sections de ferraillage

Sens	Mu(KN.m)	Acal cm ²	Amin cm ²	Choix	Espacement
Travée	585.18	22.42	6.97	5HA20+5HA14=23.41cm²	12
Appui	-718.63	28.00	14.84	5HA20+5HA16+2HA12=28.01cm²	12

Vérifications nécessaires

Vérification de l'effort tranchant à l'ELU on va vérifier pour l'effort le plus défavorable

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = \frac{802.53}{b \times d} = 1.82 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ C'est}$$

Vérifiée pour l'effort le plus défavorable donc y a pas de risque de cisaillement pour les autres efforts.

Vérification à l'ELS

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min (2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa.}$$

Tableau 5.10.. Vérification des contraintes

Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	555.41	26.12	1346102	10.81	15	332.91	201.63	Non Vérifier
Appui X-X	-682.08	28.15	1538497	12.48	15	344.88	201.63	Non Vérifier

Remarque

On remarque qu'es contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées dans certains cas, donc on doit les recalculer à l'ELS. Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 5.11. Section d'armateur aux niveaux des travées et des appuis à l'ELS

	$M(KN.m)$	β	α	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	555.41	0.86	0.40	39.90	5HA25+5HA20=40.25 cm ²	09
Appui	-682.08	0.85	0.44	49.64	5HA25+5HA20+5HA16=50.03 cm ²	09

4.2. La nervure sens (YY)

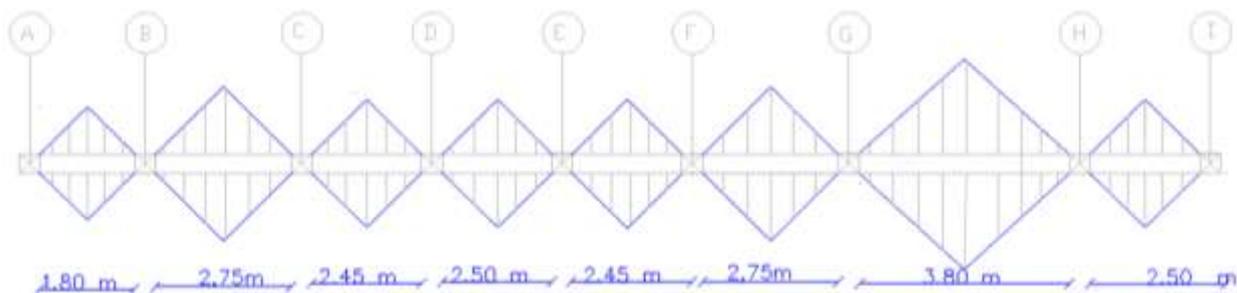


Figure 5.13. Schéma statique de la nervure dans le sens Y-Y

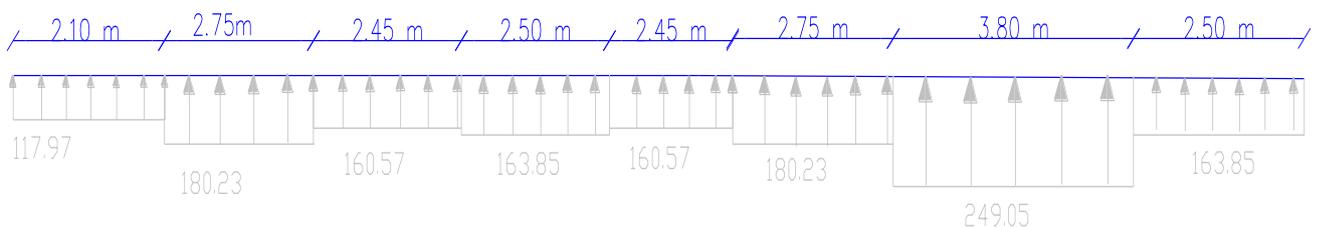


Figure 5.14. Chargement de la nervure sens (YY) à l'ELU

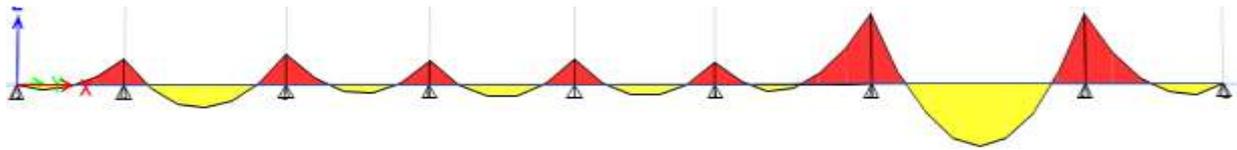


Figure 5.15. Diagrammes des moments fléchissant de la nervure sens (YY)(ELU)

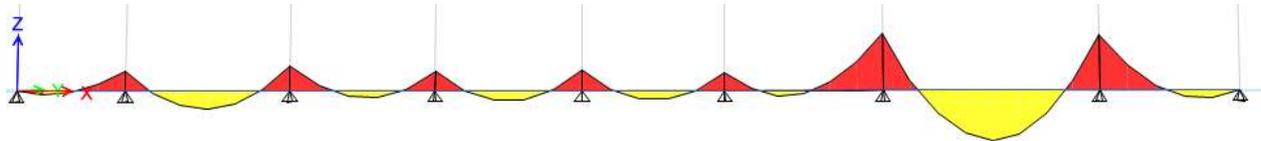


Figure 5.16. Diagrammes des moments fléchissant de la nervure sens (YY)(ELS)

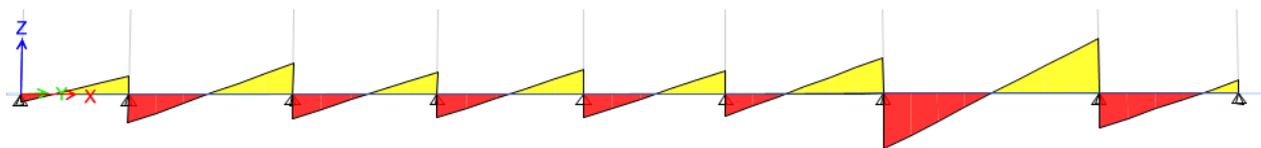


Figure 5.17. Diagrammes des efforts tranchant de la nervure sens (YY)

Les sollicitations dans la nervure sens (YY) sont résumées dans les deux tableaux suivants :

Tableau 5.12. Sollicitations de la nervure dans le sens Y-Y à l'ELU

Travée	lx(m)	P (KN/m)	Ma (KNm)		X (m)	Mt (KNm)
			Mg	Md		
A - B	1,8	116.29	-7.07	-75.58	0.54	16.91
B - C	2,75	177.67	-75.58	-87.20	1.35	86.61
C - D	2,45	158.29	-87.20	-73.79	1.26	38.67
D - E	2,5	161.51	-73.78	-73.78	1.25	52.39
E - F	2,45	158.29	-73.79	-87.21	1.19	37.64
F - G	2,75	177.67	-87.20	-197.33	1.15	30.20
G - H	3,8	245.50	-197.33	-190.59	1.90	249.16
H - I	2,5	158.29	-190.59	-18.55	1.73	46.73

Tableau 5.13. Sollicitations de la nervure dans le sens Y-Y à l'ELU

Travée	lx(m)	P (KN/m)	Ma (KNm)		X (m)	Mt (KNm)
			Mg	Md		
A - B	1,8	111.55	-6.77	-72.50	0.54	16.20
B - C	2,75	170.43	-72.50	-83.65	1.35	83.08
C - D	2,45	151.83	-83.65	-70.78	1.26	36.79
D - E	2,5	154.93	-70.78	-70.78	1.25	50.25
E - F	2,45	151.83	-70.78	-84.31	1.19	37.29
F - G	2,75	170.43	-84.31	-189.29	1.15	28.58
G - H	3,8	235.50	-189.29	-148.72	1.90	256.06
H - I	2,5	154.93	-148.72	-18.15	1.73	57.39

Ferraillage de la nervure

Le ferraillage se fera pour une section en T é en flexion simple.

$$h = 1.1 \text{ m} ; h_0 = 0,40 \text{ m} . b_0 = 0,55 \text{ m} , d = 1.05 \text{ m}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \text{ Selon l'Art 4.1.3 Le CBA93}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{5.15}{2}; \frac{3.80}{10}\right) \rightarrow \frac{b-0.55}{2} \leq \min(2.57; 0.38)$$

$$\rightarrow b \leq 1.21 \rightarrow b = 1.20 \text{ m}$$

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans les tableaux suivants

Tableau 5.14. Sections de ferraillage

Sens	Mu(KN.m)	Acal cm ²	Amin cm ²	Choix	Espacement
Travée	249.16	9.18	6.97	5HA16=10.05cm²	09 cm
Appui	197.33	7.23	12.40	5HA16+2HA14=13.13cm²	09 cm

Vérifications nécessaires

Vérification de l'effort tranchant à l'ELU on va vérifier pour l'effort le plus défavorable

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 MPa \rightarrow \tau_u = \frac{468.29}{b \times d} = 1.06MPa < \tau = 2,5 \quad \text{C'est}$$

Vérifiée pour l'effort le plus défavorable donc y a pas de risque de cisaillement pour les autres efforts.

Vérification à l'ELS

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 MPa$.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 201.63 MPa.$$

Tableau 5.15. Vérification des contraintes

Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	256.06	18.38	686237	6.86	15	344.89	201.63	Non Vérifier
Appui	-189.29	20.62	855176	4.56	15	197.15	201.63	Non Vérifier

Remarque

On remarque qu'es contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées dans certains cas, donc on doit les recalculer à l'ELS. Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 5.16. Section d'armateur aux niveaux des travées et des appuis à l'ELS

	$M(KN.m)$	β	α	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	256.06	0.90	0.29	17.64	5HA16+5HA14=17.75cm²	12
Appui	-189.29	0.91	0.26	12.87	5HA16+2HA12=13.13cm²	12

Remarque

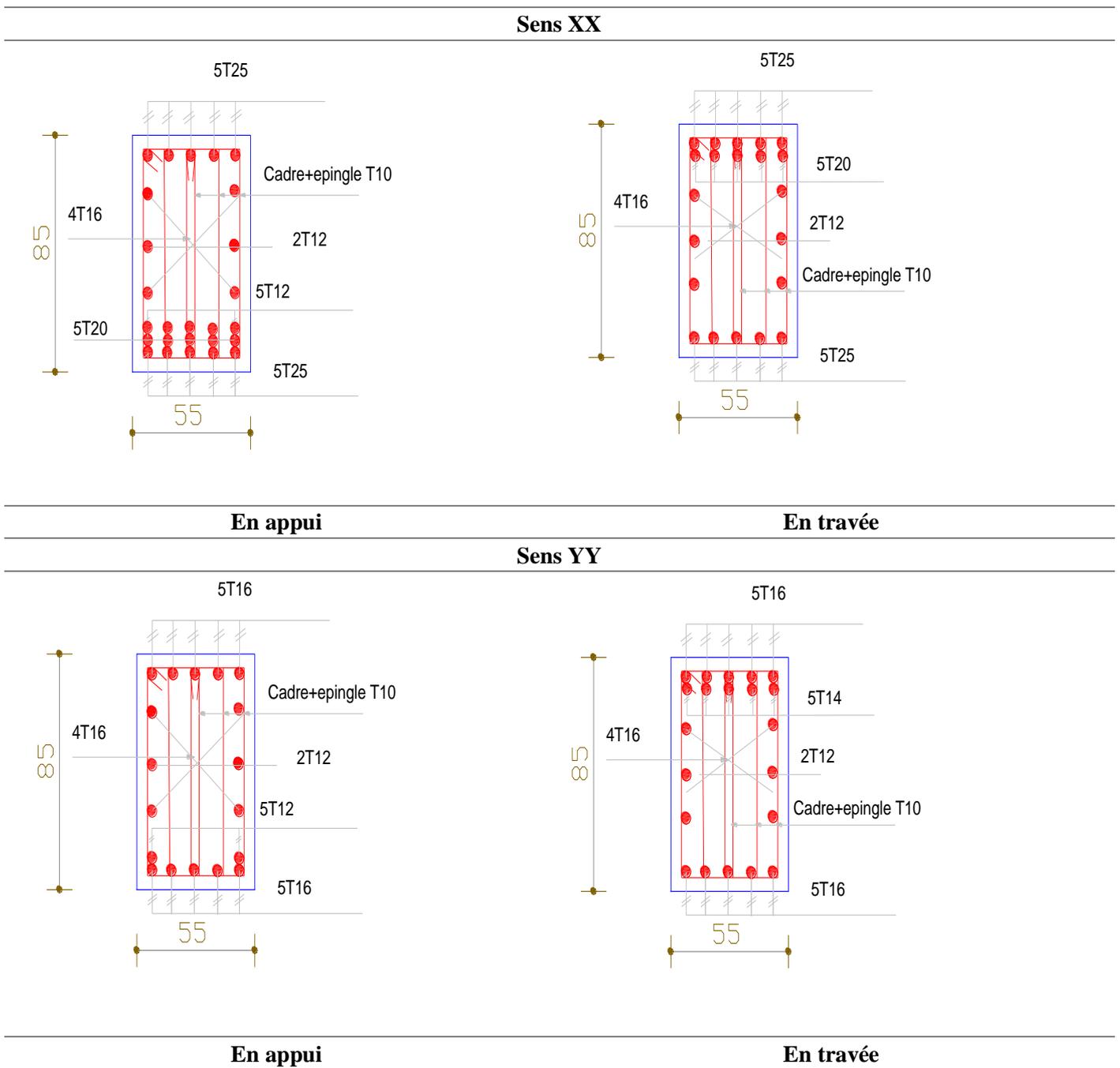
Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. D'après le **CBA 93 (Art A.7.3)** leurs sections sont d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h)$$

$$A_p = 0.2\% \times 0.55 \times 0.85 = 09.35cm^2 \rightarrow \text{soit } A_p = 4HA16+2HA12=10.03cm^2$$

4.3. Les schémas de ferrailages

Tableau 5.17. Tableau de ferrailage des nervures



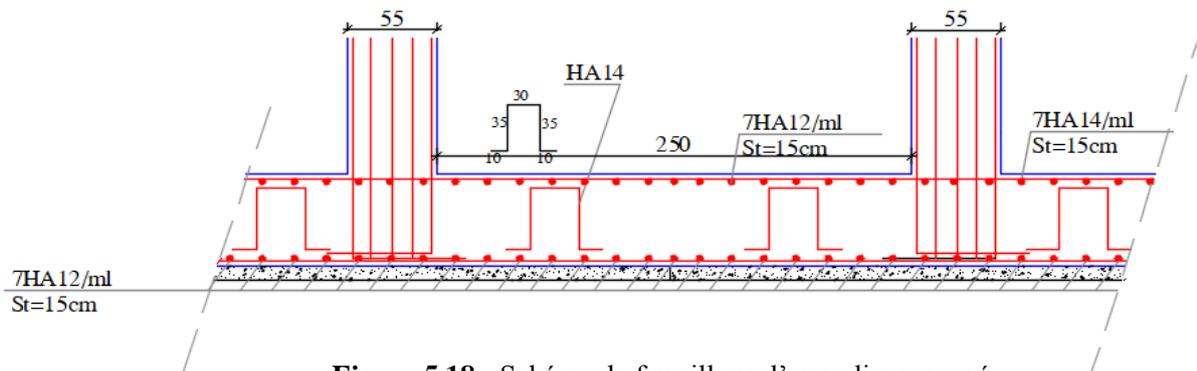


Figure 5.18 : Schéma de ferrailage d'un radier nervuré

5. Etude du voile périphérique

Les voiles sont des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Selon le RPA99/2003, les structures au-dessus du niveau de la base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les conditions 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.

• Dimensionnement des voiles

La hauteur $h=3.06m$

Longueur $L=5.45m$

Epaisseur $e=15cm$

• Caractéristiques du sol

On va utiliser la TVO comme remblais dont les caractéristiques

Suivantes :

Poids spécifique $\gamma_h = 19 KN/m^2$.

Ongle de frottement $\varphi=32^\circ$.

La cohésion $C = 0 bar$.

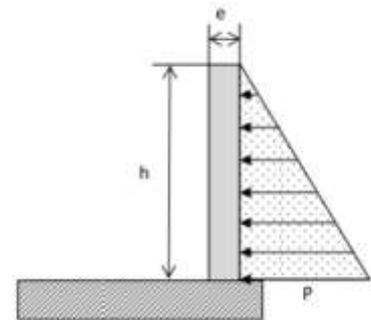


Figure 5.19: Poussée des terres sur un voile périphérique

• Evaluation des charges et surcharges

Poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 3.06 \times 19 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{32}{2} \right) = 17.86 KN/m^2$$

Surcharges accidentelles

$$q = 10 KN/m^2 \text{ donc } Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 4.9 KN/m^2.$$

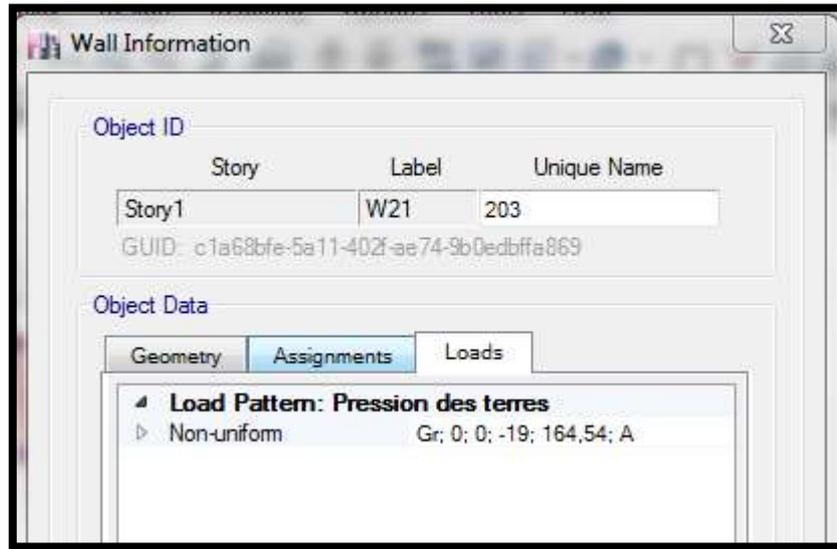


Figure 5.20 : Chargement de la pression des terres

5.1. Ferrailage du voile périphérique

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.

A) Calcul à l'ELU

Calcul des contraintes

$$\sigma_{max} = 1.35 \times 17.86 + 1.5 \times 4.9 = 31.46 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1.5 \times 4.9 = 7.35 \text{ KN/m}^2$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal donc $\sigma_{ref} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 25.43 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = \sigma_{ref} \times 1ml = 25.43 \text{ KN/m.}$$

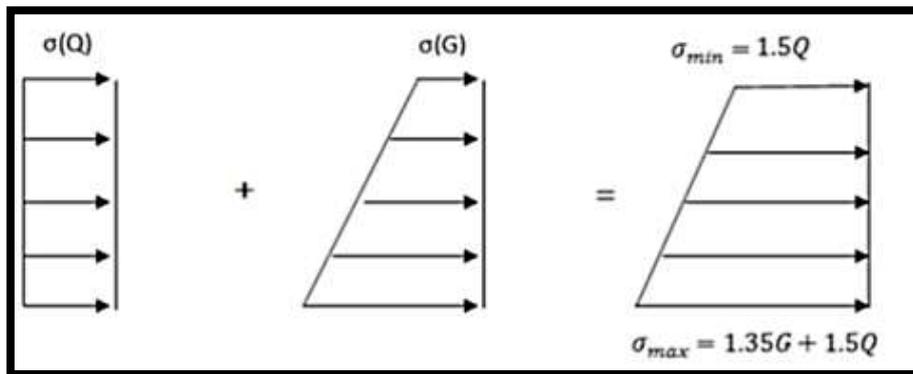


Figure 5.21. Répartition des contraintes sur le mur

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 3.06 \text{ m} ; L_y = 5.45 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{5.45} = 0.56 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0880 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \text{ (ANNEXE 1)}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 0.0880 \times 3.06^2 \times 25.43 = 20.95 \text{ KNm} ; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 5.23 \text{ KNm}$$

Moment en travées $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 17.81 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 4.44 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis $M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -10.48 \text{ KN.m}$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{min} = 0.1\% \times b \times h = 1.5 \text{ cm}^2$

Tableau 5.18. Sections de ferrailage de voile périphérique

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Nbar
Travée	x-x	17.81	0.087	0.113	0.114	4.06	1.5	4.52	4HA12
	y-y	4.44	0.021	0.026	0.118	1.08	1.5	3.14	4HA10
Appui		10.48	0.051	0.065	0.116	2.59	1.5	3.14	4HA10

• Espacements

Sens x-x $S_t = \min(2e; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$

Sens y-y $S_t = \min(3e; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$

• Condition de non-fragilité

$F_{e400} \rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; e \geq 12\text{cm} ; A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2$

$A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.56)}{2} \times 100 \times 15 = 1.46\text{cm}^2$

• Calcul de l'effort tranchant

$V_x = \frac{q_u}{2} l_x \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{25.43}{2} \times 3.06 \times \frac{5.45^4}{3.06^4 + 5.45^4} = 35.39\text{KN}$

$V_y = \frac{q_u}{2} l_y \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{25.43}{2} \times 5.45 \times \frac{3.06^4}{3.06^4 + 5.45^4} = 6.26 \text{ KN}$

• Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.52 \text{ MPa}$

$\tau = \frac{35.39 \times 10^{-3}}{0.15} = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1.52 \text{ MPa}$ Donc c'est vérifié

B) Calcul à L'ELS

$\sigma_{min} = Q = 4.9 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{max} = G + Q = 22.76 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 22.76 + 4.9}{4} = 18.29 \text{ KN/m}^2 ; q_s = \sigma_{ref} \times 1\text{ml} = 18.29 \text{ KN/ml}$

$\rho = 0.56 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0923 \\ \mu_y = 0.4254 \end{cases}$

$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 0.0923 \times 3.06^2 \times 18.29 = 15.80 \text{ KNm} ; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 6.52 \text{ KNm}$

Moment en travées $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 13.43 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 5.54 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis $M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -7.9 \text{ KN.m}$

• Vérification de l'état limite de compression du béton

On doit vérifier que $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min (2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times (A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

Tableau 5.19 : Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	13.43	3.41	6324.56	7.25	15	Vérifier	277.55	201.63	N.Vérifier
	y-y	5.54	2.92	4713.12	3.43		Vérifier	160.09	201.63	Vérifier
Appui		7.9	2.92	4713.12	4.89		Vérifier	228.29	201.63	N.Vérifier

On doit calculer les armatures à l'ELS car les contraintes de traction ne sont pas vérifiées

Tableau 5.20 : Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation	M_{ser} (KN.m)	$\beta(10^{-2})$	α	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée x.x	13.43	0.0046	0.357	6.3	6HA12=6.79	20
Appuis	7.9	0.0027	0.278	3.59	4HA12=4.52	25

5.2. Schéma de ferrailage

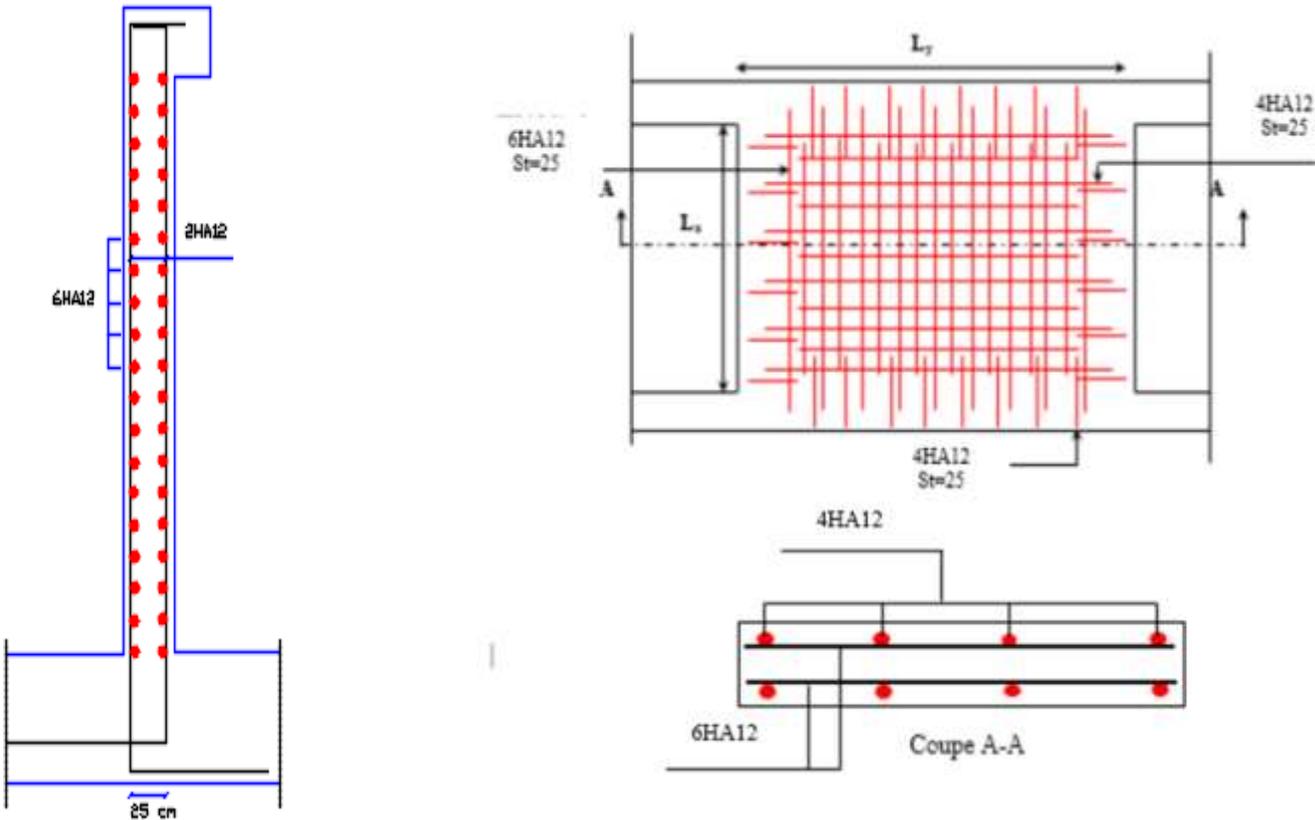


Figure 5.22 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

CONCLUSION

A l'origine du projet que nous avons présenté, l'idée fondamentale était de comparer l'économie des deux études (celle de nos prédécesseurs et la nôtre), Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et pour concrétiser cette idée nous avons suivi un certain enchaînement.

Nous avons initié notre travail en apportant des améliorations aux plans architecturaux où nous avons été confronté à un problème au niveau de l'escalier principale pour remédier à ce dernier il a été préférable de créer un palier de départ, ensuite nous avons brièvement présenté notre ouvrage, après cela nous sommes passés aux calculs des éléments secondaires à savoir les poutrelles ... etc, et le pré-dimensionnement des éléments porteurs.

La modélisation de la structure a été réalisée à partir de la méthode des éléments finis, en ayant recours à un logiciel de calcul à savoir ETABS 2016, à cet effet notre principale préoccupation était le choix d'un meilleur système de contreventement pour reprendre les charges horizontales dues au séisme.

Lors de notre modélisation, nous avons pu constater que la bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction voiles-portiques. En effet après de nombreuses simulations, nous avons rencontré des difficultés lors de la vérification de cette dernière au niveau de la base qui est due principalement à la présence des voiles périphériques.

Par ailleurs, pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales, le dernier niveau n'est pas vérifié, selon le RPA les deux derniers ne nécessitent pas une vérification.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter, cela nous a permis d'enrichir d'avantage nos connaissances en génie civil. Notons qu'enfin ce projet consiste pour nous une première expérience qui a été bénéfique à l'aide du logiciel, par conséquent sa maîtrise reste une étape qui demande la connaissance de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Pour conclure, nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir.

Annexe A

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315

0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

Annexe B

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

Avec $L_x < L_y$.

$\rho = 0.9$

u/l_x v/l_y		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	<u>0.065</u>	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042

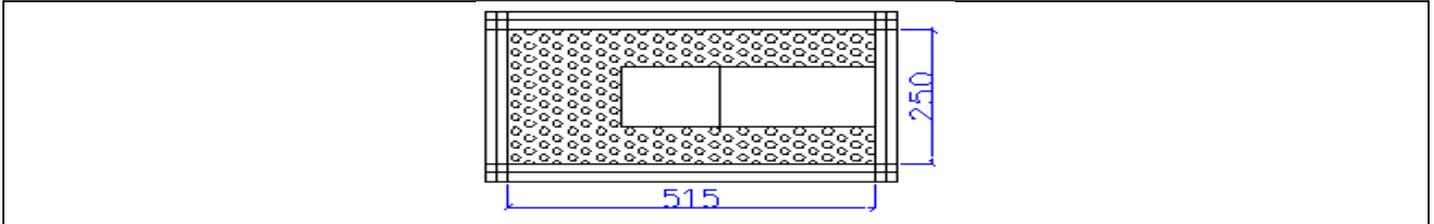
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	<u>0.052</u>	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe C

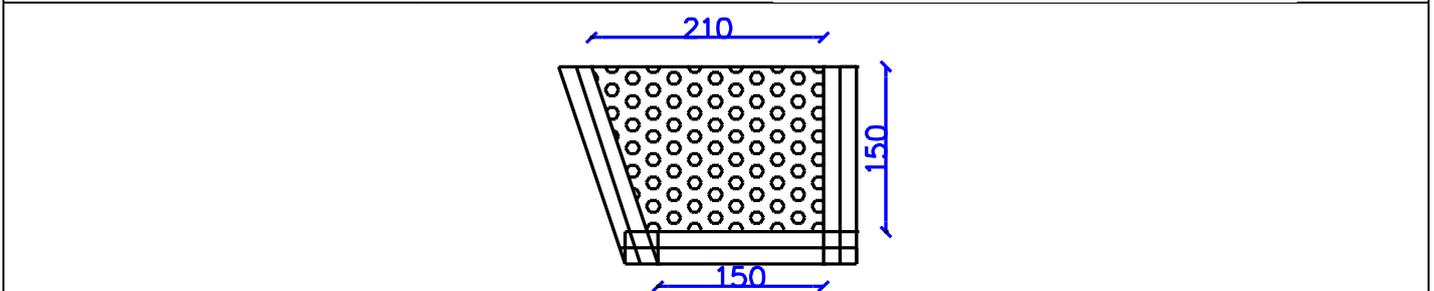
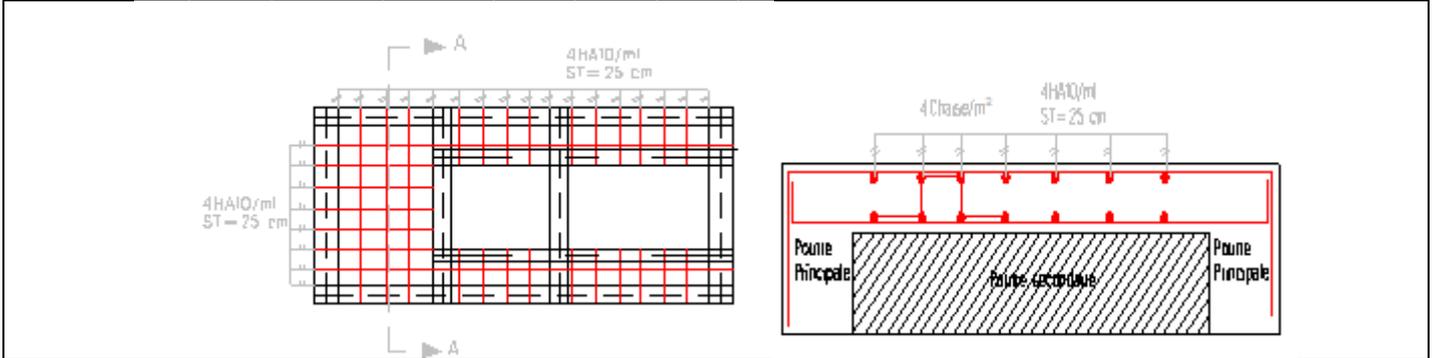
Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	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	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	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	80.09	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	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	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	5.09	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

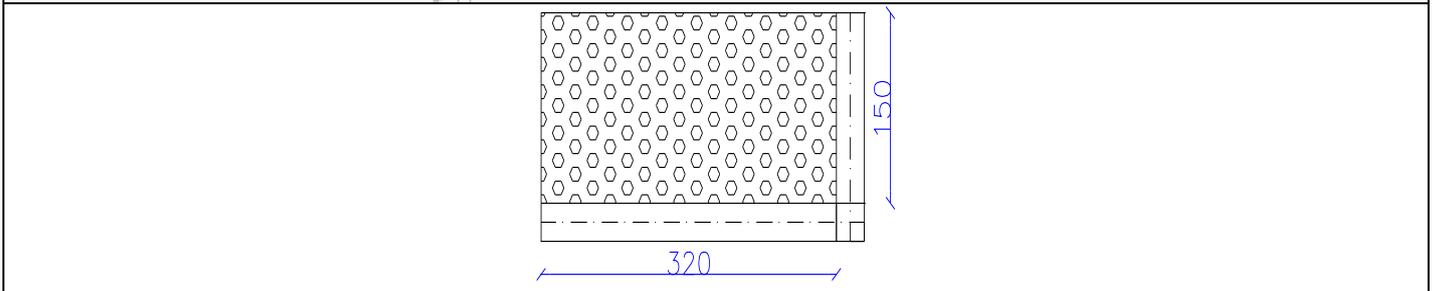
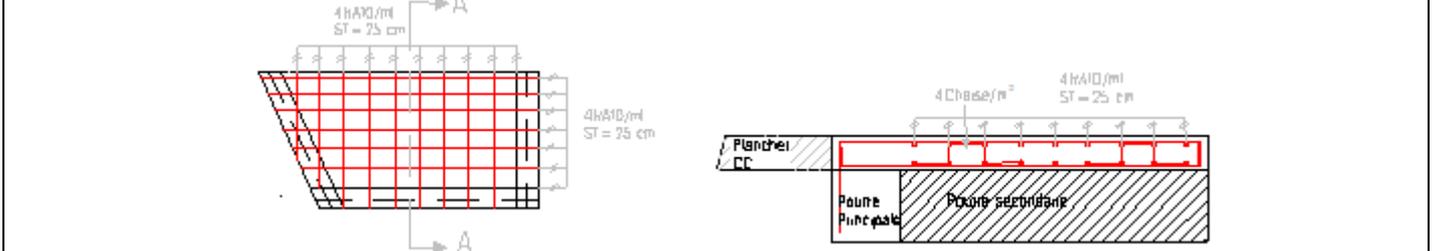
ANNEXE 1



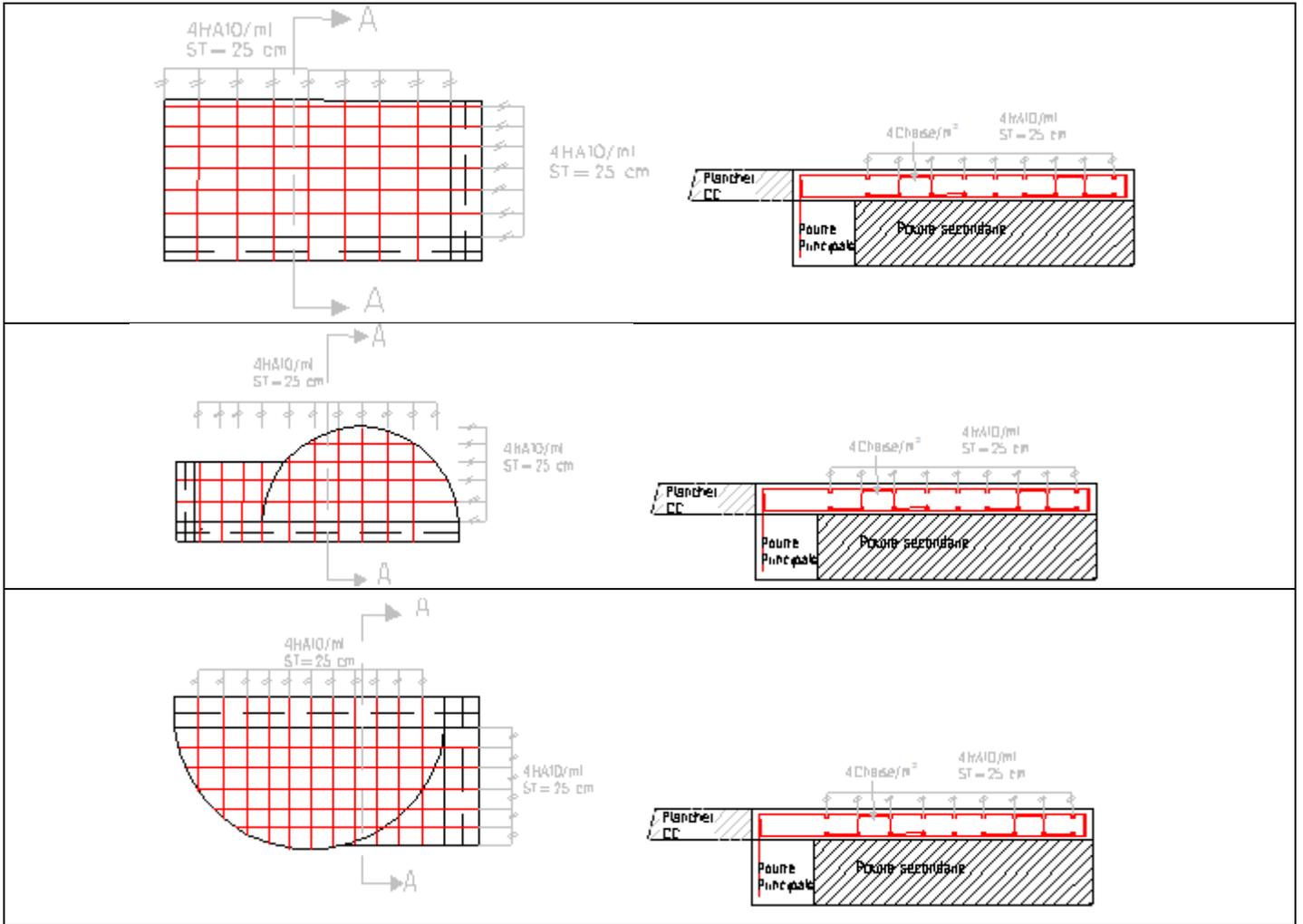
G	Q	ρ	μ_x	μ_y	M			A _{cal}			V _u		σ_{bc}	Flèche
					App	Trav		App	Trav		τ_u	$\bar{\tau}_u$		
						x	y		x	y				
5.18	1.5	0.49	0.0980	0.1013	1.70	4.81	1.42	0.41	1.16	0.34	0.091	1.17	vérifiée	vérifiée



5.18	3.5	0.70	-	-	1.20	4.01	6.10	1.37	1.38	1.2	0.06	1.17	Vrf	Vrf
------	-----	------	---	---	------	------	------	------	------	-----	------	------	-----	-----

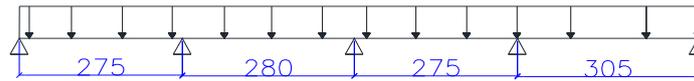


5.18	3.5	0.45	0.1036	0.2500	1.07 5	1.61	0.40	0.26	0.38	0.09	0.05	1.17	Vrf	Vrf
------	-----	------	--------	--------	-----------	------	------	------	------	------	------	------	-----	-----



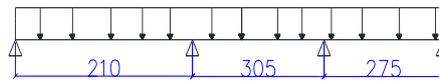
ANNEXE 2

❖ Type 2 : Etage courant



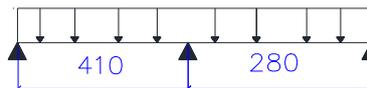
M_{tu}	3.84		
M_a^{rive}	1.12		
M_a^{inter}	2.69		
$A_{adopté}$	Travée	Appui de rive	Appui intermédiaire
	3HA10	1HA10	2HA10

❖ Type 3 : Sous-sol



M_{tu}	2.90		
M_a^{rive}	0.65		
M_a^{inter}	3.70		
$A_{adopté}$	Travée	Appui de rive	Appui intermédiaire
	3HA10	1HA10	2HA10

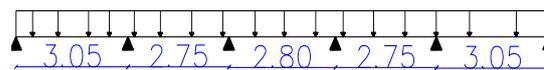
❖ Type 4 : RDC



M_{tu}	6.12		
M_a^{rive}	1.42		
M_a^{inter}	7.05		
$A_{adopté}$	Travée	Appui de rive	Appui intermédiaire
	3HA10	1HA10	2HA10

❖ Type 5 :

terrasse inaccessible



M_{tu}	4.31		
M_a^{rive}	1.12		
M_a^{inter}	2.69		
$A_{adopté}$	Travée	Appui de rive	Appui intermédiaire
	3HA10	1HA10	2HA10