

REPUBLIQUE ALGERIEN DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE DE SAAD DAHLEB BLIDA

جامعة سعد دحلب - البليدة



Faculté De Technologie

كلية التكنولوجيا

Département De Génie Civil

قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التخرج

Pour l'Obtention du diplôme

DE MASTER EN GENIE CIVIL

Option : Structures

THÈME

*Conception et Calcul Parasismique D'un Bâtiment En Rez-De-
Chaussée+ 7étages +Sous-Sol contreventé par des Portiques et des
Voiles en Béton arme*

Présenté par :

- DJOUABI SELMA
- ABID CHOUROUK.

Encadré par : M^{me}.C.CHERFA

2023/2024



REMERCIEMENTS

On tient à remercier tout d'abord Dieu qui nous a donnés la force, le courage et la patience pour accomplir ce Modeste travail.

*Nous tenon à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre promotrice **Mme CHERFA**, pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

*Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant d'évaluer notre travail et de l'enrichir par leurs propositions ainsi que nos **chers parents** pour leur réconfort et soutien durant tout notre parcours.*

ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة لبنائية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران والأعمدة والروافد المشكلة من الخرسانة المسلحة و التي تتألف من طابق تحت الأرض (موقف سيارات) و طابق أرضي (أرشييف) بالإضافة إلى سبعة طوابق و طابق تقني. ذات طابع (مكتب)، و الواقعة في ولاية الجزائر و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (منطقة **III**) من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية وفقا للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية **RPA 99 / VERSION 2003** . أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر **BAEL91** و **CBA93** .

RESUME

Ce projet consiste principalement en l'étude d'une structure (S.sol +RDC+ 7) contreventée par des voiles et des portiques à usage de Bureau.
La structure est implantée dans la wilaya d'Alger, zone de sismicité III. L'étude est conforme aux règles Parasismique Algériennes 99 version 2003.
Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.
Mots clés : béton armé, structure, voiles, portiques, zone de sismicité, ferrailage, CBA93, BAEL91.

ABSTRACT

This project mainly consists of a structure study (ground level + 7 level + underground level+ technical level).

The structure is located in the city of Algiers, which is characterized by high seismic activity (**Zone III**).

The study was conducted in accordance with the regulations of the Algerian earthquake code (**RPA 99** amended in 2003).

The dimensions of the structural elements and their reinforcement were implemented according to the Algerian Code for Reinforced Concrete (**CBA93**) and the Boundary Conditions for Reinforced

Key words: The structure, seismic activity, structural elements, reinforcements, CBA93, BAEL91.

SOMMAIRE

Remerciements

Résumés

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique de matériaux

I.1 Introduction	1
I.2.Présentation de l'ouvrage	1
I.2.1.Description de l'ouvrage	2
I.2.2.Caractéristique géométrique	2
I.2.3.Conception de la structure	2
I.3.Caractéristiques des matériaux	4
I.3.1. Le béton	4
I.3.2.Acier.....	9
I.3.2.1.Hypothèses de calcul aux états limites.....	11

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

II.1.Introduction	12
II.2.Pré-dimensionnement des plancher	12
II.2.1.Plancher en corps creux	12
II.2.2.Plancher en dalle pleine	13
II.3.Evaluation des charges	13
II.3.1.Plancher terrasse inaccessible	14
II.3.2.Plancher étage courant.....	14
II.3.3.Plancher dalle pleine.....	15
II.3.4.Moconnerie	15
II.3.5.Acrotère	16
II.4.Pré-dimensionnement des éléments résistant	17
II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres	17
II.4.2. Pré-dimensionnement des poteaux	19
II.4.2.1.Principe	19
II.4.2.2.Procédure de Pré-dimensionnement	19

II.4.2.3. Pré-dimensionnement des poteaux	19
II.4.2.4. Loi dégression.....	22
II.5. Pré-dimensionnement des voiles	43

Chapitre III : Etude Dynamique en zone sismique

III.1. Introduction	44
III.2. Modélisation de la structure	44
III.2.1. Introduction	44
III.2.2. Modélisation de rigidité	44
III.2.3. Modélisation de la masse	45
III.3. Coception du contreventement vertical.....	45
III.4. Etude dynamique	45
III.4.1. Introduction	45
III.4.2. Choix de la méthode de calcul	46
III.4.2.1. La méthode statique équivalent	46
III.4.2.2. La méthode modale spectrale	47
III.4.2.3. Effort tranchant à la base.....	48
III.4.4. Calcul de l'effort tranchant à la base par méthode statistique équivalente	48
III.4.5. Estimation de la période fondamentale de la structure « T ».....	49
III.4.6. Vérification des déplacements inter- étage	51

Chapitre IV: Ferrailage des éléments résistants

IV.1. Introduction	65
IV.2. Ferrailage des poteaux	65
IV.2.1. Introduction.....	65
IV.2.2. Combinaisons d'actions	66
IV.2.3. Recommandations du « BAEL91 modif 99 ».....	66
IV.2.4. Recommandations des « RPA 99 modif 2003 »	67
IV.2.5. Méthode de calcul	68
IV.2.6 Choix des armatures.....	72
IV.2.6.1. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	72
IV.2.7. Vérification de la contrainte de cisaillement	74
IV.2.8. Ferrailage transversal des poteaux.....	75
IV.2.9. Longueur de recouvrement	77

IV.2.10. Ferrailage des poteaux du sous-sol	78
IV.2.11. Schéma de ferrailage des poteaux.....	80
IV.3. Ferrailage des poutres	83
IV.3.1. Introduction	83
IV.3.2. Les combinaisons d'actions	83
IV.3.3. Recommandations des règlements BAEL [2] et RPA99 [1]	83
IV.3.4. Calcul du ferrailage.....	84
IV.3.4.1 Poutre porteuse 30×50	84
IV.3.4.2 Poutre non porteuse30×40	84
IV.3.5. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	86
IV.3.5.1. Condition de non-fragilité	86
IV.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS	87
IV.3.6.1. Poutre porteuse.....	87
IV.3.6.2. Poutre non porteuse.....	87
IV.3.7. Vérification de l'effort tranchant	88
IV.3.7.1. Poutre porteuse.....	88
IV.3.7.2. Poutre non porteuse.....	89
IV.3.8. Calcul des armatures transversales	89
IV.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales.....	90
IV.3.10. Vérification de la flèche	91
IV.3.11. Dessin de Ferrailage des Poutres	92
IV.4. Ferrailage des voiles	95
IV.4.1. Introduction	95
IV.4.2. Longueur de flambement (murs non raidis latéralement).....	96
IV.4.2. 1.Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des voiles.....	96
IV.4.3. Présentation des résultats	98
IV.4.3.1. Calcul des Voiles dans le sens (X-X).....	99
IV.4.4. Calcul du ferrailage transversal	107

Chapitre V: Etude des fondations

V.1. Introduction	108
V.2. Calcul des fondations	109
V.2.1. Introduction	109
V.2.2. Pré dimensionnement du radier	110
V.2.2.1. Dalle	110
V.2.2.2 pré-dimensionnement des nervures	110
V.2.2.3. Caractéristiques géométriques du radier	113
V.2.3. Vérifications Nécessaires	113
V.2.3.1. Vérification de la Stabilité du Radier	113
V.2.3.2. Vérification des Contraintes Sous le Radier.....	114
V.2.3.3. Ferrailage du Radier	116
V.2.3.4. Ferrailage des nervures.....	119
V.2.3.5. Vérifications nécessaires des contraintes à l'ELS et contrainte tangentielle du Béton	121
V.2.3.6. Armatures transversales	122
V.2.3.7. Armatures de peau.....	122
V.4. Ferrailage du Débord.....	124
V.5. Etude du voile périphérique	127
V.5.1. Pré-dimensionnement.....	127
V.5.2. Évaluation des Charges	127
V.5.3 Effort dans la Dalle.....	128
V.5.4 Calcul du Ferrailage	129
V.5.5. Vérification nécessaire	129
V.5.6. Vérification de l'Effort Tranchant.....	130
V.5.7. Vérification de L'ELS	130

CONCLUSION

BIBIOGRAPHE

ORGANIGRAME

ANNXE

Liste des figures

Figure I.1. Site du projet	1
Figure I.2. les constituants du béton	4
Figure I.3. Le ciment dans sa forme la plus générale	5
Figure I.4. Quelques dimensions de granulats	5
Figure I.5. Série de tamis à mailles carrées et tamiseuse pour analyse granulométrique ..	5
Figure I.6. Eau de gâchage	6
Figure I.7. Diagramme Contraintes – Déformations ELU	8
Figure I.8. Diagramme Contraintes – Déformations ELS	8
Figure I.9. Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier	9
Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux	12
Figure II.2. Coupe transversale de l'acrotère.	16
Figure II.3. Section réduite du poteau	20
Figure II.4. Schéma du poteau central le plus sollicité	22
Figure II.5. Schéma du poteau de rive le plus sollicité	28
Figure II.6. Schéma du poteau d'angle le plus sollicité	35
Figure II.7. Coupe de voile en élévation	43
Figure III.1. Disposition des voiles du Modèle 1	52
Figure III.2. Disposition des voiles du Modèle 2	56
Figure III.3. Disposition des voiles du Modèle 3	59
Figure III.4. vue 3d du modèle 3	59

Figure IV.1. Zone nodale	67
Figure IV.2. Schéma de ferrailage des poteaux de sous-sol, RDC et 1 ^{ère} étages	79
Figure IV.3. Schéma de ferrailage des poteaux du 2 ^{ème} étages	79
Figure IV.4. Schéma de ferrailage des poteaux du 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	80
Figure IV.5. Schéma de ferrailage des poteaux du 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	80
Figure IV.6. Schéma de ferrailage des poteaux de 7 ^{ème} et étage technique	81
Figure IV.7. Les arrêtes des barres	90
Figure IV.8. Schéma de ferrailages des poutres porteuses d'étage technique	91
Figure IV.9. Schéma de ferrailages des poutres porteuses du 7 ^{ème} étage (terrasse)	91
Figure IV.10. Schéma de ferrailages des poutres porteuses du RDC au 6 ^{ème}	92
Figure IV.11. Schéma de ferrailages des poutres non porteuses de étage technique	92
Figure IV.12. Schéma de ferrailages des poutres non porteuses du 7 ^{ème} étage (terrasse)	93
Figure IV.13. Schéma de ferrailages des poutres non porteuses du RDC au 6 ^{ème}	93
Figure IV. 14. Eléments soumis à la flexion composée	94
Figure IV.15. Dimension en élévation d'un mur	95
Figure IV. 16. Disposition des armatures verticales dans les voiles	96
Figure IV.17. Vue en plans des voiles	97
Figure IV. 18. Vue en3D des voiles	97
Figure IV.19. Schéma de ferrailage du voile 1 (RDC.....)	106
Figure IV. 20. Schéma de ferrailage du voile 5 (RDC au étage technique)	107
Figure IV.21. Schéma de ferrailage du voile 2 (RDC au étage technique)	107
Figure V.1. Schéma du radier nervuré	109
Figure V.2. Ferrailage de la Dalle du Radier	119
Figure V.3. Ferrailage des nervures du sens porteur (x-x).....	123
Figure V.4. Ferrailage des nervures du sens porteur (y-y).....	123
Figure V.5. Schéma statique des débords	124
Figure V.6. Ferrailage du débord.	126
Figure V.7. Ferrailage du Voile Périphérique en travée et en appui	131
Figure V.8. Coupe au niveau du voile périphérique	131
Figure V.9 : Détail voile périphérique.....	132

La liste des tableaux

Tableau.II.1.charge permanente du plancher terrasse inaccessible	14
Tableau. II. 2 .charge permanente du plancher courant	14
Tableau .II.3. Charge permanente de dalle pleine.....	15
Tableau. II. 4. Charge permanentes murs extérieurs.....	15
Tableau .II.5 Vérification des conditions exigées par le RPA99	18
Tableau .II.6Dégression des surcharges d'exploitations.....	22
Tableau .II.7.Dégression des surcharges d'exploitation du poteau centrale.....	23
Tableau. II. 8.Descente de charge du poteau centrale	24
Tableau. II. 9.Choix des sections des poteaux centraux.....	26
Tableau .II.10. Vérification de la résistance et de L'ELS des poteaux centraux	27
Tableau .II.11 Dégression des surcharges d'exploitation du poteau rive	29
Tableau. II. 12 .Descente de charge du poteau de rive.....	30
Tableau .II.13Choix des sections des poteaux de rive	33
Tableau. II. 14. Vérification de la résistance et L'ELS des poteaux de rive	34
Tableau II.15 .Dégression des surcharges d'exploitation du poteau angle.....	36
Tableau. II. 16. Descente de charge du poteau d'angle	37
Tableau. II. 17.Choix de la section des poteaux d'angle.....	40
Tableau. II. 18.Vérification de la résistance et de L'ELS des poteaux d'angle	41
Tableau. II. 19.Choix des sections des poteaux	42
Tableau .III.1.Valeurs de la période caractéristiques	49
Tableau. III. 2.Valeur des pénalités.....	50
Tableau. III.3.Longueur, épaisseurs des voiles et section des poteaux du Modèle1	52
Tableau III.4.Périodes et participation massique du Modèle1	53
Tableau .III.5. Vérification des déplacements inter- étages du modèle 1	54
Tableau .III.6. Vérification de l'effort normal réduit Modèle1	55
Tableau .III.7. Justification des voiles sous charges verticales (Modèle1)	55
Tableau. III.8. Longueur, épaisseurs des voiles et section des poteaux du Modèle 2.....	56
Tableau .III.9. Période et participation du modèle2	57

Tableau. III.10. Vérifications des déplacements inter-étages du Modèle 2.....	58
Tableau. III. 11.Vérification de l'effort normal réduit modèle 2.....	58
Tableau III.12. Longueur, épaisseurs des voiles et section des poteaux du modèle3	60
Tableau. III. 13.Période et participation massique du modèle 3	60
Tableau .III.14. Vérification des déplacements inter-étages du modèle 3	62
Tableau .III.15. Vérification de l'effort normal réduit Modèle3	63
Tableau .III.16.Justification des voiles sous charges verticales (Modèle final).....	63
Tableau. III. 17.Pourcentages des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques du modèle final	64
Tableau .IV.1.Caractéristique du béton et de l'acier.....	65
Tableau. IV.2.Ferraillages des poteaux en situation durable (1.35G+1.5Q).....	68
Tableau .IV.3.Ferraillages des poteaux en situation accidentelle :(0,8G+E).....	69
Tableau. IV.4.Ferraillages des poteaux situation accidentelle (G+Q+E)	70
Tableau .IV.5. Des armatures des poteaux	71
Tableau .IV.6. Vérification des contraintes des poteaux.....	72
Tableau .IV.7.Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	74
Tableau .IV.8.Diamètre des armatures transversales	76
Tableau. IV.9.Espacement des cadres des poteaux	76
Tableau .IV.10.Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	76
Tableau. IV. 11.Ferraillage des poutres porteuses situation durable (1.35G+1,5Q).....	83
Tableau. IV. 12.Ferraillage des poutres porteuses situation accidentelle 0.8G+E.....	83
Tableau .IV.13. Ferraillages des poutres porteuses situation accidentelle G+Q+E	83
Tableau IV.14.Ferraillage des poutres non porteuses situation durable(1.35G+1.5Q).....	84
Tableau .IV.15.Ferraillage des poutres non porteuses accidentelle 0.8G+E.....	84
Tableau .IV.16. Ferraillage des poutres non porteuse situation accidentelle G+Q+E	85
Tableau .IV.17. Choix des armatures pour les poutres porteuses(30*50).....	85
Tableau .IV.18. Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30*40).....	85
Tableau. IV.19.Vérification de condition de non fragilité	85
Tableau. IV. 20.Vérification des poutres porteuse à L'ELS	86

Tableau .IV.21. Vérification des poutres non porteuse à L'ELS	86
Tableau .IV.22. Choix finals des armatures des poutres.	87
Tableau. IV. 23.Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuse (30*50) ..	87
Tableau .IV.24.Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres non porteuses.....	88
Tableau. IV. 25.Choix des armateurs transversales pour les poutres.....	89
Tableau.IV.26.Vérification de la fléché	90
Tableau. IV. 27.Caractéristiques des voiles	98
Tableau. IV. 28.Calcule des armatures verticales pour le voiles V1	98
Tableau .IV.29.Calcule des armatures verticales pour le voiles V'1	99
Tableau .IV.30. Calcule des armatures verticales pour voiles V2	99
Tableau. IV. 31.Calcule des armatures verticales pour le voile V3	99
Tableau. IV. 32.Calcule des armatures verticales pour le voiles V'4.....	100
Tableau IV .33. Calcule des armatures verticales pour le voile V1.....	100
Tableau IV .34. Calcule des armatures verticales pour le voile V'1	100
Tableau IV .35. Calcule des armatures verticales pour le voile V2	101
Tableau IV .36. Calcule des armatures verticales pour le voile V3	101
Tableau IV .37. Calcule des armatures verticales pour le voile V'4.....	101
Tableau IV .38. Calcule des armatures verticales pour le voile V6	102
Tableau IV .39. Calcule des armatures verticales pour le voile V1	102
Tableau IV .40. Calcule des armatures verticales pour le voile V'1	102
Tableau IV .41. Calcule des armatures verticales pour le voile V2	103
Tableau IV .42. Calcule des armatures verticales pour le voile V3	103
Tableau IV .43. Calcule des armatures verticales pour le voile V'4.....	103
Tableau IV .44. Calcule des armatures verticales pour le voile V5	104
Tableau IV .45. Calcule des armatures verticales pour le voile V6	104
Tableau. IV.46. Vérification des contraintes.....	104
Tableau. IV.47. Choix finals	105
Tableau. IV.48. Ferrailage transversal	106

Tableau V.1. Hauteur de la nervure calculée par une procédure pratique	112
Tableau V.2. Caractéristiques géométriques du radier.....	113
Tableau V.3. Contraintes sous le radier à l'ELU	115
Tableau V.4. Contraintes sous le radier à l'ELS	115
Tableau V.5. Calcul des moments à l'ELU (dalle du radier).....	117
Tableau V.6. Calcul des moments à l'ELS (dalle du radier).....	117
Tableau V.7. Ferrailage des Panneaux du Radier.....	118
Tableau V.8. Vérification des contraintes	119
Tableau V.9. Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	120
Tableau V.10. Ferrailage des nervures (sens porteur).....	120
Tableau V.11. Vérification des contraintes	121
Tableau V.12. Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier.....	125
Tableau V.13. Ferrailage du Voile Périphérique.....	129
Tableau V.14 : Vérification des Contraintes à l'ELS du voile périphérique	130
Tableau V.15 : Redimensionnement des armatures du voile périphérique.....	131

Liste de symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures.
- φ : Angle de frottement.
- 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.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : 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.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

d : Hauteur utile.

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, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

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.

A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

λ : Elancement.

A : Coefficient d'accélération de zone,

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

ϕ : Diamètre des armatures.

φ : Angle de frottement.

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.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant a la base.

E.L.U : E tat limite ultime.

E.L.S : E tat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

d : Hauteur utile.

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, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

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.

A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

λ : Elancement.

A : Coefficient d'accélération de zone,

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

ϕ : Diamètre des armatures.

φ : Angle de frottement.

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.

V.L.N.A : Vibration libre non amortie.

INTRODUCTION

Depuis toujours, les êtres humains ont été préoccupés par la construction et l'ont considérée comme l'une de leurs activités préférées. Les questions relatives au choix du type de structure à construire et à la détermination de la meilleure structure dans chaque cas ont toujours été au centre des préoccupations. Il est donc indispensable de connaître toutes les solutions possibles, leurs particularités, leurs limites et leur coût, ainsi que de recenser et d'évaluer avec précision toutes les contraintes afin d'éviter les imprévus lors de la construction.

Les ingénieurs en bâtiment cherchent à concevoir des structures qui résistent aux secousses sismiques en combinant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques de leurs éléments. En outre, toute structure doit être conçue de manière à garantir une sécurité appropriée durant toute sa durée de vie, en évitant toute ruine ou défaillance de ses éléments, tout en offrant une bonne durabilité, un aspect architectural agréable et un confort optimal pour ses occupants.

Pour ce projet, nous suivrons les étapes suivantes :

- Tout d'abord, nous présenterons le projet complet, définirons les différents éléments et choisirons les matériaux à utiliser.
- Ensuite, nous déterminerons les forces verticales qui agissent sur le bâtiment et pré-dimensionnerons les éléments structuraux.
- Nous étudierons ensuite la dynamique du bâtiment en utilisant un logiciel de calcul 3D appelé **ETABS V.18.1.1**.
- Nous calculerons le ferrailage des éléments structuraux dans le quatrième chapitre.
- Le cinquième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure.

Nous concluons le travail avec une conclusion générale.

Chapitre I



Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux



I.1. Introduction

L'étude architecturale d'un projet de bâtiment se base sur les aspects fonctionnels, structuraux et formels de ce dernier, le génie civil doit élaborer son étude en tenant compte des paramètres suivants :

- ❖ L'usage de la structure.
- ❖ La résistance.
- ❖ Les exigences esthétiques de l'architecte.
- ❖ L'aspect économique.

Cette étude comptera la conception des éléments : tel que les poteaux, les poutres, les planchers, ainsi que le calcul des éléments secondaires (l'acrotère les escaliers ...).

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2. Présentation de projet :

Le projet faisant l'objet de notre étude est un bâtiment implanté dans la commune

D'**El-Mohammadia** dans la wilaya d'**ALGER** qui est classée comme une zone de forte sismicité (**Zone III**) selon [1].



Figure I.1. Site du projet.

I.2.1. Description de l'ouvrage

Notre projet consiste à concevoir un Bâtiment à usage de Bureau en (RDC+7 étages +sous-sol) de forme irrégulière ; il est composé de sept étages et d'un étage technique (le sous-sol est à usage d'archive).

La hauteur totale de la structure ne dépasse pas 48 m, Donc elle est classée comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne (Groupe 2) (**Article 3.2 du RPA 99 / version 2003**). Le bâtiment est contreventé par des voiles et des portiques en Béton Armé qui doivent être calculés pour garantir sa stabilité et assurer la sécurité des usagers, conformément aux règlements en vigueur à savoir :

- ✓ Le règlement parasismique algérien (**RPA 99** modifié en **2003**).
- ✓ Les règles de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé (**C.B.A**).

I.2.2. Caractéristiques géométriques

- a) **Dimensions en plan** : les dimensions en projection horizontale sont :
 - Longueur totale en plan : 26,35m.
 - Largeur totale en plan : 20,95m.
- b) **Dimensions en élévation** : les dimensions en projection verticale sont :
 - Hauteur du sous-sol : 3,74m.
 - Hauteur du RDC : 4,08m.
 - Hauteur du 1^{er} étage jusqu'à 7^{ème} étage : 4,08m.
 - Hauteur de l'étage technique : 3,40m.
 - Hauteur totale du bâtiment avec étage technique : 36,04m.
 - Hauteur totale du bâtiment avec acrotère : 36,79m.

I.2.3. Conception de la structure

a. Choix du système de contreventement :

Notre bâtiment dépasse trois niveaux (11 m) et est situé en zone III. Le contreventement par portiques est donc écarté selon [1], donc notre choix va se porter sur un système de contreventement mixte (voiles et portiques) avec interaction.

Pour ce système de contreventement, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

Il est clair que nous justifierons le choix de ce système de contreventement en fin du chapitre 3.

b. Les planchers

Sont des éléments horizontaux (plans) dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions.

Notre bâtiment comporte deux types de plancher :

✓ **Plancher corps creux :**

Un plancher semi-préfabriqué en (poutrelles + corps creux + dalle de compression)

Généralement le plus utilisé pour plusieurs raisons :

- ❖ Facilité de réalisation.
- ❖ Une économie du cout.
- ❖ Economie du coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).
- ❖ Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.

✓ **Plancher dalle pleine :**

Constitué de béton armé ils sont prévues au niveau du plancher RDC.

c. Acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé ayant une hauteur de 75 cm.

d. Maçonnerie :

- Murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) Séparées par un vide de 5 cm.

- Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

e. L'escalier :

Le bâtiment est muni de deux cages d'escalier qui servent à faciliter les déplacements verticaux entre les étages, dans notre cas on a un seul type d'escalier : escalier droit avec trois volées et deux palier de repos.

f. Revêtement :

Les revêtements sont comme suivis :

- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- plâtre pour les cloisons et les plafonds.

g. Fondation :

Le sol d'assise de la construction est un sol : meuble.

La contrainte du sol est σ admissible : 2 bars.

I.3.Caractéristiques Des Matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91**) et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA 99version 2003 et CBA93**).

I.3.1 Le Béton :

a) Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau. Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

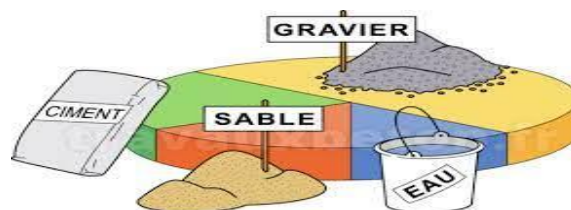


Figure I.2. Les constituants du béton.

❖ Le ciment :

Les ciments courants sont élaborés à partir d'un mélange d'environ 80% de calcaire et 20% d'argile, mélange qui est progressivement chauffé à une température voisine de 1450°C, puis brusquement refroidi. Au cours de ces opérations, s'enchaînent plusieurs réactions chimiques. Il en résulte le clinker qui, mélangé avec du gypse et éventuellement avec d'autres produits, puis finement broyé, donne **le ciment**.



Figure I.3 : Le ciment dans sa forme la plus générale.

❖ Les granulats :

Un granulat est constitué d'un ensemble de grains minéraux, qui selon sa dimension (comprise entre 0 et 125 mm) se situe dans l'une des 6 familles (sables, graves, ballast, ...)



Figure I.4. quelques dimensions de granulat.

On distingue les familles de granulats suivantes :

- Fillers 0/D où $D < 2$ mm avec au moins 70 % de passant à 0,063 mm
- Sablons 0/D où $D < 1$ mm avec moins de 70 % de passant à 0,063 mm
- Sables 0/D où $1 < D < 6,3$ mm
- Graves 0/D où $D > 6,3$ mm
- Gravillons d/D où $d > \text{let } D < 125$ mm
- Ballasts d/D où $d > 25$ mm et $D < 50$ mm.



Figure I.5 : Série de tamis à mailles carrées et tamiseuse pour analyse granulométrique.

❖ L'eau de gâchage :

L'eau de gâchage est un élément essentiel pour la fabrication du béton. Elle est ajoutée lors du mélange afin d'hydrater le ciment et permet de lier les constituants du béton entre eux. L'eau rend également le mélange bien plus maniable, ce qui facilite l'application du béton. Élément indispensable pour obtenir du béton, l'eau utilisée doit absolument être propre et ne doit pas être ajoutée avec excès. Si ces deux conditions ne sont pas respectées, votre béton risque d'être fragile et ses performances seront altérées.



FigureI.6. Eau de gâchage.

❖ Les adjuvants :

Un adjuvant est un produit dont l'incorporation à faible dose (inférieure à 5 % de la masse du ciment) aux bétons, mortiers ou coulis, lors du malaxage ou avant la mise en œuvre, provoque les modifications des propriétés du mélange, à l'état frais ou durci.

b) Résistances du béton :

▪ Résistance à la compression :

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la Compression à 28 jours d'âge f_{c28} .

Cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 cm² de section ($\varnothing = 16$ cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre $h = 32$ cm

Pour notre étude on prend : $f_{c28} = 30$ MPA.

▪ Résistance du béton à la traction :

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

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

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression

$f_{c28} = 30 \text{ MPA}$ et à la traction $f_{t28} = 2,4 \text{ MPA}$.

c) Module de déformation longitudinale du béton :

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

▪ **Module de déformation instantanée :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \quad \text{D'où on a} \quad E_{i28} = 34179.5575 \text{ MPA.}$$

▪ **Module de déformation longitudinale différée :**

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \quad \text{D'où on a} \quad E_{v28} = 11496.7602 \text{ MPA.}$$

▪ **La masse volumique du béton armé :**

$$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

d) Coefficient de Poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

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

e) Les Contrainte Limites :

➤ **État limite ultime « ELU » :**

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

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

$$\text{Avec } \begin{cases} \gamma_b = \text{Coefficient de sécurité.} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ Sollicitations durables.} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ Sollicitations accidentelles.} \end{cases}$$

θ : Coefficient qui dépend de la durée t d'application de la combinaison d'action.

$$\text{Avec } \begin{cases} \theta = 1 \rightarrow \text{Si : } t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0.9 \rightarrow \text{Si : } 1 \text{ h} < t < 24 \text{ h} \\ \theta = 0.85 \rightarrow \text{Si : } t < 1 \text{ h} \end{cases}$$

Le coefficient réducteur de 0,85 tient compte de la dégradation de l'adhérence acier-béton sous l'action de quelques cycles de déformation post-élastique

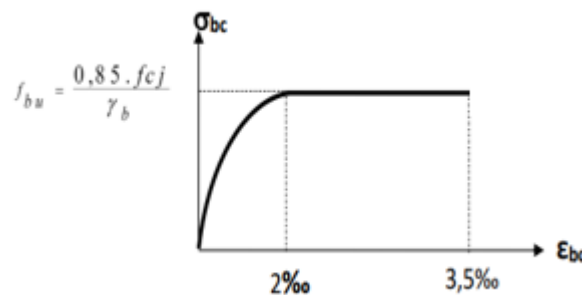


Figure I.7. : Diagramme Contraintes – Déformations ELU.

➤ Etat limite de service « E.L.S » :

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

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

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

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad [\text{Mpa}]$$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 17 \text{ Mpa}$.

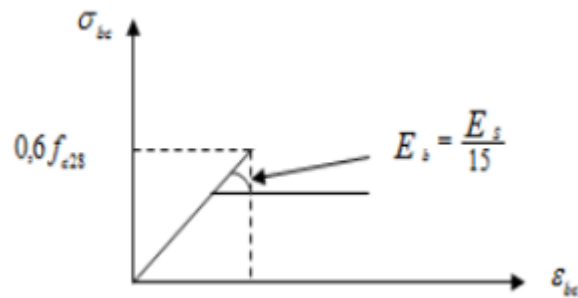


Figure I. 8. : Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS.

I.3.2 Acier :

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les éléments du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction. Les aciers utilisés sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Haute adhérence FeE 500} \\ \text{Situation durable ou transitoire. (} f_e = 500 \text{ MPa)} \end{array} \right.$$

➤ **Les treillis soudés (TR) :**

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles.

➤ **Bars de haute adhérence et haute limite élastique (HA): FeE500**

Les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence.

A. Module d'élasticité des aciers :

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : $E_s = 2.10^5$ [Mpa].

B. Contrainte limite :

➤ **Etat limite ultime ELU :**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation

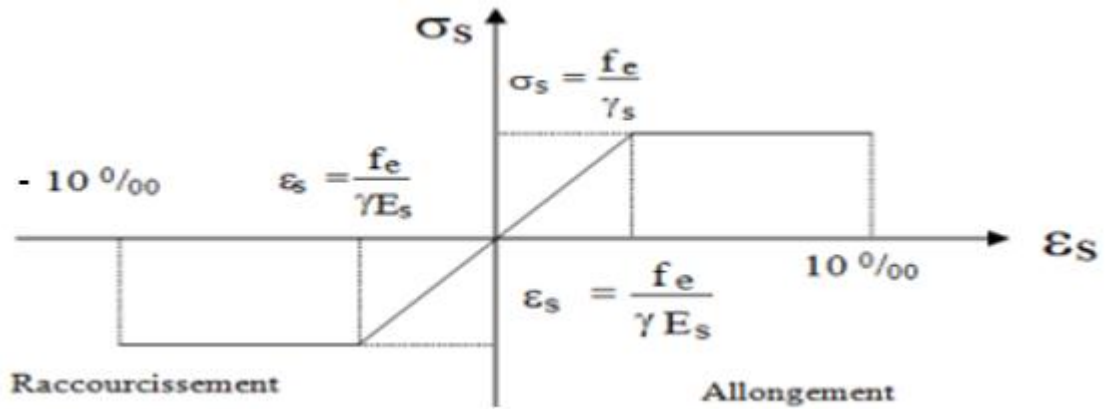


Figure I.9.Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier.

On adopte le diagramme contrainte déformations avec :

σ_s : Contrainte de l'acier Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,15 \text{ cas d'actions courantes} \\ 1,00 \text{ cas d'actions accidentelles} \end{array} \right.$$

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier Avec : $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

➤ **Etat limite de service « E.L.S » :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \min (2/3 f_e; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{f_{tj}} \eta))$
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_s = 0.8 \min (2/3 f_e; \max (0.5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}))$

η : Coefficient de fissuration tels que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour des aciers ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \text{ pour des aciers de H.A.} \end{array} \right.$$

C. Allongement de rupture :

ε_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰

D. Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n » est donnée par la formule suivante :

$$n = \frac{E_s}{E_b}$$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.3.2.1 Hypothèses de calcul aux états limites :

➤ **Hypothèse de calcul à l'ELU :**

- Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc}=3,5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰.

➤ **Hypothèse de calcul à l'ELS :**

- Conservation des sections planes.
- Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b \times \varepsilon_b \qquad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

- Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et : $n = 15$.

Chapitre II



Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges



II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissant sur ces éléments.

Le pré-dimensionnement des éléments résistants est fait selon le [3] et le [1].

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après la vérification dans la phase de calcul.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Un plancher dans le domaine du bâtiment est un ouvrage formant une plateforme horizontale ou une séparation entre les différents étages d'une construction.

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

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

II.2.1. Plancher en corps creux :

C'est une dalle horizontale associée à un système de poutres (principales, secondaires poutrelles,).

L'épaisseur de la dalle est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

L : est mesurée entre nus d'appuis.

h_t : hauteur totale du plancher.

$L = \min [L \text{ max (sens x) ; } L \text{ max (sens y)}]$

On a :

$L = \min (6,20 ; 4,5) = 4,5 \text{ m} \rightarrow L = 450 - 30 = 420 \text{ cm.}$

$$16,8 \leq h_t \leq 21$$

On adopte un plancher d'une épaisseur : $h_t = (16+5) \text{ cm}$

Avec :

- 16 cm : l'épaisseur de corps creux.
- 5cm : dalle de compression.

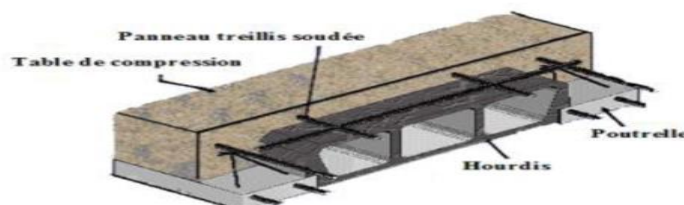


Figure.II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

II.2.2. Plancher en dalle pleine :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

a) Condition de coupe-feu (CBA93) :

- $e = 7$ cm pour une(01) heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux(02) heures de coupe-feu.
- $e = 17.5$ cm pour quatre(04) heures de coupe-feu.

On admet : **$e=11$ cm.**

b) Isolation phonique :

Selon les règles techniques [CBA93] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être Supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **$e=15$ cm**

c) Condition de résistance à la flexion (CBA93)

- Dalles reposant sur deux côtés : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

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

Dans notre cas :

- **Pour RDC:** $L_x = 6.20$ m
- $\frac{620}{50} \leq e \leq \frac{620}{40} \Rightarrow 12.4 \leq e \leq 15.5 \Rightarrow e = 15$ cm

On prend notre épaisseur **$e=15$ cm**

II.3. Evaluation des charges

Les charges ont une influence directe sur la stabilité de la construction l'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (**G**).
- Les surcharges d'exploitation (**Q**).

II.3.1. Plancher terrasse

a-Charge permanente (plancher en corps creux) :

Tableau.II.1.charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

N°	Composants	Poids (KN/m ²)
1	Gravillon de protection (5cm)	1,00
2	Etanchéité multicouche (2cm)	0,12
3	Papier Kraft	0,05
4	Béton de pente 1,5%	1,1
5	Isolation thermique (Liégé) (4cm)	0,16
6	Par vapeur (1cm)	0,06
7	Plancher a corps creux (16+5) cm	3,150
8	Enduit plâtre (2cm)	0,20
Charge permanente G		5.84

II.3.2. Plancher étage courant

Charge permanente (plancher en corps creux) :

Tableau. II. 2 .charge permanente du plancher courant

N°	Composants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage (lignex)	4	9	0.36
2	Mortier de pose (2cm)	2	20	0,4
3	Lit de sable (3cm)	3	18	0,54
4	Plancher a corps creux (16+5) cm	21	-	3,15
5	Enduite en plâtre (2cm)	2	10	0,20
6	Cloison de distribution	10	-	1
Charge permanente				5.65

II.3.3. Plancher dalle pleine (RDC) :

a- Charge permanente :

Tableau .II.3. Charge permanente de dalle pleine

N°	Composants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage (ligneur)	4	9	0.36
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Dalle pleine (15cm)	15	25	3,75
5	Enduite en plâtre (2cm)	2	10	0,20
6	Cloison de distribution	10	-	1
Charge permanente G				6.25

II.3.4. Maçonnerie : Murs extérieurs (double cloisons)

Tableau. II. 4. Charge permanentes murs extérieurs

N°	Composants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	2	18	0.36
2	Brique creuse	15	-	1.3
3	L'âme d'air	10	-	0
4	Brique creuse	10	-	0.9
5	Enduit au plâtre	2	10	0.2
Charge permanente G				2.76

b) Charge d'exploitation :

$Q=1,0\text{KN/m}^2$ (plancher terrasse inaccessible).

$Q=2,5\text{ KN/m}^2$ (plancher courant bureau).

$Q=3,5\text{KN/m}^2$ (plancher de dalle pleine archive).

II.3.5. Acrotère :

L'acrotère est un élément non structural encasturé au plancher terrasse, soumis à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courante (charge statique).

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G_1 = \rho_b \cdot S$

ρ : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25\text{ kN/m}^3$

S : La surface transversale totale.

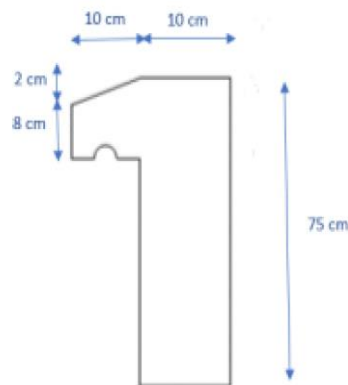


Figure II.2. Coupe transversale de l'acrotère

• Evaluation de la charge permanente :

$$S = (0,10 \times 0,75) + (0,080 \times 0,1) + (0,1 \times 0,02) / 2 = 0,084 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,084 = 2,1 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits en ciment ($e_p = 1,5\text{ cm}$) ($\rho = 18\text{KN/m}^3$)

$$G_2 = \rho \times p \times e \quad \text{avec : } \rho : \text{ poids volumique du ciment}$$

P : périmètre transversale de l'acrotère

e : épaisseur des enduits de ciments = 1.5 cm

$$p = 0.75 + 0.1 + 0.1 + 0.08 + 0.1 + 0.65 = 1.78 \text{ m}$$

$$G_2 = 18 \times 1.78 \times 0.015 = 0.48 \text{ KN/m}$$

$$G = G_{\text{acrotère}} + G_2 = 2.1 + 0.48 = \mathbf{2.58 \text{ KN/ml}}$$

II.4. Pré-dimensionnement des éléments résistants

II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait en appliquant des règles fournies par le **BAEL91/Modifié 99** et en vérifiant les résultats trouvés par les exigences des **RPA99 /version 2003**.

a- Poutres porteuses :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs Pré-dimensionnements sont basés sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir de formules empiriques.
- Vérification des conditions imposées sur (h, b) selon le « **RPA 99 modifié 2003** ». [2]
- Vérification de la rigidité.

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad ; \quad 0.4 h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

L_{\max} : la portée la plus grande des poutres.

h : la hauteur de la section.

b : la largeur de la section.

On a:

$$L_{\max} = 620 - 30 = 590 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{590}{15} \leq h \leq \frac{590}{10}$$

- **La hauteur :**

$$39.333 \leq h \leq 59. \text{ On prend : } \quad \mathbf{h = 50 \text{ cm.}}$$

- **La largeur :**

$$0.3 \times 50 \leq b \leq 0.7 \times 50$$

$$15 \leq b \leq 35 \text{ cm. On prend : } \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

b- Poutres non porteuse :

On a :

$$L_{\max} = 450 - 30 = 420\text{cm} ; \quad \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

- **La hauteur :**

$$28 \leq h \leq 42. \quad \text{On prend :} \quad \mathbf{h = 40\text{cm.}}$$

- **La largeur :**

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$12 \leq b \leq 28\text{cm.} \quad \text{On prend :} \quad \mathbf{b = 30\text{cm.}}$$

Tableau .II.5 Vérification des conditions exigées par le **RPA99**

Condition	Poutre porteuse (50×30)	Poutre non porteuse (40×30)	Observation
$h \geq 30\text{cm}$	50	40	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	30	30	Vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	$\frac{h}{b} \leq 1.57$	$\frac{h}{b} \leq 1,33$	Vérifiée

II.4.2. Pré-dimensionnement des poteaux

II.4.2.1 Principe

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités (un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle).

Pour se faire, on calcule les surfaces de plancher reprises par chaque poteau, le poteau reprenant la plus grande surface donnera les charges les plus importantes. On utilise un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.4.2.2 Procédure de pré-dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- Les poteaux sont calculés aux états limites ultimes (ELU) en compression simple
- la section obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99 /version2003**
- Vérification des sections à l'ELS selon le **BAEL91/modifié 99**.
- Vérification des sections trouvées à l'ELU.

II.4.2.3 Pré-dimensionnements des poteaux

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

$$N_u \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \alpha$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

- $\gamma_b = 1,5$ situation durable.
- $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

- $\gamma_s = 1,15$ situation durable.
- $\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

f_{c28} : résistance du béton, $f_{c28} = 30$ MPa

f_e : limite élastique de l'acier, $f_e = 500$ MPa.

A_s : section d'acier comprimé.

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$: effort normal ultime de la compression.

B_r : section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

λ : L'élanement du poteau considéré $\lambda = i / L_f$;

On prend $L_f = 0,7L_0 = 0,7 h_e$ (poteau est à ses extrémités, soit encastrement dans un massif de fondation, soit assemblé à des poutres de plancher).

Remarque :

Il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$ a : dimension de la section du béton du poteau.

L_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration de la section du béton seul avec :

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculairement au plan de flambement.

B : aire totale de la section Poteau carrée ($B = a \times b$)

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :

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

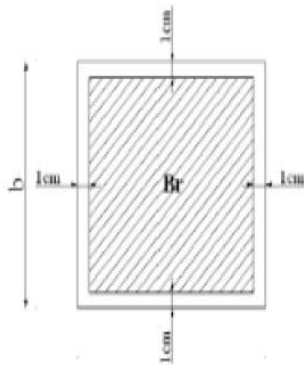


Figure II.3. Section réduite du poteau.

Selon [2] :

Il faut assurer que : $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $A_s = 1\% B$. Pour les poteaux carrés il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0.708$ On tire de l'équation de N_u la valeur de B_r telle que :

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

Le minimum requis par l'**RPA99 /version 2003** D'après l'article **7.4.1**, pour une zone sismique **III**, on doit avoir au minimum

- Poteaux rectangulaire ou carrée :

- $\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm}$
- $0.3 \leq \frac{h}{b} \leq 4$

Avec :

(a ; b) : Dimensions de la section.

h_e : Hauteur d'étage.

Vérification de la section trouvée à l'ELS :

Dans la descente des charges, on détermine l'effort normal à l'ELS (N_s) qui sollicite le poteau, On doit vérifier que :

$$\frac{N_s}{B+nN_s} \leq 0.6 f_{c28}$$

Avec :

N_s : effort normal pondéré à l'ELS tel que $N_s = G + Q$

B : section de béton du poteau.

n : coefficient d'équivalence $n = \frac{E_b}{E_s} = 15$

A_s : section des armatures, supposée égale à 1%B.

En remplaçant dans l'équation les différents termes par leurs valeurs on obtient

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B1.15} \leq 0.6 f_{c28} = \mathbf{18MPa}$$

Vérification de la section trouvée à l'ELU :

On devra vérifier les sections choisis à l'ELU c'est-à-dire :

$$\sigma_b = \frac{N_u}{B} \leq f_{bu} = \mathbf{17MPa}$$

II.4.2.4. Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 5 % par étage jusqu'à 0.5×Q sauf le dernier et l'avant-dernier niveau.

Tableau .II.6 Dégression des surcharges d'exploitations

Niveau	Surcharge	Surcharge cumulé	Σ (kN/m ²)
Etage Technique	Q_0	$\Sigma Q = Q_0$	1
N_1	Q_1	$\Sigma Q = Q_0 + Q_1$	3,5
N_2	Q_2	$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	5,75
N_3	Q_3	$\Sigma Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	7,75
N_4	Q_4	$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	9,5
N_5	Q_5	$\Sigma Q = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	11
N_6	Q_6	$\Sigma Q = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	12,25
N_7	Q_7	$\Sigma Q = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_7)$	13,425
RDC	Q_8	$\Sigma Q = Q_0 + 0.69 (Q_1 + \dots + Q_8)$	14,8

II.4.2.5. Calcul des poteaux

a- Poteau central :

Soit S la surface reprise par le poteau central le plus sollicité **S=19,914m²**

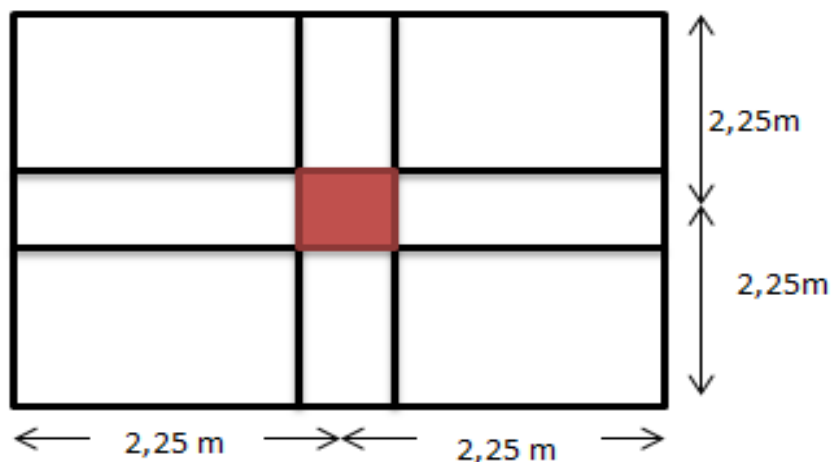


Figure II.4 Poteau central le plus sollicité.

Détermination des charges :

- **Charge permanent :**

Poids des planchers :

- Plancher terrasse à corps creux19,914×5.84= 116,298 KN.
- Plancher courant à corps creux19, 914×5,65 = 112,514 KN.
- Plancher dalle pleine19, 914×6,25= 124,462KN.

Poids des poutres :

- Poutre porteuse25 ×0.3× (0.5-0.21) ×6,2= 13,485KN.
- Poutre non porteuse25 ×0.3× (0.4-0.21) ×4,45 = 6,341KN.

Poids du poteau

- Poteau (RDC au 7ème)25 ×0.3×0.3× (4,08-0,5) = 8,055KN.
- Poteau (Sous-Sol)25 ×0.3×0.3× (3.74-0,5) = 7.29KN.

- **Charge d'exploitation**

Tableau .II.7.Dégression des surcharges d'exploitation du poteau centrale

<i>Niveau</i>	<i>Charge d'exploitation dans chaque étage (kN)</i>	<i>Charge d'exploitation Cumulé (kN)</i>
<i>Etage Technique</i>	$Q_0 = 1 \times 19,914 = 19,914$	$\Sigma Q = Q_0 = 19,914$
<i>7^{ème}</i>	$Q_1 = 2.5 \times 19,914 = 49,785$	$\Sigma Q = Q_0 + Q_1 = 69,699$
<i>6^{ème}</i>	$Q_2 = 2.5 \times 19,914 = 49,785$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 114,51$
<i>5^{ème}</i>	$Q_3 = 2.5 \times 19,914 = 49,785$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 154,334$
<i>4^{ème}</i>	$Q_4 = 2.5 \times 19,914 = 49,785$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + \dots + Q_4) = 189,183$
<i>3^{ème}</i>	$Q_5 = 2.5 \times 19,914 = 49,785$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.80 (Q_1 + \dots + Q_5) = 219,054$
<i>2^{ème}</i>	$Q_6 = 2.5 \times 19,914 = 49,785$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.75 (Q_1 + \dots + Q_6) = 243,947$
<i>1^{ère}</i>	$Q_7 = 2.5 \times 19,914 = 49,785$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_7) = 263,861$
<i>RDC</i>	$Q_8 = 3.5 \times 19,914 = 69,699$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.69 (Q_1 + \dots + Q_8) = 308,468$
<i>Sous-Sol</i>	$Q_9 = 3,5 \times 19,914 = 69,699$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.67 (Q_1 + \dots + Q_9) = 347,19$

Tableau. II. 8.Descente de charge du poteau centrale

	niveau	Eléments	G (kN)	Q (kN)
Sous terrasse de Etage Technique	N ₁	Plancher terrasse inaccessible (<i>EtageTechnique</i>)	116.298	19.914
		Poutres	19.826	
		Total	136.124	
7 ^{ème}	N ₂	Venant de N1	136.124	69.699
		Poteau	8.055	
		Plancher étage courant	112.514	
		Poutres	19.826	
		Total	276.519	
6 ^{ème}	N ₃	Venant de N2	276.519	114.51
		Poteau	8.055	
		Plancher étage courant	112.514	
		Poutres	19.826	
		Total	416.914	
5 ^{ème}	N ₄	Venant de N3	416.914	154.334
		Poteau	8.055	
		Plancher étage courant	112.514	
		Poutres	19.826	
		Total	557.309	
4 ^{ème}	N ₅	Venant de N4	557.309	189.183
		Poteau	8.055	
		Plancher étage courant	112.514	
		Poutres	19.826	
		Total	697.704	
3 ^{ème}	N ₆	Venant de N5	697.704	219.054
		Poteau	8.055	
		Plancher étage courant	112.514	
		Poutres	19.826	
		Total	838.099	
		Venant de N6	838.099	
		Poteau	8.055	

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

<i>2^{ème}</i>	N₇	<i>Plancher étage courant</i>	<i>112.514</i>	<i>243.947</i>
		<i>Poutres</i>	<i>19.826</i>	
		Total	978.494	
<i>1^{ér}</i>	N₈	<i>Venant de N7</i>	<i>978.494</i>	<i>263.861</i>
		<i>Poteau</i>	<i>8.055</i>	
		<i>Plancher étage courant</i>	<i>112.514</i>	
		<i>Poutres</i>	<i>19.826</i>	
		Total	1118.889	
RDC	N₉	<i>Venant de N8</i>	<i>1118.889</i>	<i>308.468</i>
		<i>Poteau</i>	<i>8.055</i>	
		<i>Plancher étage courant</i>	<i>112.514</i>	
		<i>Poutres</i>	<i>19.826</i>	
		Total	1259.284	
<i>S.s</i>	N₁₀	<i>Venant de N9</i>	<i>1259.284</i>	347.192
		<i>Poteau</i>	<i>7.29</i>	
		<i>Plancher Dalle pleine</i>	<i>124.462</i>	
		<i>Poutres</i>	<i>19.826</i>	
		Total	1410.862	

Tableau. II. 9.Choix des sections des poteaux centraux

Calculé avec poteau (30x30) cm ²							
Poteau	G (kN)	Q (kN)	N_u (kN)	B_r (cm²)	a (cm)	Min RPA (cm²)	Choix (cm²)
<i>Etage Technique</i>	136.124	<i>19.914</i>	<i>213.638</i>	<i>113.22</i>	<i>12.640</i>	30x30	30x30
<i>7^{ème}</i>	276.519	<i>69.699</i>	<i>478.29</i>	<i>253.5</i>	<i>17.921</i>	30x30	30x30
<i>6^{ème}</i>	416.914	<i>114.51</i>	<i>734.6</i>	<i>389.33</i>	<i>21.731</i>	30x30	30x30
<i>5^{ème}</i>	557.309	<i>154.334</i>	<i>983.868</i>	<i>521.45</i>	<i>24.835</i>	30x30	30x30
<i>4^{ème}</i>	697.704	<i>189.183</i>	<i>1225.675</i>	<i>649.607</i>	<i>27.487</i>	30x30	30x30
<i>3^{ème}</i>	838.099	<i>219.054</i>	<i>1460.015</i>	<i>773.807</i>	<i>29.817</i>	30x30	30x30
<i>2^{ème}</i>	978.494	<i>243.947</i>	<i>1686.887</i>	<i>894.050</i>	<i>31.9</i>	30x30	35x35
<i>1^{ère}</i>	1118.889	<i>263.861</i>	<i>1906.3</i>	<i>1010.34</i>	<i>33.785</i>	30x30	35x35
RDC	1259.284	<i>308.468</i>	<i>2162.735</i>	<i>1146.25</i>	<i>35.856</i>	30x30	40x40
S.S.	1410.862	<i>347.192</i>	<i>2425.451</i>	<i>1285.5</i>	<i>37.853</i>	30x30	40x40

Tableau .II.10. Vérification de la résistance et de L'ELS des poteaux centraux

Calculés avec les sections choisies											
Pot	G (KN)	N _{ser} (KN)	N _u (KN)	σ_{ser} (MPA)	σ_{bc} (MPA)	Obc	B (cm ²)	$\frac{Nu}{B}$ (MPA)	f _{bu}	Obc	Choix (cm ²)
<i>Et.T</i>	136.124	156.038	213.63	1.507	18	ok	900	2.373	17	Ok	30*30
<i>7^{ème}</i>	276.519	346.419	478.29	3.347	18	ok	900	5.314	17	Ok	30*30
<i>6^{ème}</i>	416.914	531.424	734.6	5.134	18	ok	900	8.162	17	Ok	30*30
<i>5^{ème}</i>	557.309	711.643	983.86	6.875	18	ok	900	10.931	17	Ok	30*30
<i>4^{ème}</i>	697.704	886.887	1225.6	8.563	18	ok	900	13.617	17	Ok	30*30
<i>3^{ème}</i>	838.099	1057.153	1460.01	10.21	18	ok	900	16.222	17	Ok	30*30
<i>2^{ème}</i>	1121.794	1365.741	1880.34	9.7	18	ok	1225	15.35	17	Ok	35*35
<i>1^{ère}</i>	1265.094	1528.955	2103.66	14.93	18	ok	1600	16.981	17	Ok	35*35
RDC	1411.754	1720.22	2368.57	9.35	18	ok	1600	14.80	17	Ok	40*40
S.s	1569.002	1916.194	2638.94	14.34	18	ok	1600	16.5	17	Ok	40*40

a- Poteau de rive :

Soit S la surface reprise par le poteau rive le plus sollicité $S=13,795 \text{ m}^2$

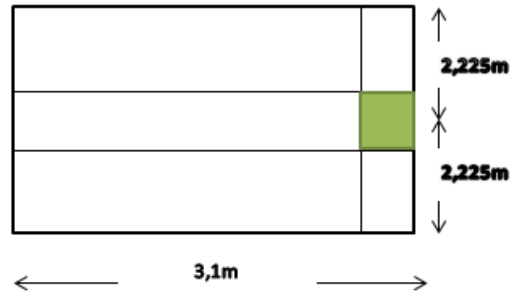


Figure. II.5. Poteau de rive le plus sollicité.

Détermination des charges :

- **Charge permanent :**

Poids des planchers :

- Plancher terrasse à corps creux $13,795 \times 5.84 = 80.563 \text{ KN}$.
- Plancher courant à corps creux $13,795 \times 5,65 = 77,941 \text{ KN}$.
- Plancher dalle pleine $13,795 \times 6,25 = 86.218 \text{ KN}$.

Poids des poutres :

- Poutre porteuse $25 \times 0.3 \times (0.5-0.21) \times 3.1 = 6.742 \text{ KN}$.
- Poutre non porteuse $25 \times 0.3 \times (0.4-0.21) \times 4.45 = 6,341 \text{ KN}$.

Poids des poteaux

- Poteau (RDC au 7^{ème}) $25 \times 0.3 \times 0.3 \times (4,08-0,5) = 8,055 \text{ KN}$.
- Poteau (Sous-Sol) $25 \times 0.3 \times 0.3 \times (3.74-0,5) = 7.29 \text{ KN}$.

Poids de l'acrotère :

- $G = 2.58 \times 4.45 = 11.481 \text{ kN}$

Poids des murs extérieurs :

- Mur (RDC au 7^{ème}) $2.76 \times (4.08-0.45) \times 4.45 = 44.583 \text{ KN}$.

- Charge d'exploitation :

Tableau .II.11 Dégression des surcharges d'exploitation du poteau rive

<i>Niveau du plancher</i>	<i>Charge d'exploitation dans chaque étage (KN)</i>	<i>Charge d'exploitation Cumulé (KN)</i>
Et.T	$Q_0 = 1 \times 13,795 = 13,795$	$\Sigma Q = Q_0 = 13,79$
7^{ème}	$Q_1 = 2.5 \times 13,795 = 34,487$	$\Sigma Q = Q_0 + Q_1 = 48,282$
6^{ème}	$Q_2 = 2.5 \times 13,795 = 34,487$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 79,320$
5^{ème}	$Q_3 = 2.5 \times 13,795 = 34,487$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 106,91$
4^{ème}	$Q_4 = 2.5 \times 13,795 = 34,487$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + \dots + Q_4) = 131,050$
3^{ème}	$Q_5 = 2.5 \times 13,795 = 34,487$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.80 (Q_1 + \dots + Q_5) = 151,743$
2^{ème}	$Q_6 = 2.5 \times 13,795 = 34,487$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.75 (Q_1 + \dots + Q_6) = 168,986$
1^{ère}	$Q_7 = 2.5 \times 13,795 = 34,487$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_7) = 185,195$
RDC	$Q_8 = 3.5 \times 13,795 = 48,285$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.69 (Q_1 + \dots + Q_8) = 213,683$
S.s	$Q_9 = 3.5 \times 13,795 = 48,285$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.67 (Q_1 + \dots + Q_9) = 240,240$

Tableau. II. 12 .Descente de charge du poteau de rive

<i>Niveau</i>		<i>Eléments</i>	<i>G (kN)</i>	<i>Q (kN)</i>
<i>Sous terrasse de l'Étage Technique</i>	<i>N₁</i>	<i>Plancher terrasse inaccessible</i>	<i>80.563</i>	<i>13,79</i>
		<i>Poutres</i>	<i>13.080</i>	
		<i>Acrotère</i>	<i>11.482</i>	
		<i>Total</i>	<i>105.125</i>	
<i>7^{ème}</i>	<i>N₂</i>	<i>Venant de N1</i>	<i>105.125</i>	<i>48,282</i>
		<i>Poteau</i>	<i>8.055</i>	
		<i>Plancher étage courant</i>	<i>77.941</i>	
		<i>Poutres</i>	<i>13.080</i>	
		<i>Murs extérieurs</i>	<i>44.583</i>	
		<i>Total</i>	<i>248.784</i>	
<i>6^{ème}</i>	<i>N₃</i>	<i>Venant de N2</i>	<i>248.784</i>	<i>79,320</i>
		<i>Poteau</i>	<i>8.055</i>	
		<i>Plancher étage courant</i>	<i>77.941</i>	
		<i>Poutres</i>	<i>13.080</i>	
		<i>Murs extérieurs</i>	<i>44.583</i>	
		<i>Total</i>	<i>392.443</i>	
<i>5^{ème}</i>	<i>N₄</i>	<i>Venant de N3</i>	<i>392.443</i>	<i>106,91</i>
		<i>Poteau</i>	<i>8.055</i>	
		<i>Plancher étage courant</i>	<i>77.941</i>	
		<i>Poutres</i>	<i>13.080</i>	
		<i>Murs extérieurs</i>	<i>44.583</i>	
		<i>Total</i>	<i>536.102</i>	

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

<i>4^{ème}</i>	<i>N₅</i>	<i>Venant de N4</i>	536.102	<i>131,050</i>
		<i>Poteau</i>	8.055	
		<i>Plancher étage courant</i>	77.941	
		<i>Poutres</i>	13.080	
		<i>Murs extérieurs</i>	44.583	
		<i>Total</i>	679.761	
<i>3^{ème}</i>	<i>N₆</i>	<i>Venant de N5</i>	679.761	<i>151,743</i>
		<i>Poteau</i>	8.055	
		<i>Plancher étage courant</i>	77.941	
		<i>Poutres</i>	13.080	
		<i>Murs extérieurs</i>	44.583	
		<i>Total</i>	823.42	
<i>2^{ème}</i>	<i>N₇</i>	<i>Venant de N6</i>	823.42	<i>168,986</i>
		<i>Poteau</i>	8.055	
		<i>Plancher étage courant</i>	77.941	
		<i>Poutres</i>	13.080	
		<i>Murs extérieurs</i>	44.583	
		<i>Total</i>	967.079	
<i>1^{ère}</i>	<i>N₈</i>	<i>Venant de N7</i>	967.079	<i>185,195</i>
		<i>Poteau</i>	8.055	
		<i>Plancher étage courant</i>	77.941	
		<i>Poutres</i>	13.080	
		<i>Murs extérieurs</i>	44.583	
		<i>Total</i>	1110.738	

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

RDC	N₉	<i>Venant de N8</i>	1110.738	213,683
		<i>Poteau</i>	8.055	
		<i>Plancher étage courant</i>	77.941	
		<i>Poutres</i>	13.080	
		<i>Murs extérieurs</i>	44.583	
		Total	1254.397	
S.s	N₁₀	<i>Venant de N9</i>	1254.397	240.240
		<i>Poteau</i>	7.29	
		<i>Plancher dalle pleine</i>	86.218	
		<i>Poutres</i>	13.080	
		Total	1360.985	

Tableau .II.13 Choix des sections des poteaux de rive

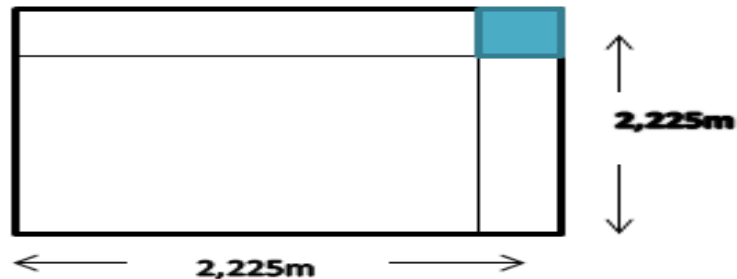
<i>Calculé avec section poteau (30x30) cm²</i>							
<i>Poteau</i>	<i>G (kN)</i>	<i>Q (kN)</i>	<i>N_u (kN)</i>	<i>B_r (cm²)</i>	<i>a (cm)</i>	<i>Min RPA (cm²)</i>	<i>Choix (cm²)</i>
<i>Et.T</i>	105.125	13,79	162.603	86.18	11.283	30×30	30×30
<i>7^{ème}</i>	248.784	48,282	408.281	216.38	16.71	30×30	30×30
<i>6^{ème}</i>	392.443	79,320	648.778	343.852	20.543	30×30	30×30
<i>5^{ème}</i>	536.102	106,91	884.102	468.57	23.646	30×30	30×30
<i>4^{ème}</i>	679.761	131,050	1114.252	590.553	26.3013	30×30	30×30
<i>3^{ème}</i>	823.42	151,743	1339.231	709.792	28.642	30×30	30×30
<i>2^{ème}</i>	967.079	168,986	1583.35	839.175	30.968	30×30	35×35
<i>1^{ère}</i>	1110.738	185,195	1777.288	941.96	32.691	30×30	35×35
<i>RDC</i>	1254.397	213.683	2013.960	1067.4	34.671	30×30	35×35
<i>S.s</i>	1360.985	240.240	2197.69	1164.7	36.127	30×30	40×40

Tableau. II. 14. Vérification de la résistance et L'ELS des poteaux de rive

Calculés avec les sections choisies											
<i>Poteau</i>	<i>G</i> (KN)	<i>N_{ser}</i> (KN)	<i>N_u</i> (KN)	<i>σ_{ser}</i> (MPA)	<i>σ_{bc}</i> (MPA)	<i>O_{bc}</i>	<i>B</i> (cm ²)	$\frac{Nu}{B}$ (MPA)	<i>f_{bu}</i>	<i>O_{bc}</i>	<i>Choix</i> (cm ²)
<i>Et.T</i>	105.125	118.915	162.60	1.15	18	ok	900	1.806	17	Ok	30*30
<i>7^{ème}</i>	248.784	297.066	408.28	2.87	18	ok	900	4.536	17	Ok	30*30
<i>6^{ème}</i>	392.443	471.763	648.77	4.55	18	ok	900	7.208	17	Ok	30*30
<i>5^{ème}</i>	536.102	643.012	884.10	6.21	18	ok	900	9.823	17	Ok	30*30
<i>4^{ème}</i>	679.761	810.211	1114.2	7.82	18	ok	900	12.38	17	Ok	30*30
<i>3^{ème}</i>	823.42	975.163	1339.2	9.42	18	ok	900	14.88	17	Ok	30*30
<i>2^{ème}</i>	969.984	1138.97	1562.96	11	18	ok	1225	12.6	17	Ok	35*35
<i>1^{ère}</i>	1116.548	1301.74	1785.13	12.5	18	ok	1225	14.52	17	Ok	35*35
<i>RDC</i>	1266.475	1480.15	2030.27	14.3	18	ok	1225	16.57	17	Ok	35*35
<i>S.S</i>	1378.733	1618.97	2221.65	15.6	18	ok	1600	13.88	17	Ok	40*40

c) Poteau d'angle :

Soit S la surface reprise par le poteau angle le plus sollicité $S=4,950 \text{ m}^2$



FigureII.6. Poteau d'angle le plus sollicités.

Détermination des charges :

- **Charge permanent :**

Poids des planchers :

- Plancher terrasse à corps creux $4,950 \times 5,84 = 28,908 \text{ KN}$.
- Plancher courant à corps creux $4,950 \times 5,65 = 27,967 \text{ KN}$.
- Plancher dalle pleine $4,950 \times 6,25 = 30,938 \text{ KN}$.

Poids des poutres :

- Poutre porteuse $25 \times 0,3 \times (0,5 - 0,21) \times 2,25 = 4,893 \text{ KN}$.
- Poutre non porteuse $25 \times 0,3 \times (0,4 - 0,21) \times 2,25 = 3,206 \text{ KN}$.

Poids du poteau

- Poteau (RDC au 7^{ème}) $25 \times 0,3 \times 0,3 \times (4,08 - 0,5) = 8,055 \text{ KN}$.
- Poteau (Sous-Sol) $25 \times 0,3 \times 0,3 \times (3,74 - 0,5) = 7,29 \text{ KN}$.

Poids de l'acrotère :

- $G = 2,58 \times 4,45 = 11,481 \text{ KN}$.

Poids des murs extérieurs :

- Mur (RDC au 7^{ème}) $2,76 \times (4,08 - 0,45) \times 4,45 = 44,583 \text{ KN}$.

- Charge d'exploitation :

Tableau II.15 .Dégression des surcharges d'exploitation du poteau angle

Niveau du plancher	Charge d'exploitation dans chaque étage (kN)	Charge d'exploitation Cumulé (kN)
Et.T	$Q_0 = 1 \times 4,950 = 4,950$	$\Sigma Q = Q_0 = \mathbf{4,950}$
7^{ème}	$Q_1 = 2.5 \times 4,950 = 12,375$	$\Sigma Q = Q_0 + Q_1 = \mathbf{17,325}$
6^{ème}	$Q_2 = 2.5 \times 4,950 = 12,375$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = \mathbf{28,462}$
5^{ème}	$Q_3 = 2.5 \times 4,950 = 12,375$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = \mathbf{38,362}$
4^{ème}	$Q_4 = 2.5 \times 4,950 = 12,375$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = \mathbf{47,025}$
3^{ème}	$Q_5 = 2.5 \times 4,950 = 12,375$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = \mathbf{54,45}$
2^{ème}	$Q_6 = 2.5 \times 4,950 = 12,375$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.75 (Q_1 + \dots + Q_6) = \mathbf{60,637}$
1^{ère}	$Q_7 = 2.5 \times 4,950 = 12,375$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_7) = \mathbf{66,453}$
RDC	$Q_8 = 3.5 \times 4,950 = 17,325$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.69 (Q_1 + \dots + Q_8) = \mathbf{76,675}$
S.s	$Q_9 = 3.5 \times 4,950 = 17.325$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.67 (Q_1 + \dots + Q_9) = \mathbf{86.204}$

Tableau. II. 16. Descente de charge du poteau d'angle

<i>Sous plancher</i>	<i>niveau</i>	<i>Eléments</i>	<i>G (kN)</i>	<i>Q (kN)</i>
<i>7^{ème}</i>	<i>N₁</i>	<i>Plancher terrasse inaccessible</i>	28.908	4,950
		<i>Poutres</i>	8.099	
		<i>Acrotère</i>	11.481	
		<i>Total</i>	48.488	
<i>6^{ème}</i>	<i>N₂</i>	<i>Venant de N1</i>	48.488	17,325
		<i>Poteau</i>	8.055	
		<i>Plancher étage courant</i>	27.967	
		<i>Poutres</i>	8.099	
		<i>Murs extérieurs</i>	44.481	
		<i>Total</i>	137.09	
<i>5^{ème}</i>	<i>N₃</i>	<i>Venant de N2</i>	137.09	28,462
		<i>Poteau</i>	8.055	
		<i>Plancher étage courant</i>	27.967	
		<i>Poutres</i>	8.099	
		<i>Murs extérieurs</i>	44.481	
		<i>Total</i>	225.692	
<i>4^{ème}</i>	<i>N₄</i>	<i>Venant de N3</i>	225.692	38,362
		<i>Poteau</i>	8.055	
		<i>Plancher étage courant</i>	27.967	
		<i>Poutres</i>	8.099	
		<i>Murs extérieurs</i>	44.481	
		<i>Total</i>	314.294	

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

3^{ème}	N₅	<i>Venant de N4</i>	316.294	47,025
		<i>Poteau</i>	8.055	
		<i>Plancher étage courant</i>	27.967	
		<i>Poutres</i>	8.099	
		<i>Murs extérieurs</i>	44.481	
		Total	402.896	
2^{ème}	N₆	<i>Venant de N5</i>	402.896	54,45
		<i>Poteau</i>	8.055	
		<i>Plancher étage courant</i>	27.967	
		<i>Poutres</i>	8.099	
		<i>Murs extérieurs</i>	44.481	
		Total	491.498	
1^{ème}	N₇	<i>Venant de N6</i>	491.198	60,637
		<i>Poteau</i>	8.055	
		<i>Plancher étage courant</i>	27.967	
		<i>Poutres</i>	8.099	
		<i>Murs extérieurs</i>	44.481	
		Total	580.1	
RDC	N₈	<i>Venant de N7</i>	580.1	66,453
		<i>Poteau</i>	8.055	
		<i>Plancher étage courant</i>	27.967	
		<i>Poutres</i>	8.099	
		<i>Murs extérieurs</i>	44.481	
		Total	668.221	

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

<i>S.S</i>	<i>N₉</i>	<i>Venant de N8</i>	<i>668.221</i>	<i>86.204</i>
		<i>Poteau</i>	<i>7.29</i>	
		<i>Plancher dalle pleine</i>	<i>30.937</i>	
		<i>Poutres</i>	<i>8.099</i>	
		<i>Total</i>	<i>734.547</i>	

Tableau. II. 17. Choix de la section des poteaux d'angle

<i>Calculé avec section poteau (30x30) cm²</i>							
POTEAU	G (kN)	Q (kN)	N_u (kN)	B_r (cm²)	a (cm)	Min RPA (cm²)	Choix (cm²)
7^{ème}	48.488	4,950	72.883	38.628	8.348	30x30	30x30
6^{ème}	137.09	17,325	211.059	11.186	12.661	30x30	30x30
5^{ème}	225.692	28,462	347.377	184.11	15.640	30x30	30x30
4^{ème}	314.294	38,362	481.84	255.37	18.045	30x30	30x30
3^{ème}	402.896	47,025	614.447	325.65	20.107	30x30	30x30
2^{ème}	491.498	54,45	745.197	394.951	21.932	30x30	30x30
1^{ère}	580.1	60,637	874.0905	463.267	23.580	30x30	30x30
RDC	668.221	66,453	1001.77	530.938	25.105	30x30	30x30
S.s	734.547	86.204	1120.94	594.1	26.8	30x30	30x30

Tableau. II. 18.Vérification de la résistance et de L'ELS des poteaux d'angle

Calculés avec les sections choisies											
<i>Poteau</i>	<i>G</i> (KN)	<i>N_{ser}</i> (KN)	<i>N_u</i> (KN)	<i>σ_{ser}</i> (MPA)	<i>σ_{bc}</i> (MPA)	<i>O_{bc}</i>	<i>B</i> (cm ²)	$\frac{Nu}{B}$ (MPA)	<i>f_{bu}</i>	<i>O_{bc}</i>	<i>Choix</i> (cm ²)
<i>7^{ème}</i>	48.488	53.438	72.883	0.51	18	<i>ok</i>	900	0.809	17	<i>Ok</i>	30*30
<i>6^{ème}</i>	137.09	154.41	211.059	1.5	18	<i>ok</i>	900	2.345	17	<i>Ok</i>	30*30
<i>5^{ème}</i>	225.692	254.15	347.377	2.45	18	<i>ok</i>	900	3.86	17	<i>Ok</i>	30*30
<i>4^{ème}</i>	314.294	352.65	481.84	3.40	18	<i>ok</i>	900	5.357	17	<i>Ok</i>	30*30
<i>3^{ème}</i>	402.896	449.92	614.447	4.34	18	<i>ok</i>	900	6.827	17	<i>Ok</i>	30*30
<i>2^{ème}</i>	491.498	545.94	745.197	5.27	18	<i>ok</i>	900	8.28	17	<i>Ok</i>	30*30
<i>1^{ère}</i>	580.1	640.73	874.0905	6.19	18	<i>ok</i>	900	9.712	17	<i>Ok</i>	30*30
<i>RDC</i>	668.221	734.67	1001.77	7.09	18	<i>ok</i>	900	11.13	17	<i>Ok</i>	30*30
<i>S.s</i>	734.547	820.75	1120.94	7.93	18	<i>ok</i>	900	12.454	17	<i>Ok</i>	30*30

- **Choix finals des sections des poteaux :**

D'après l'article 7.4.1 de l'RPA 99 / modifié 2003, il est dit que : " Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des **sections comparables** à celles des poteaux centraux ".

Remarquons que dans notre cas les sections de béton calculées pour les poteaux de rive et d'angle sont comparables à celles calculées pour les poteaux centraux (voir tableau suivant).

A partir de ce qui précède et aussi dans le but de minimiser les données à introduire dans le modèle numérique, nous avons décidé d'adopter pour les poteaux d'angle et de rive des sections identiques à celles du poteau central.

Tableau. II. 19.Choix des sections des poteaux

<i>Poteau</i>	<i>Poteau central</i>	<i>Poteau de rive</i>	<i>Poteau d'angle</i>	<i>Choix final</i>
<i>Etage Technique</i>	<i>30×30</i>	<i>30×30</i>	<i>30×30</i>	<i>30×30</i>
<i>7^{ème}</i>	<i>30×30</i>	<i>30×30</i>	<i>30×30</i>	<i>30×30</i>
<i>6^{ème}</i>	<i>30×30</i>	<i>30×30</i>	<i>30×30</i>	<i>30×30</i>
<i>5^{ème}</i>	<i>30×30</i>	<i>30×30</i>	<i>30×30</i>	<i>30×30</i>
<i>4^{ème}</i>	<i>30×30</i>	<i>30×30</i>	<i>30×30</i>	<i>30×30</i>
<i>3^{ème}</i>	<i>30×30</i>	<i>30×30</i>	<i>30×30</i>	<i>30×30</i>
<i>2^{ème}</i>	<i>35×35</i>	<i>35×35</i>	<i>30×30</i>	<i>35×35</i>
<i>1^{ère}</i>	<i>35×35</i>	<i>35×35</i>	<i>30×30</i>	<i>35×35</i>
<i>RDC</i>	<i>40×40</i>	<i>35×35</i>	<i>30×30</i>	<i>40×40</i>
<i>S.S</i>	<i>40×40</i>	<i>40×40</i>	<i>30×30</i>	<i>40×40</i>

II.5 . Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé qui servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent) et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le **RPA 99 article (7.7.1)** sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$).

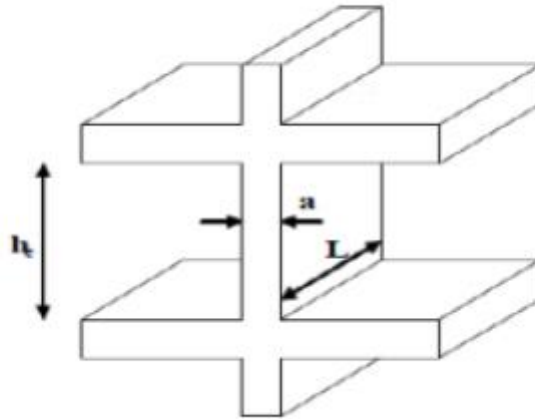


Figure II.7. Coupe de voile en élévation.

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de **15 cm**.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **h_e**

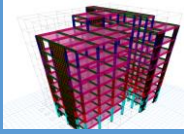
a- Sous -sol :

$$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq \frac{374-40}{25} \Rightarrow e \geq 13.36 \text{ cm on prend : } e = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

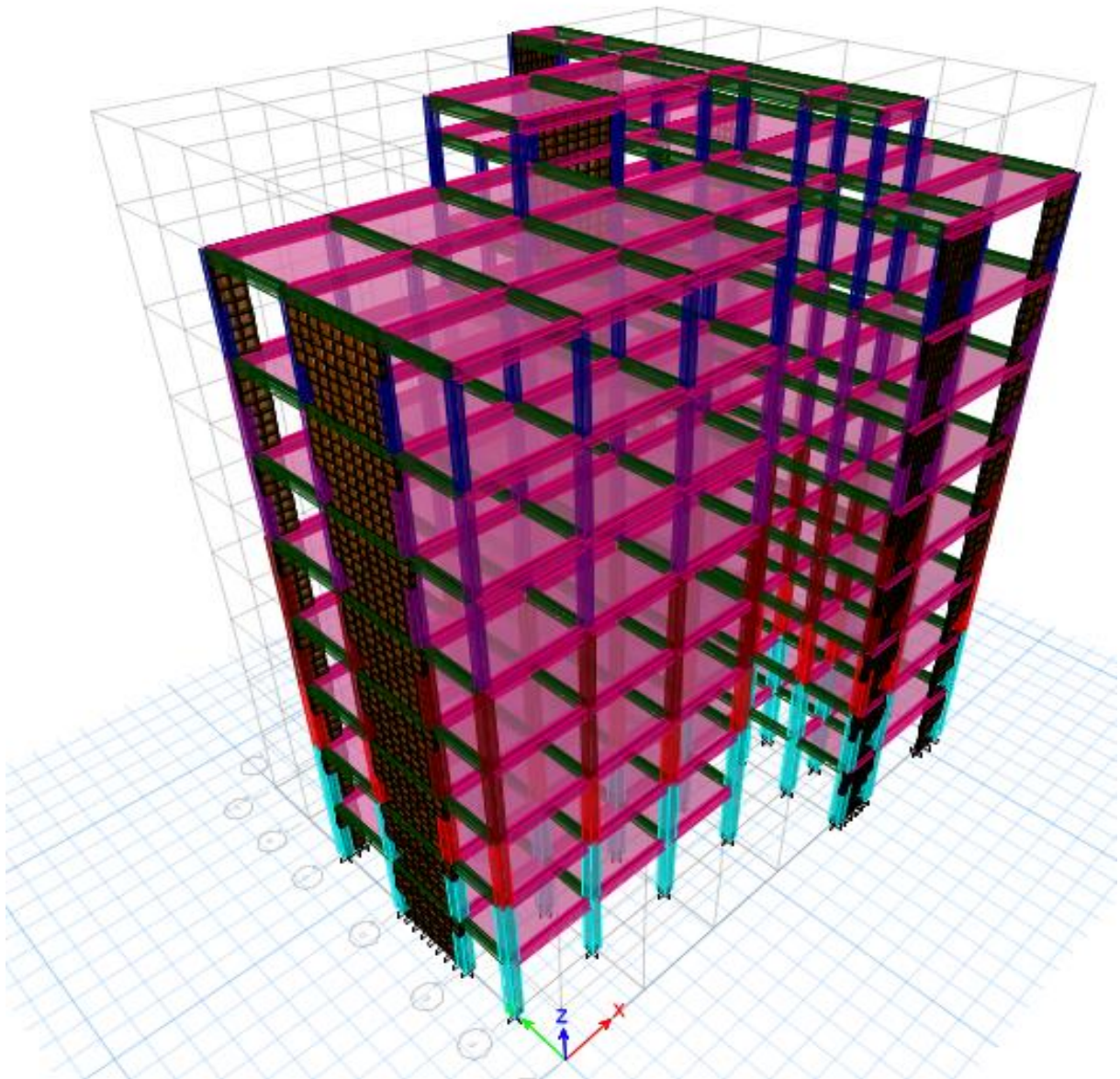
b- RDC et les étages courants :

$$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq \frac{408-40}{25} \Rightarrow e \geq 14.72 \text{ cm on prend : } e = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

Chapitre III



Etude dynamique en zone sismique



III.1 Introduction :

Le séisme est l'un des risques naturels majeurs les plus dangereux et qui causent le plus de dégâts, ce phénomène se produit à cause du mouvement des plaques tectoniques.

Du moment que ce phénomène est imprévisible, la rigueur lors des analyses sismiques est cruciale pour assurer la sécurité et la longévité des structures.

III.2. Modélisation de la structure

III.2.1 Introduction

Vu la complexité du problème à analyser, il est nécessaire d'établir un modèle numérique représentant la structure, Ce dernier est introduit dans un logiciel de calcul dynamique afin de déterminer les modes propres de vibration ainsi que les efforts provoqués par le séisme.

Parmi les méthodes de modélisation existantes il y a la méthode des éléments finis qui est utilisée par la majorité des logiciels de calcul. Pour cette étude, on utilisera le logiciel **ETABS Vers 18.1.1**. La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, Ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

III.2.2 Modélisation de la rigidité

On suppose que la structure a « p » nœuds et au total (n) DDL numérotés de 1 à n , on considère six DDL par nœud, on aura donc : $n = 6 \times p$.

- **Les éléments de portique**

Les poteaux et poutres de la structure ont été modélisés par des éléments barre (Frame Éléments) à deux nœuds possédants chacun 6 degrés de liberté (trois translations, trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).

- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau $i+1$).

- **Les voiles**

Les voiles ont été modélisés par des éléments surfaciques (Shell Éléments) à 4 nœuds.

- **Le Diaphragme**

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans (et ne peuvent se déformer qu'hors plan) ce qui correspond à des diaphragmes.

- **Condition d'appuis**

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6 DDL bloqués).

III.2.3. Modélisation de la masse

- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta\times Q)$ avec $\beta=0.2$ [1].
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, les poutres et les voiles est prise égale à celle du béton armé.
- La masse de l'acrotère, balcons et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie sur les poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers (a été convertis en charge) a été répartie le long des poutres qui délimitent la cage d'escalier. En ce que concernent les planchers, le poids surfacique des plancher a été attribué.
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), l'**ETABS** calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et des charges d'exploitation sollicitant la structure.

III.3. Conception du contreventement vertical

Pour une conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction de calcul.
- Éloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.

III.4. Étude sismique

III.4.1. Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière.

Ainsi le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors d'un séisme.

III.4.2 Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique est régularisée par les « **RPA 99 modifié 2003** ».

Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

- 1. La méthode statique équivalente.**
- 2. La méthode d'analyse modale spectrale.**
- 3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.**

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

III.4.2.1 La méthode statique équivalente

a- Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure [1].

b- Condition d'application

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié car la structure est irrégulière en plan. Nous utiliserons donc **la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.**

III.4.2.2 La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable (Tel que le nôtre).

a- Principe

Les maximums des efforts engendrés par les forces sismiques dans chaque mode sont représentés par un spectre de calcul, puis sont combinés afin d'obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes de vibration à prendre en compte est tel que la somme des masses modales effectives de ces modes soit aux moins égales à **90%** de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**3**) dans chaque direction considérée.

Dans le cas de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K > 3 \times \sqrt{N} \text{ et } T_k < 0.20 \text{ sec ... [1]}$$

Où : *N* est le nombre de niveaux au-dessus du sol et *T_k* la période du mode **K**.

b- Spectre de calcul

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant [1]

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

Les autres paramètres sont donnés dans les paragraphes subséquents.

III.4.3. Effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques (dynamique) à la base (l'effort tranchant à la base)

« $V_{tx}; V_{ty}$ » ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « $V_x; V_y$ ».

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) en les multipliant par le rapport : $\frac{0,8 v}{v_T}$

III.4.4. Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Tableau 4.1) : **A = 0.25** (Zone III et groupe 2).

R : Coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3).

Pour notre structure nous avons choisi un système de contreventement mixte assurés par des voiles et des portiques avec justification d'interaction (portiques - voiles) : C'est-à-dire

R = 5 (Cette valeur sera justifiée à la fin de ce chapitre).

W : poids total de la structure, donné par le logiciel ETABS en utilisant la combinaison

« G + βQ » Avec $\beta = 0,2$ (Bâtiment de bureau)

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données dans le tableau **4.7 du RPA99/version 2003**.

Tableau .III.1. Valeurs de la période caractéristiques

Site	S ₂
T1	0,15
T2	0,40

- Le facteur de correction de l'amortissement est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

Pour notre cas on a pris $\xi = 8.5\% \rightarrow \eta = 0,8164$

(ξ : pourcentage d'amortissement critique, on a pris : $\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$).

III.4.5 Estimation de la période fondamentale de la structure « T » :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right)$$

Avec :

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage, $C_T = 0.05$.

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 36,04 \text{ m}$

L : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

- **$L_x = 26,35 \text{ m}$** . (selon x -x)

- **$L_y = 20,95 \text{ m}$** . (selon y- y)

A.N :

- $T = C_T \times h_N^{3/4} = T = 0.05 \times (36,04)^{3/4} = 0,735 \text{ s}$.
- $T = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}}$
- $T_x = 0,09 \times \frac{36,04}{\sqrt{26,35}} = 0.631 \text{ s}$
- $T_y = 0,09 \times \frac{36,04}{\sqrt{20,95}} = 0.708 \text{ s}$
- sens (x-x) :** $T_x = \min (0.735 ; 0.631) = 0.631 \text{ s} > T_2 = 0,4 \text{ s}$.
- sens (y-y) :** $T_y = \min (0.735 ; 0.708) = 0.708 \text{ s} > T_2 = 0,4 \text{ s}$.

Chapitre III : Etude Dynamique en zone sismique

Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

$$D_x = 2.5\eta (T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 * 0.8164 (0,4 / 0.631)^{2/3} = 1,506$$

$$D_y = 2.5\eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 * 0.8164 (0,4 / 0.708)^{2/3} = 1,3948.$$

Q : Facteur de qualité de la structure.

-La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma Pq$

Pq : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 [1]

Tableau. III. 2. Valeur des pénalités

Critère « q »	Pq	
	X	Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
TOTAL	0.25	0.25

- $Q_{xx} = 1 + (0.05+0.05+0.05+0+0.05+0.05+0) = 1.25.$
- $Q_{yy} = 1 + (0.05+0.05 +0.05+0+0.05+0.05+0) = 1.25.$

Remarque :

Dans la suite des calculs la valeur du facteur de qualité suivant (x-x) et (y-y) utilisé est : **Q=1.25.**

III.4.6 Vérification des déplacements inter étage

L'une des principales vérifications concerne les déplacements latéraux entre étages, Par conséquent, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée (**l'article 5.10 [1]**)

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_k^y \leq \bar{\Delta} \quad \text{Avec : } \bar{\Delta} = 0.01h_e$$

Où : h_e la hauteur d'étage

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_k^x &= \delta_{ek}^x * R * r_x & \text{et} & & \delta_k^y &= \delta_{ek}^y * R * r_y \\ \Delta_k^x &= \delta_k^x - \delta_{k-1}^x & \text{et} & & \Delta_k^y &= \delta_k^y - \delta_{k-1}^y \end{aligned}$$

Δ_k^x : Correspond au déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens x-x.

Δ_k^y : Correspond au déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens y-y.

δ_{ek}^x : Correspond au déplacement horizontal (donné par **ETABS**) dû aux forces sismiques au niveau « k » dans le sens x-x.

δ_{ek}^y : Correspond au déplacement horizontal (donné par **ETABS**) dû aux forces sismiques au niveau « k » dans le sens y-y

III.5. Résultats de l'analyse dynamique

L'un des défis auxquels est confronté le concepteur civil dans la conception des bâtiments est de combiner sécurité et économie.

Dans l'étude dynamique de ce projet nous avons étudié plusieurs modèles afin d'arriver à un modèle de structure correspondant à une disposition des voiles et a des dimensions (longueurs et épaisseur) ainsi qu'à des sections des poteaux assurant à la fois la sécurité et l'économie.

Chapitre III : Etude Dynamique en zone sismique

Les résultats de l'analyse seront présentés selon les 4 étapes suivantes :

1. Dans le **Modèle 1** les déplacements inter étage sont vérifiés ainsi que l'effort normal réduit mais le coefficient de comportement ($R=5$) n'est pas justifié.
2. La Justification du coefficient de comportement ($R=5$) du **Modèle 1**, donnera **le Modèle 2**.
3. Présentation des résultats du **Modèle 2** correspondant à la disposition finale des voiles de contreventements (avec $e_{\text{voile}} = 18 \text{ cm}$), mais l'effort normal réduit n'est pas vérifié donc augmentation des sections des poteaux
4. L'augmentation des sections des poteaux du **Modèle 2** donnera **le Modèle 3** qui est le **Modèle final**

1. Etape 1 Modèle 1 :

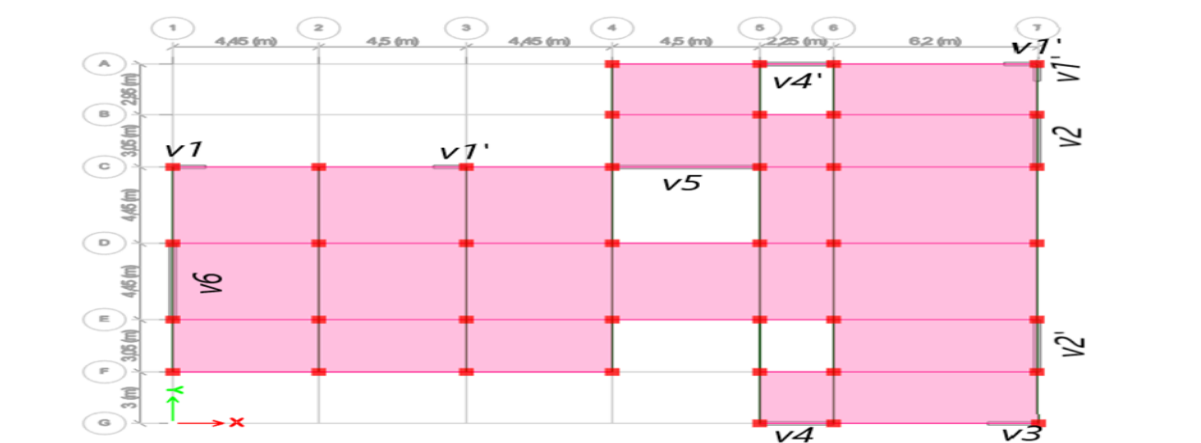


Figure. III.1. Disposition des voiles du **Modèle 1**.

Tableau. III.3. Longueur, épaisseurs des voiles et section des poteaux du **Modèle 1**

Nom du voile	Epaisseur (cm)	Longueur (m)
V ₁ , V ₁ ' et V ₁ ''	20	1
V ₂ et V ₂ '	20	3.05
V ₃	20	1.5
V ₄ et V ₄ '	20	2.25
V ₅	20	4.5
V ₆	20	4.45

Etage	Poteaux (cm ²)
Etage Technique	30×30
7 ^{ème}	30×30
6 ^{ème}	30×30
5 ^{ème}	30×30
4 ^{ème}	35×35
3 ^{ème}	35×35
2 ^{ème}	40×40
1 ^{ère}	45×45
RDC	50×50

Chapitre III : Etude Dynamique en zone sismique

a) Caractéristiques dynamique propres du Modèle 1

Tableau III.4. Périodes et participation massique du Modèle1

<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>
1	1,031	0,0045	<u>0,6624</u>	0,0045	0,6624
2	1,004	<u>0,6407</u>	0,0054	0,6453	0,6678
3	0,745	0,0354	0,0002	0,6807	0,668
4	0,281	0,136	0,0223	0,8167	0,6903
5	0,274	0,0253	0,1388	0,842	0,8291
6	0,189	0,0043	0,0101	0,8463	0,8392
7	0,188	0,0009	0,0199	0,8472	0,859
8	0,131	0,0597	0,0007	0,9069	0,8597
9	0,111	0,0018	0,0655	0,9087	0,9252

b) Constatations

L'analyse dynamique de la structure a donné les résultats suivants :

- Le 1er mode est un mode de translation parallèle à y-y (de l'ordre de 66.24 %).
- Le 2ème mode est un mode de translation parallèle à x-x (de l'ordre de 64.07%).
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- 9 modes utiles.

c) Résultantes des forces sismiques

On a : $W = 45494,8673 \text{ KN}$

On aura donc

$$\bullet \quad V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,25 \times 1,5061 \times 1,25}{5} \times 45494,8673 = 4282,4887 \text{ KN}$$

$$V_x = 4282,4887 \text{ KN} \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times 4282,4887 = 3425,991 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,25 \times 1,394 \times 1,25}{5} \times 45494,8673 = 3963,7403 \text{ KN}$$

$$V_y = 3963,7403 \text{ KN} \rightarrow 0,8 \times V_y = 0,8 \times 3963,7403 = 3170,9923 \text{ KN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure (donnée par l'ETABS) sous sollicitations sismiques sont :

$$F_1 = V_t^x = 2477,0665 \text{ KN} < 0,8 \times V_x = 3425,991 \text{ KN} \rightarrow r_x = \frac{0,8 V_x}{V_t^x} = 1,38.$$

$$F_2 = V_t^y = 2502,73031 \text{ KN} < 0,8 \times V_y = 3170,9923 \text{ KN} \rightarrow r_y = \frac{0,8 V_y}{V_t^y} = 1,26.$$

Chapitre III : Etude Dynamique en zone sismique

Tableau .III.5. Vérification des déplacements inter- étages du modèle 1

Etage	δ_{eK}^X (cm)	δ_{eK}^Y (cm)	δ_K^X (cm)	δ_K^Y (cm)	Δ_K^X (cm)	Δ_K^Y (cm)	Δ (cm)	OBS	
								X-X	Y-Y
Etage Technique	4,6923	4,0583	23,461	20,291	0,7375	-0,9175	3,4	vérifier	vérifier
7 ^{ème}	4,5448	4,2418	22,72	21,209	3,123	3,352	4,08	vérifier	vérifier
6 ^{ème}	3,9202	3,5714	19,601	17,857	3,385	3,438	4,08	vérifier	vérifier
5 ^{ème}	3,2432	2,8838	16,216	14,419	3,5695	3,4385	4,08	vérifier	vérifier
4 ^{ème}	2,5293	2,1961	12,646	10,980	3,5635	3,276	4,08	vérifier	vérifier
3 ^{ème}	1,8166	1,5409	9,083	7,7045	3,347	2,9475	4,08	vérifier	vérifier
2 ^{ème}	1,1472	0,9514	5,736	4,757	2,827	2,369	4,08	vérifier	vérifier
1 ^{ère}	0,5818	0,4776	2,909	2,388	2,0325	1,6715	4,08	vérifier	vérifier
RDC	0,1753	0,1433	0,8765	0,7165	0,8765	0,7165	4,08	vérifier	vérifier

• **Vérification spécifique aux sollicitations normales du modèle 1**

D'après l'article [7.4.3.1], Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous combinaison Sismique (G+Q±E).
- B_c : L'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPA).

Chapitre III : Etude Dynamique en zone sismique

Tableau .III.6. Vérification de l'effort normal réduit Modèle 1

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N _a (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	B _C (cm ²)			
RDC	50	50	2500	1995,5361	0,266	Vérifiée
Etage1	45	45	2025	1706,288	0,281	Vérifiée
Etage2	40	40	1600	1392,4372	0,290	vérifiée
Etage3	35	35	1225	1108,1842	0,271	Vérifiée
Etage4	35	35	1225	900,6741	0,221	Vérifiée
Etage5	30	30	900	695,5029	0,232	Vérifiée
Etage6	30	30	900	494,3969	0,165	Vérifiée
Etage7	30	30	900	308,7093	0,103	Vérifiée
Etage technique	30	30	900	145,9482	0,049	Vérifiée

- **Justification du choix du coefficient de comportement du Modèle 1**

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (**système 4.a**) ainsi définie par l'**RP A99 v2003**,

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions a tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

a- Justification des voiles sous charge verticale

On a considéré les efforts sous la combinaison ELS

Tableau .III.7. Justification des voiles sous charges verticales (Modèle1)

	P _{tot} (KN)	P _{voile} (KN)	Pourcentage	Justification
Effort	49683,3353	13617,2107	0.27	NON

Chapitre III : Etude Dynamique en zone sismique

Afin de diminuer la portance des voiles nous avons :

1-diminue l'épaisseur des voiles ($e=18\text{cm}$ au lieu de 20 cm)

2-supprime 3 voiles, à savoir V_2 (3.05m) et 2 bouts de voiles V_1'' (1m de longueur chacun)

Ces dernières modifications donneront le modèle 2 avec une disposition des contreventements final

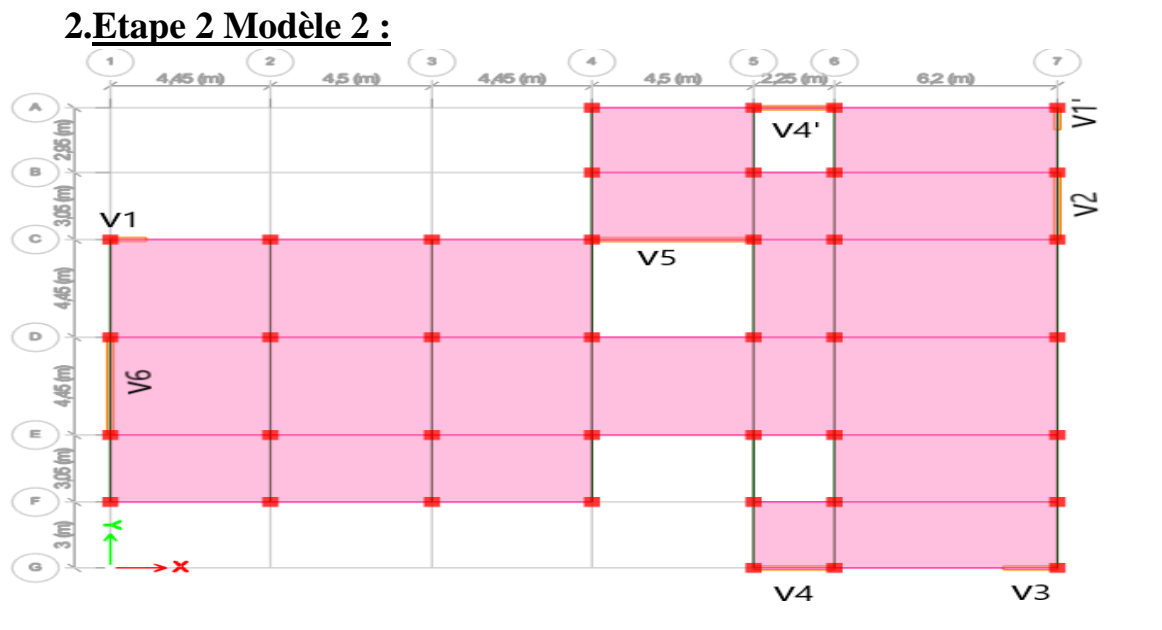


Figure. III.2. Disposition des voiles du **Modèle 2**

Tableau. III.8. Longueur, épaisseurs des voiles et section des poteaux du Modèle 2

Nom du voile	Epaisseur (cm)	Longueur (m)
V_1 et V_1'	18	1
V_2 et V_2'	18	3.05
V_3	18	1.5
V_4 et V_4'	18	2.25
V_5	18	4.5
V_6	18	4.45

Etage	Poteaux (cm^2)
Etage Technique	30×30
7 ^{ème}	30×30
6 ^{ème}	30×30
5 ^{ème}	30×30
4 ^{ème}	35×35
3 ^{ème}	35×35
2 ^{ème}	40×40
1 ^{ère}	45×45
RDC	50×50

Chapitre III : Etude Dynamique en zone sismique

a) Caractéristiques dynamique propres du Modèle2

Tableau .III.9. Période et participation du modèle2

<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
1	1,146	0,0132	<u>0,6309</u>	0,0132	0,6309
2	1,05	<u>0,6414</u>	0,0189	0,6545	0,6498
3	0,804	0,0181	0,0234	0,6726	0,6732
4	0,324	0,0091	0,1419	0,6817	0,8151
5	0,29	0,1602	0,0124	0,8419	0,8275
6	0,204	0,0038	0,0022	0,8457	0,8297
7	0,194	0,0005	0,0362	0,8462	0,8659
8	0,142	0,0266	0,0253	0,8728	0,8911
9	0,13	0,0374	0,0275	0,9102	0,9186

b) Constatations

L'analyse dynamique de la structure a donné les résultats suivants :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèle à y-y (de l'ordre de 63.09 %).
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèle à x-x (de l'ordre de 64.14 %).
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- 9 modes utiles.

c) Résultantes des forces sismiques

On a : $W = 44100,4254$ KN.

On aura donc :

$$a) \mathbf{V}_X = \frac{A \times D_X \times Q_X}{R} \times W = \frac{0.25 \times 1.5061 \times 1.25}{5} \times 44100,4254 = 4151.2282 \text{ KN}$$

$$V_x = 4151,2282 \text{ KN} \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times 4151,2282 = 3320,9825 \text{ KN}$$

$$b) \mathbf{V}_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} \times W = \frac{0.25 \times 1,394 \times 1,25}{5} \times 44100,4254 = 3842.2496 \text{ KN}$$

$$V_y = 3842,2496 \text{ KN} \rightarrow 0,8 \times V_y = 0,8 \times 3842,2496 = 3073,7997 \text{ KN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure (donnée par l'ETABS) sous sollicitations sismiques sont :

$$F_1 = V_t^x = 2380,6323 \text{ KN} < 0,8 \times V_x = 3320,9825 \text{ KN} \rightarrow r_x = \frac{0,8 V_x}{V_t^x} = 1.4$$

$$F_2 = V_t^y = 2231,1281 \text{ kN} < 0,8 \times V_y = 3320,9825 \text{ kN} \rightarrow r_y = \frac{0,8 v_y}{V_t^y} = 1.38$$

Chapitre III : Etude Dynamique en zone sismique

Tableau. III.10. Vérifications des déplacements inter-étages du **Modèle 2.**

ETAGES	δ_{eK}^X (cm)	δ_{eK}^Y (cm)	δ_K^X (cm)	δ_K^Y (cm)	Δ_K^X (cm)	Δ_K^Y (cm)	Δ (cm)	OBS	
								X-X	Y-Y
<i>Etage Technique</i>	5,0418	5,0344	25,209	25,172	0,885	-1,9575	3,4	<i>vérifier</i>	<i>vérifier</i>
<i>7^{ème}</i>	4,8648	5,4259	24,324	27,1295	3,381	3,6925	4,08	<i>vérifier</i>	<i>vérifier</i>
<i>6^{ème}</i>	4,1886	4,6874	20,943	23,437	3,651	3,996	4,08	<i>vérifier</i>	<i>vérifier</i>
<i>5^{ème}</i>	3,4584	3,8882	17,292	19,441	3,833	4,217	4,08	<i>vérifier</i>	<i>Non vérifier</i>
<i>4^{ème}</i>	2,6918	3,0448	13,459	15,224	3,8005	4,214	4,08	<i>vérifier</i>	<i>Non vérifier</i>
<i>3^{ème}</i>	1,9317	2,202	9,6585	11,01	3,5595	3,997	4,08	<i>vérifier</i>	<i>vérifier</i>
<i>2^{ème}</i>	1,2198	1,4026	6,099	7,013	3	3,412	4,08	<i>vérifier</i>	<i>vérifier</i>
<i>1^{ère}</i>	0,6198	0,7202	3,099	3,601	2,159	2,493	4,08	<i>vérifier</i>	<i>vérifier</i>
<i>RDC</i>	0,188	0,2216	0,94	1,108	0,94	1,108	4,08	<i>vérifier</i>	<i>vérifier</i>
<i>BASE</i>	0	0	0	0	0	0		<i>vérifier</i>	<i>vérifier</i>

Tableau. III. 11. Vérification de l'effort normal réduit modèle 2

Niveaux	La Section adoptée (cm ²)			N_d (KN)	ν	Observation
	b (cm)	h (cm)	B_c (cm ²)			
<i>RDC</i>	50	50	2500	2165,4031	0,289	<i>vérifiée</i>
<i>Etage1</i>	45	45	2025	1865,3592	0,307	<i>Non vérifiée</i>
<i>Etage2</i>	40	40	1600	1534,7431	0,320	<i>Non vérifiée</i>
<i>Etage3</i>	40	40	1600	1211,7336	0,227	<i>vérifiée</i>
<i>Etage4</i>	35	35	1225	936,1228	0,229	<i>vérifiée</i>
<i>Etage5</i>	30	30	900	725,6284	0,242	<i>vérifiée</i>
<i>Etage6</i>	30	30	900	517,5852	0,173	<i>vérifiée</i>
<i>Etage7</i>	30	30	900	313,2004	0,104	<i>vérifiée</i>
<i>Etage technique</i>	30	30	900	147,9671	0,049	<i>vérifiée</i>

Remarque :

Pour le but de vérifier effort normal réduit avec le déplacement inter étage de ce dernier model on a décidé d'augmenter les sections des poteaux.

Ces dernières modifications dineront le model 3 avec une section des poteaux final.

3. Etape 3 Modèle 3

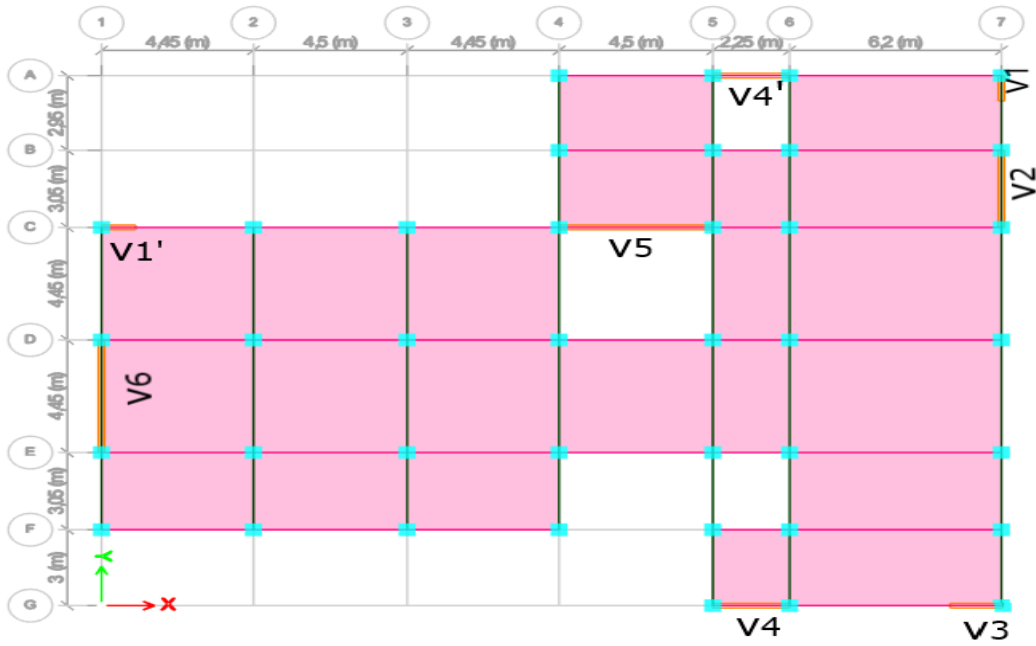


Figure. III. 3 Disposition des voiles du Modèle 3

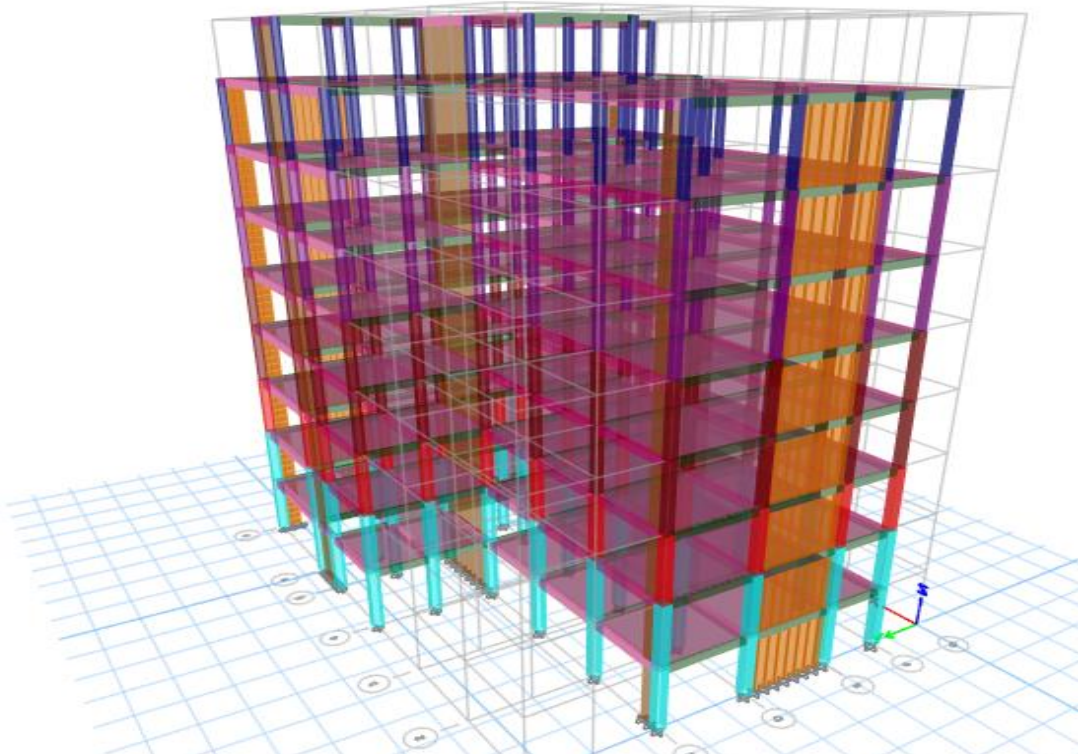


Figure. III. 4 Vue 3d du Modèle 3

Chapitre III : Etude Dynamique en zone sismique

Tableau III.12. Longueur, épaisseurs des voiles et section des poteaux du modèle3

<i>Nom du voile</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Longueur (m)</i>
V ₁ et V ₁ '	18	1
V ₂ et V ₂ '	18	3.05
V ₃	18	1.5
V ₄ et V ₄ '	18	2.25
V ₅	18	4.5
V ₆	18	4.45

Etage	Poteaux (cm ²)
Etage Technique	30×30
7 ^{ème}	30×30
6 ^{ème}	30×30
5 ^{ème}	30×30
4 ^{ème}	35×35
3 ^{ème}	40×40
2 ^{ème}	45×45
1 ^{ère}	50×50
RDC	50×50

a) Caractéristiques dynamique propres du Modèle 3

Tableau. III. 13.Période et participation massique du modèle 3

Case	Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	1,089	0,0102	<u>0,6418</u>	0,0102	0,6418
Modal	2	0,99	<u>0,6515</u>	0,0159	0,6617	0,6577
Modal	3	0,774	0,0202	0,0249	0,6818	0,6826
Modal	4	0,312	0,0073	0,1399	0,6892	0,8225
Modal	5	0,278	0,1592	0,0103	0,8484	0,8328
Modal	6	0,2	0,0031	0,0001	0,8515	0,8328
Modal	7	0,191	0,0013	0,0382	0,8528	0,8711
Modal	8	0,137	0,0254	0,0243	0,8782	0,8953
Modal	9	0,126	0,0343	0,0278	0,9125	0,9231

Chapitre III : Etude Dynamique en zone sismique

a) Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a donné les résultats suivants :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèle à y-y (de l'ordre de 64.18 %).
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèle à x-x (de l'ordre de 65.15 %).
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- 9 modes utiles.

a) Résultantes des forces sismiques

On a : $W = 45121,9434$ KN

On aura donc :

$$\bullet \quad V_x = \frac{A \cdot DX \cdot QX}{R} \cdot W = \frac{0.25 \cdot 1.5061 \cdot 1.25}{5} \cdot 45121,9434$$
$$V_x = 4247,3849 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 0,8 \times V_x = 0,8 \times 4247,3849 = 3397,9079 \text{ kN}$$

$$\bullet \quad V_y = \frac{A \cdot DY \cdot QY}{R} \cdot W = \frac{0.25 \cdot 1,394 \cdot 1,25}{5} \cdot 45121,9434$$
$$V_y = 3931,2493 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 0,8 \times V_y = 0,8 \times 3931,2493 = 3144,9994 \text{ kN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure (donnée par l'ETABS) sous sollicitations sismiques sont :

$$F1 = V_t^x = 2490,978 \text{ kN} < 0,8 \times V_x = 3397,9079 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad r_x = \frac{0,8 V_x}{V_t^x} = 1.36$$

$$F2 = V_t^y = 2305,4531 \text{ kN} < 0,8 \times V_y = 3144,9994 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad r_y = \frac{0,8 V_y}{V_t^y} = 1.36$$

Chapitre III : Etude Dynamique en zone sismique

Tableau .III.14. Vérification des déplacements inter-étages du **modèle 3**

<i>Etages</i>	δ_{eK}^X (cm)	δ_{eK}^Y (cm)	δ_K^X (cm)	δ_K^Y (cm)	Δ_K^X (cm)	Δ_K^Y (cm)	Δ admissible
<i>Etage Technique</i>	4,7386	4,8618	23,693	24,309	0,7115	-2,186	3,04
<i>7^{ème}</i>	4,5963	5,299	22,9815	26,495	3,2245	3,6245	4,08
<i>6^{ème}</i>	3,9514	4,5741	19,757	22,8705	3,395	3,823	4,08
<i>5^{ème}</i>	3,2724	3,8095	16,362	19,0475	3,5455	4,0315	4,08
<i>4^{ème}</i>	2,5633	3,0032	12,8165	15,016	3,4985	4,018	4,08
<i>3^{ème}</i>	1,8636	2,1996	9,318	10,998	3,3225	3,869	4,08
<i>2^{ème}</i>	1,1991	1,4258	5,9955	7,129	2,8475	3,356	4,08
<i>1^{ère}</i>	0,6296	0,7546	3,148	3,773	2,129	2,54	4,08
<i>RDC</i>	0,2038	0,2466	1,019	1,233	1,019	1,233	4,08
<i>BASE</i>	0	0	0	0	0	0	0

Chapitre III : Etude Dynamique en zone sismique

b) Vérification de l'effort normale réduit du Modèle 3

Tableau .III.15. Vérification de l'effort normal réduit **Modèle3**

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			Nd (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	B _c (cm ²)			
RDC	50	50	2500	2234,0196	0,298	<i>vérifiée</i>
Etage1	50	50	2500	1938,1819	0,258	<i>vérifiée</i>
Etage2	45	45	2025	1611,5239	0,265	<i>vérifiée</i>
Etage3	40	40	1600	1292,0812	0,242	<i>vérifiée</i>
Etage4	40	40	1600	997,2939	0,187	<i>vérifiée</i>
Etage5	35	35	1225	732,7194	0,179	<i>vérifiée</i>
Etage6	35	35	1225	525,0764	0,129	<i>vérifiée</i>
Etage7	30	30	900	316,9593	0,106	<i>vérifiée</i>
Etage technique	30	30	900	151,2548	0,050	<i>vérifiée</i>

- **Justification du choix du coefficient de comportement du Modèle Final**

a-Justification des voiles sous charge verticale

On a considéré les efforts sous la combinaison ELS

Tableau .III.16.Justification des voiles sous charges verticales (Modèle final)

	P _{tot} (kN)	P _{voile} (kN)	Pourcentage %	Justification
Effort	50907.4253	10248.5852	0.20	<i>OK</i>

Les voiles de contreventement reprennent 20% de sollicitation dus aux charges verticales.

Chapitre III : Etude Dynamique en zone sismique

b- Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales E repris par les Portiques

Tableau. III. 17. Pourcentages des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques du modèle final

	<i>SENS X (KN)</i>		<i>SENS X (%)</i>	<i>SENS Y (KN)</i>		<i>SENS Y (%)</i>
	<i>F_{total}</i>	<i>F_{portique}</i>	<i>F_P/F_t</i>	<i>F_{total}</i>	<i>F_{portique}</i>	<i>F_P/F_t</i>
<i>Etage Technique</i>	280.7635	230.1996	81.99	285.0423	241.265	84.64
<i>7^{ème}</i>	1030.0887	795.1687	77.19	946.4776	799.2974	84.45
<i>6^{ème}</i>	1603.7161	795.1687	49.58	1485.8124	799.2974	53.79
<i>5^{ème}</i>	2025.0045	784.8109	38.76	1862.6948	772.3858	41.47
<i>4^{ème}</i>	2380.1464	1152.384	48.42	2193.6599	1109.644	50.58
<i>3^{ème}</i>	3017.677	1202.1586	39.84	2779.06	1124.7129	40.47
<i>2^{ème}</i>	3018.922	1201.7944	39.81	2777.7075	1125.0505	40.50
<i>1^{ère}</i>	3275.4974	1153.9002	35.23	3015.4985	1043.0725	34.59
<i>RDC</i>	3387.7304	804.5694	23.75	3135.4153	788.388	25.14

Chapitre IV



Ferrailage des éléments résistants



Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

IV.1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments principaux sera fait conformément aux « **BAEL 91 modif 99** » et « **RPA 99 modif 2003** ».

Les éléments principaux calculés dans ce chapitre sont : les poteaux, les poutres et les voiles.

IV.2. Ferrailage des poteaux

IV.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant la continuité et la transmission des charges des planchers/poutres jusqu'aux fondations.

Les poteaux sont soumis à une flexion composée due à un effort normal « N » (chargements verticaux), qui génère un moment à cause de son excentricité, ajouté à cela un moment fléchissant « M » dans les deux plans longitudinaux (action due au séisme).

Une section soumise à la flexion composée peut être à la fois soit :

- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).

Les sections d'armatures sont obtenues aux états limites de résistance (E.L.U) sous les sollicitations les plus défavorables selon les situations suivantes :

Tableau .IV.1.Caractéristique du béton et de l'acier

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc}	γ_s	f_e (MPa)	σ_s
Durable	1,5	30	17	1,15	500	435
Accidentelle	1,15		22.17	1		500

IV.2.2. Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes

Situation durable :

- ELU → **1.35G+1.5Q**
- ELS → **G+Q**

Situation accidentelle :

- Combinaison 1 → **G+Q±E**
- Combinaison 2 → **0.8G±E**

Avec : **G** : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N_{max} , M_{corr}).
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N_{min} , M_{corr}).
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant (M_{max} , N_{corr}).

IV.2.3. Recommandations du « BAEL91 modif 99 » :

La section A_s des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s = \min \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de parement.} \\ 0,2\% \leq A_s / B \leq 5\% \text{ B: section de béton comprimé.} \end{cases}$$

IV.2.4. Recommandations des « RPA 99 modif 2003 » :

Pour les poteaux d'une structure en zone sismique III :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (H.A), droites et sans crochet.
- Le pourcentage d'armature dans chaque section :

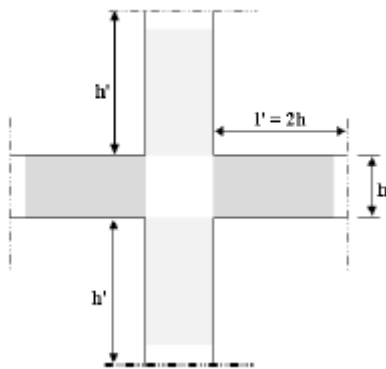
- En zone de recouvrement $\Rightarrow 0,9\% \leq A_s/B \leq 6\%$
- En zone courante $\Rightarrow 0,9\% \leq A_s/B \leq 3\%$

Avec : A_s : La section d'acier.

B : La section du poteau.

Le diamètre minimal est de $\varnothing_1 = 12$ mm.

- Une longueur de recouvrement minimale de $l_R = 50 \times \varnothing_1$.
- l'espacement entre barres longitudinales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs « h' » à prendre en compte pour chaque barre est définie comme suit :



$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

h_e : la hauteur d'étage.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

Figure IV.1. Zone nodale.

IV.2.5. Méthode de calcul :

- On fait le calcul pour le poteau le plus sollicité avec la combinaison la plus défavorable et on généralise le ferrailage pour les sections similaires.
- Le calcul du ferrailage est obtenu par le logiciel **SOCOTEC**.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

<i>Etage</i>	<i>RDC/1er</i>	<i>2^{ème}</i>	<i>3^{ème} /4^{ème}</i>	<i>5^{ème}/6^{ème}</i>	<i>7^{ème}/ET</i>
<i>Section (cm²)</i>	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30
<i>N_{max}</i>	-2453.4215	-1837.8516	-1540.7075	-965.4567	-403.2931
<i>M₂^{corr}</i>	0.189	1.5278	1.7855	2.3247	14.1024
<i>A'_s</i>	0	0	0	0	0
<i>A_s</i>	0	0	0	0	0

Situation durable :

Tableau. IV.2.Ferrailages des poteaux en situation durable (1.35G+1.5Q)

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

N^{max}	-2453.4215	-1837.8516	-1540.7075	-965.4567	-403.2931
M₃^{corr}	0.818	4.1317	4.5308	5.1431	11.5507
A'_s	0	0	0	0	0
A_s	0	0	0	0	0
N^{min}	-804.3232	-602.47	-315.781	-94.2056	22.1569
M₂^{corr}	21.1021	10.585	17.6022	12.722	10.7012
Etage	RDC/1er	2^{ème}	3^{ème}/4^{ème}	5^{ème}/6^{ème}	7^{ème}/ET
Section (cm²)	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30
N^{max}_{Comp}	1779.9473	1288.1886	1027.7887	570.3306	237.0027
M₂^{corr}	80.0632	61.8805	166.5021	63.2598	48.339
A'_s	0	0	0	0	0
A_s	0	0	0	0	0
N^{max}_{Comp}	1779.9473	1288.1886	1027.7887	570.3306	237.0027
M₃^{corr}	1856.3528	1532.3369	997.1939	458.2024	198.8929
A'_s	0	0	0	0	0
A_s	0	0	0	0	0
N^{min}_{Comp}	34.5421	28.0642	-128.1191	32.2332	-32.2548
M₂^{corr}	-144.8005	-122.3279	-625.1656	-451.8057	-942.9582
A'_s	0.12	0.03	2.337	0.15	2.30
A_s	0	0	0	0	0.53

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

N_{Comp}^{min}	-0.0784	-9.2206	-0.8759	-1.5383	-0.2682
M_3^{ci}	Tableau .IV.3.Ferrillages des poteaux en situation accidentelle (0.8G+E)				5569
A_s					0
A_s	0	0	0	0	5.03
N_{Comp}^{max}	190.3138	142.7073	85.6477	42.7327	74.3235
Etage	RDC/1er	2 ^{ème}	3 ^{ème} / 4 ^{ème}	5 ^{ème} / 6 ^{ème}	7 ^{ème} / ET
Section (cm ²)	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30
N_{Comp}^{max}	-2234.0196	-1611.5239	-1292.0812	-732.7194	-307.2933
M_2^{corr}	190.3138	142.7073	85.6477	42.7327	74.3235
A'_s	112.427	123.8612	101.9597	44.8017	2.6408
A_s	6.85	7.55	6.63	0	0.96
N_{Comp}^{max}	-2234.0196	-1611.5239	-1292.0812	-732.7194	-307.2933
M_3^{corr}	86.938	165.4681	144.124	55.372	28.1729
A'_s	7.9563	1.4868	0.8759	2.7079	0.3225
A_s	29.4036	28.5437	44.6795	15.5834	24.6787
$A's$	1.34	1.39	2.46	0.69	1.86
A_s	0	0	0	0	0
N_{trac}^{min}	7.9563	1.4868	0.8759	2.7079	0.3225
M_3^{corr}	26.4036	12.1142	4.4268	2.6315	0.4832
$A's$	1.22	0.59	0.26	0.14	0.04
A_s	0	0	0	0	0
M_2^{max}	-144.5145	-119.2913	123.2279	97.3961	63.0415
N^{corr}	-1065.876	-783.623	-342.253	-150.1234	-58.157
$A's$	0	0	3.86	2.71	5.08
A_s	0	0	0	0	0
M_3^{max}	-152.7659	-150.6429	-150.1432	-103.6066	63.5569
N^{corr}	-1552.6626	-1288.1886	-786.7273	-388.6296	-0.2682
$A's$	0	0	2.1	0	4.48
A_s	0	0	0	0.62	0

Situation accidentelle : 0,8G±E :

Situation accidentelle : G+Q±E

Tableau .IV.4.Ferrillages des poteaux en situation accidentelle (G+Q+E)

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

N_{Comp}^{min}	-69.3285	-56.513	-26.5786	-6.5941	-1.749
M_2^{corr}	46.0104	52.597	60.5124	48.862	32.4321
A'_s	1.25	1.96	0	2.03	2.47
A_s	0	0	3.09	0	0
N_{Comp}^{min}	-69.3285	-56.513	-26.5786	-6.5941	-1.749
M_3^{corr}	39.2483	62.6093	68.4095	53.8564	23.5981
A'_s	0.96	2.45	0	2.25	1.78
A_s	0	0	1.31	0	0
N_{Trac}^{max}	/	/	/	/	80.6194
M_2^{corr}	/	/	/	/	20.6742
A'_s	/	/	/	/	0.12
A_s	/	/	/	/	0
N_{Trac}^{max}	/	/	/	/	80.6194
M_3^{corr}	/	/	/	/	3.0939
A'_s	/	/	/	/	2.44
A_s	/	/	/	/	0
N_{trac}^{min}	/	/	/	/	0.0311
M_2^{corr}	/	/	/	/	1.6055
A'_s	/	/	/	/	0
A_s	/	/	/	/	0.12
N_{trac}^{min}	/	/	/	/	0.0311
M_3^{corr}	/	/	/	/	0.7455
A'_s	/	/	/	/	0
A_s	/	/	/	/	0
M_2^{max}	-122.6603	-122.5806	-126.1191	100.3712	65.3009
N^{corr}	-1241.8862	-1046.5699	-663.2391	-267.0259	-111.448
A'_s	0	0	0	1.67	5.12
A_s	0	0	1.31	0	0
M_3^{max}	-170.6763	-165.4681	-166.5201	-117.5423	-72.9354
N^{corr}	-1938.1819	-1611.5239	-997.2939	-498.805	-85.8343
A'_s	0	0	1.99	0	4.19
A_s	0	0	0	0.21	0

IV.2.6 Choix des armatures

Tableau .IV.5. Des armatures des poteaux

Section (cm^2)	A_s calculé/face (cm^2)	A_s nécessaire/face (cm^2)	A_s Total (cm^2)	$A_{s,min}$ (cm^2)	$A_{s,max}$ (Z.C) (cm^2)	$A_{s,max}$ (Z.R) (cm^2)	A_s Adopté (cm^2)
50*50	6.85	7.1	20.35	22.5	100	150	24.13

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

		2HA16+2HA14	4HA16+8HA14				12HA16
45*45	7.55	8.04	24.13	18.225	81	121.5	24.13
		4HA16	12HA16				12HA16
40*40	6.63	7.1	20.35	14.4	64	96	20.35
		2HA16+2HA14	4HA16+8HA14				4HA16+8HA14
35*35	3.39	4.50	13.57	11.025	49	73.5	13.57
		4HA12	12HA12				12HA12
30*30	5.12	5.34	15.21	8.1	36	54	15.21
		2HA14+2HA12	4HA14+8HA12				4HA14+8HA12

IV.2.6.1. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{MPa.}$$

La fissuration est considérée préjudiciable, donc :

$$\text{- Fissuration préjudiciable : } \sigma_s = \xi = \text{Min} \{2/3 f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A. : $\sigma_s = 250 \text{MPa}$.

- **Remarque**

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**.

Tableau. IV.6. Vérification des contraintes des poteaux

Section (cm ²)	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
	$N_{max} \blacktriangleright M_{2corr}$	-1774.305	0.1241	98	250	6.53	18	Vérifiée

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

50*50 <i>RDC+I^{ERE}</i> <i>Etage</i>	Nmax ► M _{3corr}	-1774.305	0.5687	98.2	250	6.55	18	Vérifiée
	M _{2max} ► N _{corr}	-1056.69	24.8187	71.4	250	4.88	18	Vérifiée
	M _{3max} ► N _{corr}	-1351.87	7.5608	104.9	250	7.27	18	Vérifiée
45*45 <i>2^{ème}</i> <i>Etage</i>	Nmax ► M _{2corr}	-1329.170	1.0357	89.1	250	5.95	18	Vérifiée
	Nmax ► M _{3corr}	-1329.170	2.9019	90.4	250	6.04	18	Vérifiée
	M _{2max} ► N _{corr}	-884.089	20.0965	72.5	250	4.97	18	Vérifiée
	M _{3max} ► N _{corr}	-1135.557	44.4639	105.8	250	7.36	18	Vérifiée
40*40 <i>3+4^{ème}</i> <i>Etage</i>	Nmax ► M _{2corr}	-1114.393	1.2107	93	250	6.21	18	Vérifiée
	Nmax ► M _{3corr}	-1114.399	3.1856	94.8	250	6.36	18	Vérifiée
	M _{2max} ► N _{corr}	-650.0968	24.0623	75.8	250	5.31	18	Vérifiée
	M _{3max} ► N _{corr}	-725.5921	49.9929	105.9	250	7.61	18	Vérifiée
35*35 <i>5+6^{ème}</i> <i>Etage</i>	Nmax ► M _{2corr}	-698.792	1.5831	77.3	250	5.18	18	Vérifiée
	Nmax ► M _{3corr}	-698.792	3.6166	80.1	250	5.4	18	Vérifiée
	M _{2max} ► N _{corr}	-329.3349	23.0857	66.7	250	4.88	18	Vérifiée
	M _{3max} ► N _{corr}	-332.4115	45.4365	105.7	250	8.19	18	Vérifiée
30*30 <i>7^{ème}</i> <i>+étage</i> <i>technique</i>	Nmax ► M _{2corr}	-293.9738	10.1125	61	250	4.4	18	Vérifiée
	Nmax ► M _{3corr}	-293.9738	8.2523	57.4	250	4.1	18	Vérifiée
	M _{2max} ► N _{corr}	-23.2506	69.4246	116.1	250	5.74	18	Vérifiée
	M _{3max} ► N _{corr}	-143.924	34.7296	144.7	250	8.76	18	Vérifiée

IV.2.7. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4\text{MPa}\} = 3\text{MPa}.$$

Avec :

- T_u : L'effort tranchant maximum entre l'ELU et l'ELA.
- b : Largeur de la section du poteau.
- d : Hauteur utile de la section du poteau (h-c).
- τ_u : Contrainte de cisaillement.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

- $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon [2]

$\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon [1]

$\bar{\tau}_u = \rho d \times f_{c28}$

$\rho d = 0,075$ si l'élancement $\lambda_g \geq 5$

$\rho d = 0,040$ si l'élancement $\lambda_g < 5$

Avec :

- λ : L'élancement du poteau $\lambda = \frac{L_f}{a}$

- L_f : Longueur de flambement.

- a : Coté du poteau dans le sens de calcul.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

Tableau .IV.7. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux Section (cm ²)	Tu (kN)	τu (MPa)	λg	ρd	τu ^{RPA} (MPa)	τu ^{CBA} (MPa)	Observation
RDC+1^{ère} (50*50)	83.0674	0.37	5.712	0.075	2.25	3	Vérifiée
2^{ème} (45*45)	84.5497	0.464	6.346	0.075	2.25	3	Vérifiée
3+4^{ème} (40*40)	83.0235	0.577	7.14	0.075	2.25	3	Vérifiée
5+6^{ème} (35*35)	58.246	0.528	8.16	0.075	2.25	3	Vérifiée
7^{ème} (30*30)	41.5095	0.512	9.52	0.075	2.25	3	Vérifiée
Etage technique (30*30)	41.5095	0.512	7.933	0.075	2.25	3	Vérifiée

IV.2.8. Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules suivantes Selon [2]

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min} (0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l \right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4\text{MPa} \right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon [1]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : élancement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10 \text{ cm}$ Zone nodale (zone III)

$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2} ; \frac{h}{2} ; 10\phi_l \right)$ Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b S_t}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots \dots \dots 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau ($\lambda_g = \frac{L_f}{a}$)

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500 \text{ MPa}$ (FeE50).

Le diamètre des armatures transversales ϕ est donné par le tableau suivant à partir de la relation :

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{lmax}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

$\varnothing_{l\max}$: étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales

Tableau. IV.8. Diamètre des armatures transversales.

$\varnothing_{l\max}$	≤ 20	25	32	40
\varnothing_t	6	8	10	14

Tableau. IV.9. Espacement des cadres des poteaux

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Barres</i>	\varnothing_t (mm)	<i>S_t (cm)</i>	
				<i>Zone nodale</i>	<i>Zone courante</i>
RDC/1^{ère}	50×50	12HA16	16	10	12
2^{ème}	45×45	12HA16	16	10	12
3^{ème}+4^{ème}	40×40	4HA16+8HA14	14	10	12
5^{ème}+6^{ème}	35×35	12HA12	12	10	12
7^{ème}+ET	30×30	4HA14+8HA12	12	10	12

Tableau .IV.10. Choix des armatures transversales pour les poteaux

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>L_f (m)</i>	λ_g	ρ_a	<i>T_u^{max}</i>	<i>Zone</i>	<i>S_t (cm)</i>	<i>A_t^{cal} (cm²)</i>	<i>Choix</i>	<i>A_s^{Adopté} (cm²)</i>
RDC/1^{ère}	50×50	2.856	5.712	2.5	83.064	N	10	1.24	6HA8	3.02
						C	12	1.32	6HA8	3.02
2^{ème}	45×45	2.856	6.346	2.5	84.597	N	10	1.41	6HA8	3.02
						C	12	1.16	6HA8	3.02
3^{ème}+4^{ème}	40×40	2.856	7.14	2.5	83.0235	N	10	1.56	6HA8	3.02
						C	12	1.02	6HA8	3.02
5^{ème}+6^{ème}	35×35	2.856	8.16	2.5	58.246	N	10	1.24	6HA8	3.02
						C	12	1.165	6HA8	3.02
7^{ème}	30×30	2.856	9.52	2.5	41.5095	N	10	1.03	6HA8	3.02
						C	12	0.83	6HA8	3.02
ET	30×30	2.38	7.933	2.5	41.5095	N	10	1.03	6HA8	3.02
						C	12	0.83	6HA8	3.02

IV.2.9. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50 \times \varnothing_l$ (zone III) [1]

$\varnothing = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$.

$\varnothing = 14\text{mm}$ $L_r = 70\text{cm}$.

$\varnothing = 12\text{mm}$ $L_r = 60\text{cm}$.

IV.2.10. Ferrailage des poteaux du sous-sol

Le calcul des poteaux du sous-sol se fait en compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_U}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau : $[B_r = (a - 2)(b - 2)] \text{ cm}^2$.

α : Coefficient dépendant de l'élançement.

$$\lambda = L_f/i$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \frac{(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{I/B}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau ($B = a \times b$).

N_U : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f = 0,7 \times l_0$.

a- Calcul de l'effort normal

$$N_{u(RDC)} = 2453,4215 \text{ KN.}$$

$$N_{u(s.sol)} = 329,54 \text{ KN.}$$

$$N_{u \text{ totale}} = 2782,966 \text{ KN.}$$

b- Calcul de ferrailage :

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{50}{\sqrt{12}} = 14,433 \text{ cm}$$

$$\lambda = L_f/i = 374/14,33 = 26,10 \dots \dots \dots \lambda \leq 50$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

$$\alpha = \frac{0,85}{1+2\left(\frac{26,10}{35}\right)^2} = 0.832$$

$$B_r = (50-2) \times (50-2) = 2304 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 2782.966 \text{ KN.}$$

$$A_s \geq \left(\frac{2782.966 \times 10^3}{0.832} - \frac{2304 \times 10^2}{0.9} \times \frac{30}{1.5} \right) \frac{1.15}{500} = -40.64 < 0 \Rightarrow \text{RPA} = 0,9\% B.$$

$$A_s = A_{s \text{ min RPA}} = 22.5 \text{ cm}^2.$$

Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol a donné une section d'armature inférieure à zéro, par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux la même section d'armature que les poteaux du **RDC** : **12HA16** = 24.13 cm².

IV.2.11. Schéma de ferrailage des poteaux

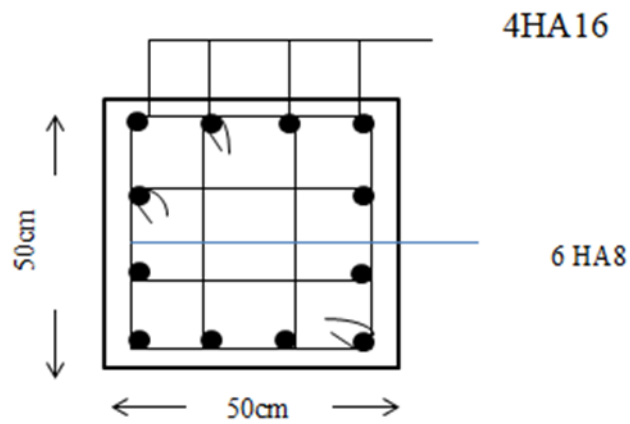


Figure IV.2. Schéma de ferrailage des poteaux du sous-sol, RDC et 1^{er} étage.

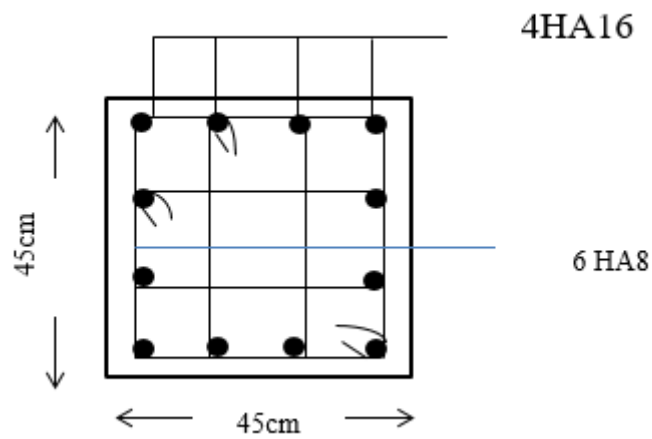


Figure IV.3. Schéma de ferrailage des poteaux du 2^{ème} étage.

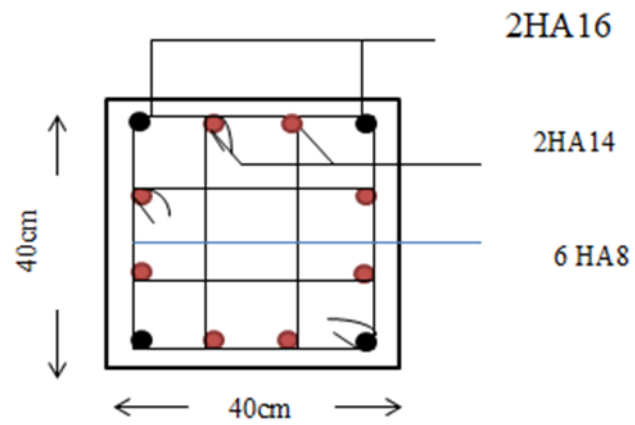


Figure IV.4. Schéma de ferrailage des poteaux du 3^{ème} et 4^{ème} étages.

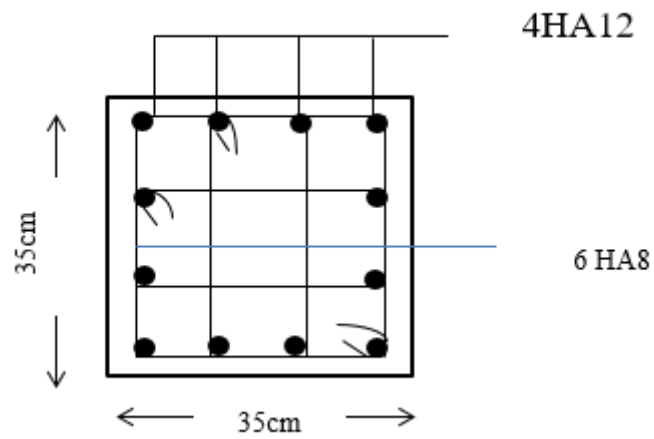


Figure IV.5. Schéma de ferrailage des poteaux du 5^{ème} et 6^{ème} étages.

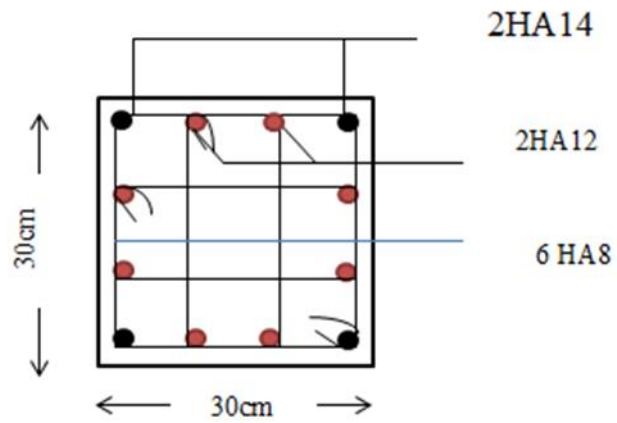


Figure IV.6. Schéma de ferrailage des poteaux du 7^{ème} et étage Technique.

IV.3. Ferrailage des poutres

IV.3.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux, Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'ELU et l'ELA, puis vérifié à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA99/version 2003.

IV.3.2. Les combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :
Combinaisons fondamentales :

- E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S: $G + Q$

-Combinaisons exigées par [1]

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

IV.3.3. Recommandations des règlements BAEL [2] et RPA99 [1]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section [2].

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de [1] :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de $50 \varnothing$ en zone III [1].

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° [1].

La quantité d'armatures transversales " A_t ", est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$ [1].

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\varnothing \right]$ (zone nodale).

$S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

h : Hauteur de la poutre.

\varnothing : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

- Situation durable :
 - ❖ Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 17$ MPa.
 - ❖ Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435$ MPa.

IV.3.4. Calcul du ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS. Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

On dispose de 2 types de poutres :

- Poutre porteuse de : 30×50 cm²
- Poutre non porteuse de : 30×40 cm²

IV.3.4.1 Poutre porteuse 30×50

Tableau. IV. 11. Ferrailage des poutres porteuses situation durable (1.35G+1,5Q)

Plancher	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
Etage Technique	30×50	Appuis	-89.9069	0	4.6
		Travée	35.182	1.75	0
7 ^{ème} (terrasse)	30×50	Appuis	-106.119	0	5.47
		Travée	136.773	7.17	0
RDC au 6 ^{ème}	30×50	Appuis	-122.865	0	6.39
		Travée	116.527	6.04	0

Tableau. IV. 12. Ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle 0.8G+E

Plancher	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
Etage Technique	30×50	Appuis	-158.0752	0	7.15
		Travée	73.3147	3.2	0
7 ^{ème} (terrasse)	30×50	Appuis	-178.471	0	8.14
		Travée	95.0576	4.19	0
RDC au 6 ^{ème}	30×50	Appuis	-247.8891	0	11.67
		Travée	197.4799	9.08	0

Tableau .IV.13. Ferrailages des poutres porteuses situation accidentelle G+Q+E

Plancher	Section	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
Etage Technique	30×50	Appuis	-179.417	0	8.19
		Travée	71.743	3.13	0
7 ^{ème} (terrasse)	30×50	Appuis	-204.0972	0	9.41
		Travée	102.614	4.54	0
RDC au 6 ^{ème}	30×50	Appuis	-266.178	0	12.64
		Travée	181.88	8.31	0

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

IV.3.4.2 Poutre non porteuse

Tableau IV.14.Ferrailage des poutres non porteuses situation durable(1.35G+1.5Q)

Plancher	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
Etage Technique	30×40	Appuis	-59.1801	0	3.85
		Travée	51.129	3.31	0
7 ^{ème} (terrasse)	30×40	Appuis	-68.4895	0	4.5
		Travée	52.8327	3.42	0
RDC au 6 ^{ème}	30×40	Appuis	-78.8111	0	5.22
		Travée	45.5164	2.93	0

Tableau .IV.15.Ferrailage des poutres non porteuses accidentelle 0.8G+E

Plancher	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
Etage Technique	30×40	Appuis	-71.5357	0	4.04
		Travée	34.3035	1.89	0
7 ^{ème} (terrasse)	30×40	Appuis	-133.2951	0	7.85
		Travée	82.5007	4.69	0
RDC au 6 ^{ème}	30×40	Appuis	-179.8718	0	10.98
		Travée	118.7989	6.92	0

Tableau .IV.16. Ferrailage des poutres non porteuse situation accidentelle G+Q+E

Plancher	Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
Etage Technique	30×40	Appuis	-85.4135	0	4.86
		Travée	42.2827	2.34	0
7 ^{ème} (terrasse)	30×40	Appuis	-149.4019	0	8.9
		Travée	76.9352	4.36	0
RDC au 6 ^{ème}	30×40	Appuis	-197.0254	0	12.21
		Travée	115.4615	6.71	0

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

Choix d'armature

Tableau .IV.17. Choix des armatures pour les poutres porteuses(30*50)

Plancher Section (cm ²)	Position	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} Z.R (cm ²)	A _s ^{max} Z.C (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{'cal} (cm ²)	Choix d'armatures (cm ²)	A _s ^{adop} (cm ²)	Choix d'armatures (cm ²)	A _s ^{adop} (cm ²)
Etage Technique (30×50)cm ²	Appuis	7.5	90	60	0	8.19	3HA16+2HA12	8.29	3HA14	4.62
	Travée				3.2	0	5HA14	7.70	3HA16	6.03
7 ^{ème} (Terrasse) (30×50)cm ²	Appuis	7.5	90	60	0	9.41	5HA16	10.05	3HA14	4.62
	Travée				7.17	0	5HA14	7.70	3HA16	6.03
RDC au 6 ^{ème} (30×50)cm ²	Appuis	7.5	90	60	0	12.64	6HA16+2HA12	14.32	3HA16	6.03
	Travée				9.08	0	3HA16+2HA14	9.11	3HA16	6.03

Tableau .IV.18. Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30*40)

Plancher Section (cm ²)	Position	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} Z.R (cm ²)	A _s ^{max} Z.C (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{'cal} (cm ²)	Choix d'armatures (cm ²)	A _s ^{adop} (cm ²)	Choix d'armatures (cm ²)	A _s ^{adop} (cm ²)
Etage Technique (30×40) cm ²	Appuis	6	72	48	0	4.86	3HA14+2HA12	6.88	3HA16	6.03
	Travée				3.31	0	3HA16	6.03	3HA14	4.62
7 ^{ème} (terrasse) (30×40)cm ²	Appuis	6	72	48	0	8.9	3HA16+2HA14	9.11	3HA16	6.03
	Travée				4.69	0	3HA16	6.03	3HA16	6.03
RDC au 6 ^{ème} (30×40)cm ²	Appuis	6	72	48	0	12.21	6HA16+2HA12	14.32	3HA14	4.62
	Travée				6.92	0	5HA14	7.7	3HA16	6.03

IV.3.5. Vérifications des contraintes à l'ELS

IV.3.5.1. Condition de non-fragilité

$$A_s \geq A_{s\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} \quad ; \quad f_e = 500 \text{ MPa}$$

Tableau. IV.19. Vérification de condition de non fragilité

Type	Section (cm ²)	A _s ^{min} Choisis (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
Poutre porteuse	30×50	7.70	1.656	Ok
Poutre non porteuse	30×40	6.03	1.3248	Ok

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

IV.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$
- **Acier** :

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \xi = \text{Min} \{23 fe ; \text{Max} (0,5 fe ; 110 \sqrt{\eta \cdot ft_{28}})\}$.

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable. On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa.} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Remarque : La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*

IV.3.6.1. Poutre porteuse

Tableau. IV. 20. Vérification des poutres porteuse à L'ELS

Plancher Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
Etage Technique (30×50)cm ²	Appuis	65.451	5.59	18	62.6	250	OK
	Travée	25.768	3.16	18	33.3	250	OK
7 ^{ème} (30×50)cm ²	Appuis	76.505	6.31	18	70	250	OK
	Travée	98.342	8.79	18	103.3	250	OK
RDC au 6 ^{ème} (30×50)cm ²	Appui	88.416	6.48	18	69.85	250	OK
	Travée	83.786	6.67	18	79.9	250	OK

IV.3.6.2. Poutre non porteuse

Tableau .IV.21. Vérification des poutres non porteuse à L'ELS

Plancher Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
Etage Technique (30×40)cm ²	Appuis	43.107	7.08	18	67.5	250	OK
	Travée	37.370	6.38	18	61.8	250	OK
7 ^{ème} (30×40)cm ²	Appuis	49.574	7.35	18	66.8	250	OK
	Travée	37.997	5.4	18	55.9	250	OK
RDC au 6 ^{ème} (30×40)cm ²	Appui	57.3269	6.63	18	61.9	250	OK
	Travée	32.704	4	18	44.8	250	OK

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

- Choix finals des armatures

Tableau .IV.22. Choix finals des armatures des poutres.

Section (cm ²)	Etage	Position	Armature inférieure	Armature supérieur
Poutre porteuse (30×50) cm²	Etage Technique	Appuis	3HA14	3HA16+2HA12
		Travée	5HA14	3HA16
	7 ^{ème}	Appuis	3HA14	5HA16
		Travée	5HA14	3HA16
	RDC au 6 ^{ème}	Appuis	3HA16	6HA16+2HA12
		Travée	3HA16+2HA14	3HA16
Poutre non porteuse (30×40) cm²	Etage Technique	Appuis	3HA16	3HA14+2HA12
		Travée	3HA16	3HA14
	7 ^{ème}	Appuis	3HA16	3HA16+2HA14
		Travée	3HA16	3HA16
	RDC au 6 ^{ème}	Appuis	3HA14	6HA16+2HA12
		Travée	5HA14	3HA16

IV.3.7. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \text{Min} \{0,1 * f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 3 \text{ MPa. Selon [1].}$$

Avec :

- T_u : L'effort tranchant maximum entre l'ELU et l'ELA.
- b : Largeur de la section de la poutre.
- d : Hauteur utile de la poutre.

IV.3.7.1. Poutre porteuse

Tableau. IV. 23. Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuse (30*50)

	Section (cm ²)	T_s (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Etage Technique	30×50	114.7795	0.850	3	OK
7 ^{ème}	30×50	120.395	0.891	3	OK
RDC au 6^{ème}	30×50	223.424	1.655	3	OK

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

IV.3.7.2. Poutre non porteuse

Tableau. IV.24. Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres non porteuses

	Section (Cm ²)	T _s (KN)	τ (MPa)	τ̄ (MPa)	Vérification
Etage Technique	30×40	51.817	0.480	3	OK
7 ^{ème}	30×40	58.241	0.539	3	OK
RDC au 6 ^{ème}	30×40	61.475	0.569	3	OK

IV.3.8. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 (f_e = 500MPa).

Selon [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right)$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

Tableau. IV. 25. Choix des armateurs transversales pour les poutres

Sens	Section (cm ²)	T (kN)	τ (MPa)	BAEL	RPA99/2003		S _t ^{adop} (cm)		A _t ^{calculé} (cm ²)	Choix (cm ²)
				S _t (cm)	S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN	ZC		
Poutre porteuse	30×50	223.424	1.655	40	12.5	25	10	20	1.8	4HA10
										3.14
Poutre non porteuse	30×40	61.475	0.569	32.4	10	20	10	20	1.8	4HA10
										3.14

IV.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III.

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r = 70\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$ $L_r = 60\text{cm}$

IV.3.10. Arrêt des barres

- Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$
- Armatures supérieures : $\frac{L_{max}}{4}$ Appui en travée de rive
 $\frac{L_{max}}{5}$ Appui en travée intermédiaire

Avec : $L_{max} = \max (L_{droite}, L_{gauche})$

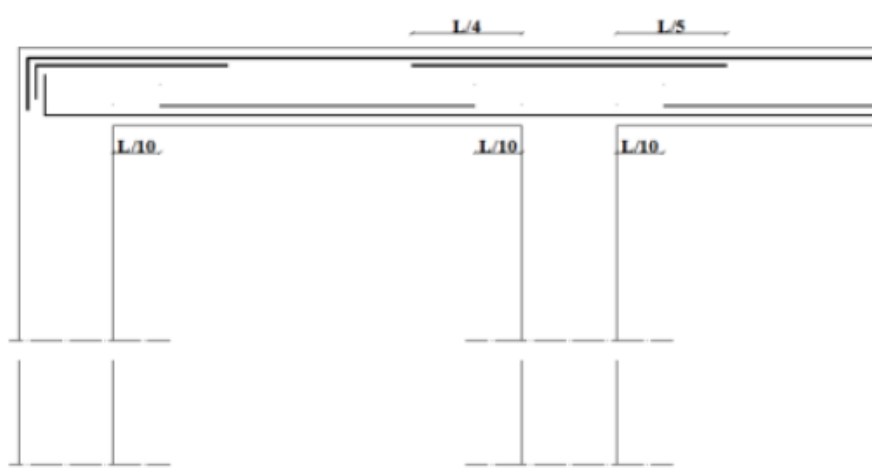


Figure IV.7. Les arrêtes des barres.

IV.3.10. Vérification de la flèche

On doit vérifier que : $f_{max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Remarque

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

Tableau.IV.26. Vérification de la flèche

<i>Poutres section (cm²)</i>	<i>Etage</i>	<i>Δf (mm)</i>	<i>f_{adm} (mm)</i>	<i>Observation</i>
<i>Poutre porteuse (30×50) cm² L=6.2m</i>	<i>Etage Technique</i>	3	11.2	vérifiée
	<i>7^{ème}</i>	7.32	11.2	vérifiée
	<i>RDC au 6^{ème}</i>	6.08	11.2	vérifiée
<i>Poutre non porteuse (30×40) cm² L=4.5m</i>	<i>Etage Technique</i>	2.7	8.9	vérifiée
	<i>7^{ème}</i>	2.918	8.9	vérifiée
	<i>RDC au 6^{ème}</i>	2.478	8.9	vérifiée

IV.3.11. Dessin de Ferrailage des Poutres

➤ Poutres porteuses (30*50) :

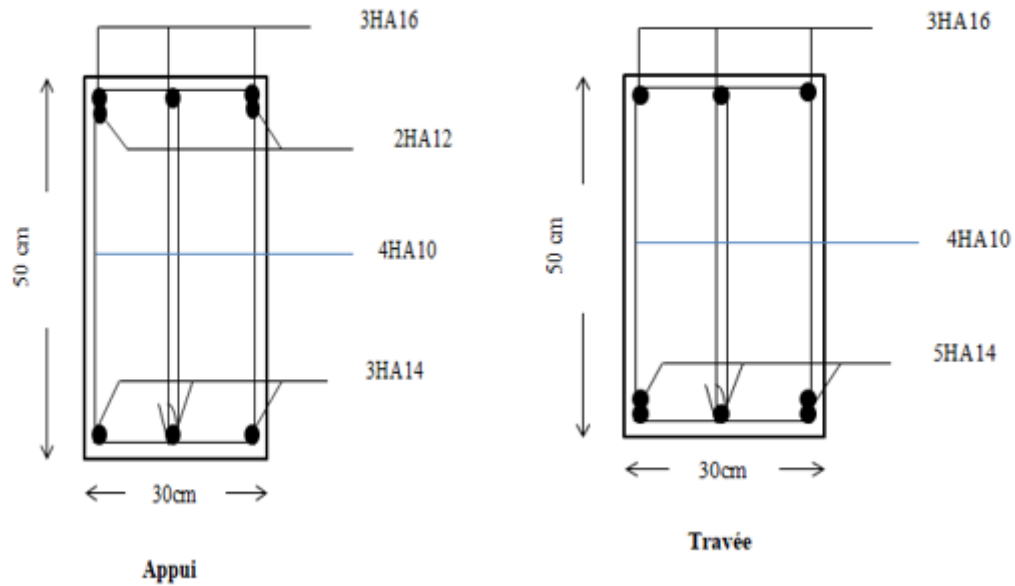


Figure IV.8. Schéma de ferrailage des poutres porteuses de l'Etage Technique.

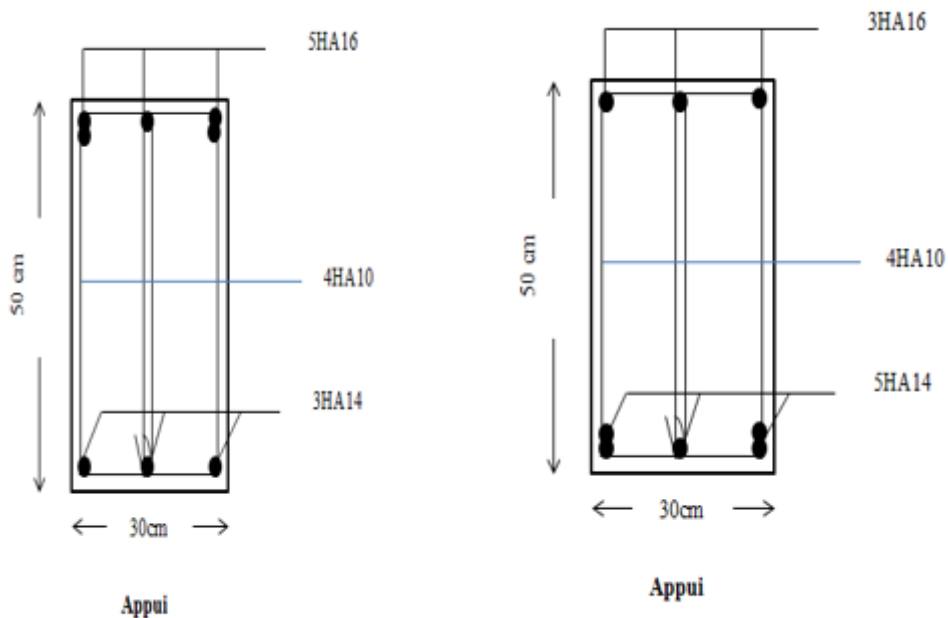


Figure IV.9. Schéma de ferrailage des poutres porteuses du 7^{ème} étage (TERRASSE).

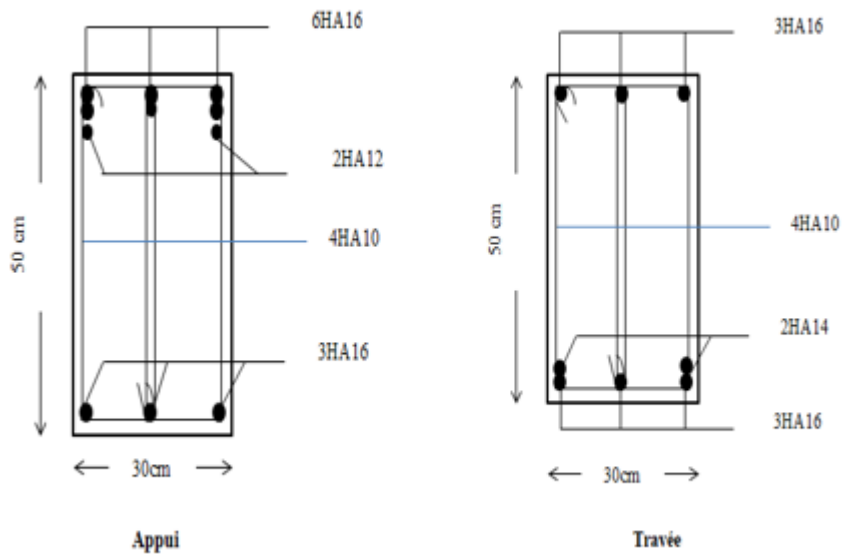


Figure IV.10. Schéma de ferrailage des poutres porteuses du (RDC au 6^{ème}) étage.

➤ **Poutres non porteuses (30*40) :**

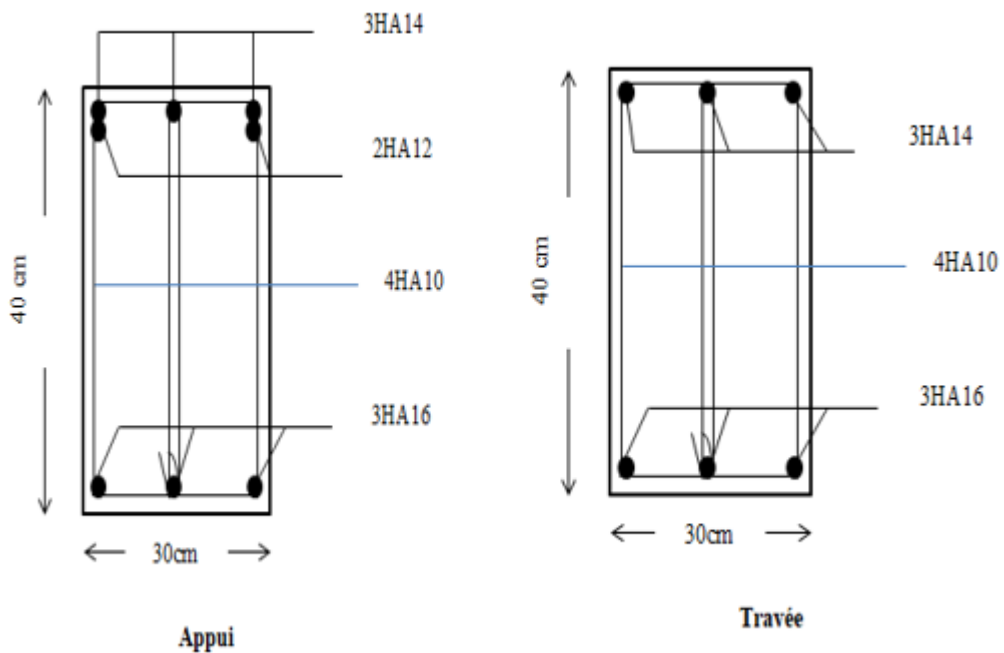


Figure IV.11. Schéma de ferrailage des poutres non porteuses de l'Étage Technique.

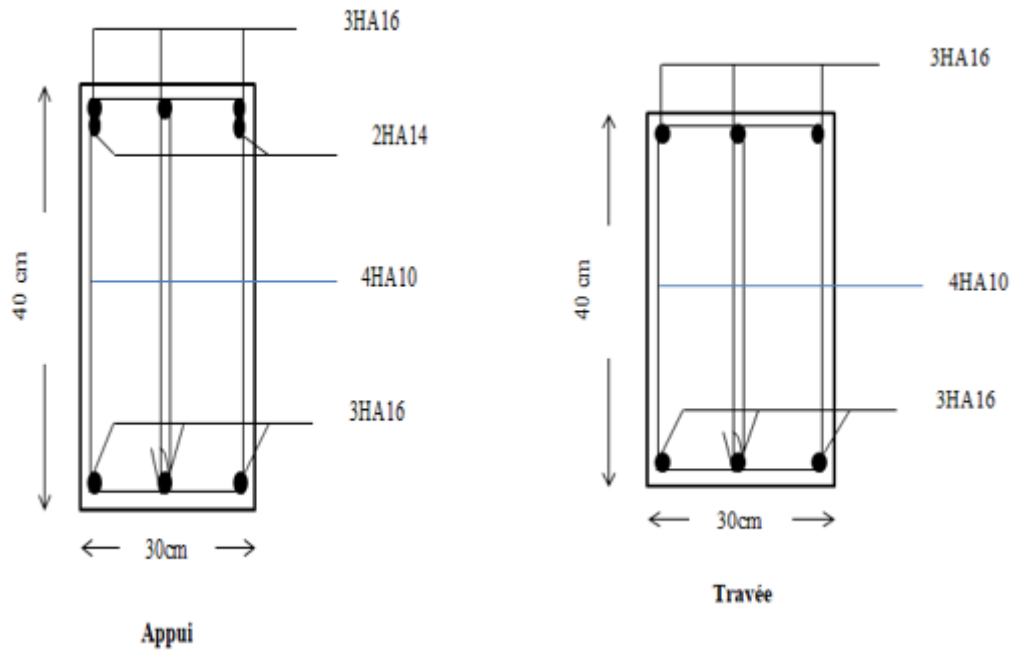


Figure IV.12. Schéma de ferrailage des poutres non porteuses du 7^{ème} étage (TERRASSE).

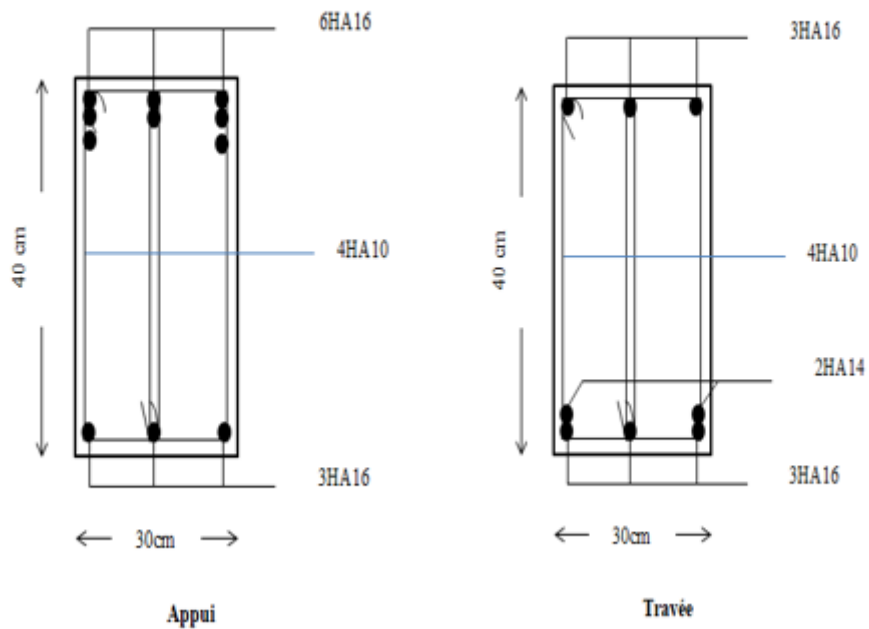


Figure IV.13. Schéma de ferrailage des poutres non porteuses du (RDC au 6^{ème}) étage.

IV.4. Ferrailage des voiles

IV.4.1. Introduction

Les voiles sont des écrans rigides ayant deux dimensions en plan (longueur, largeur) plus importantes que la troisième dimension (épaisseur).

Les voiles sont chargés dans leur plan et ont pour principales fonctions :

- De reprendre une partie des charges verticales revenantes des planchers.
- De participer au contreventement de la structure.
- Protection contre les incendies (cages d'escaliers et ascenseurs).
- Isolation acoustique.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à la base.

La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête. Le ferrailage des voiles est constitué :

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties.
- D'armatures horizontales, parallèles au plan du mur, uniformément réparties
- D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

Les extrémités des voiles sont soumises à d'importants efforts de traction et de compression, ce couple est repris par les armatures disposées dans ces zones. Des armatures horizontales et verticales distribuées au long de l'âme du voile auront pour rôle de reprendre l'effort tranchant. Les cadres et épingles permettent d'assurer le confinement des armatures verticales.

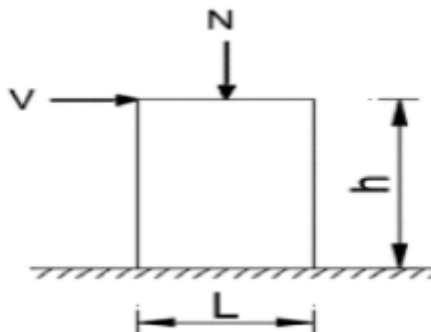


Figure IV.14. Éléments soumis à la flexion composée.

IV.4.2. Longueur de flambement (murs non raidis latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur.

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

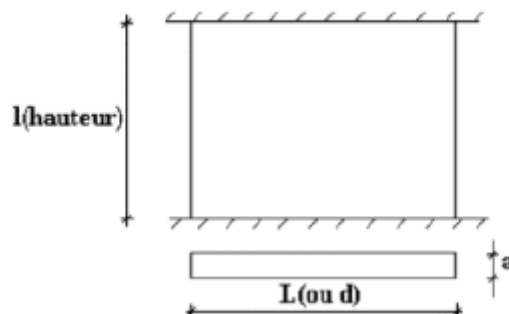


Figure IV.15. Dimension en élévation d'un mur.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f est déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

IV.4.2. 1.Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des voiles

a. Armatures verticales (Article 7.7.4.1)

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendu devant rester au moins égale à 0.20 % de la section horizontale du béton tendu
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduite de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

b. Armatures horizontales (Article 7.7.4.2)

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\emptyset$. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes (Article 7.7.4.3)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$s \leq 1.5 a$$

$$s \leq 30cm$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible;
- $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

IV.4.3. Présentation des résultats

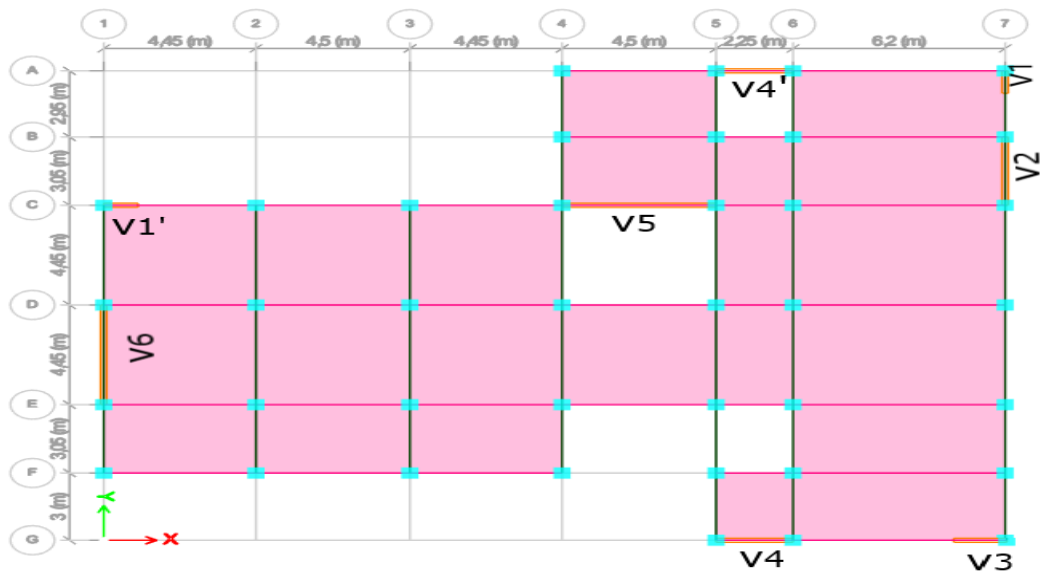


Figure IV.17. Disposition des voiles

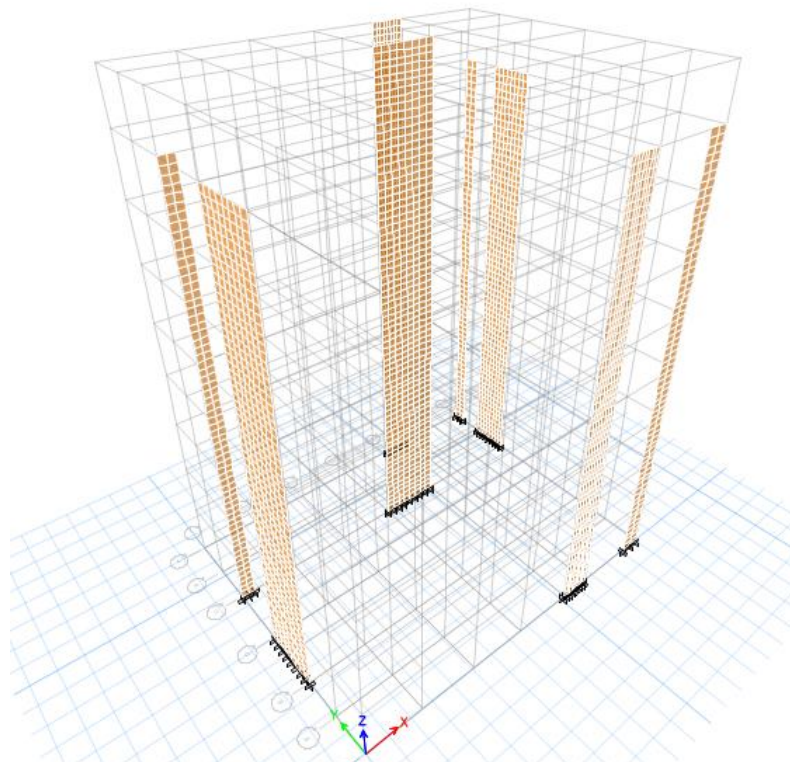


Figure IV.18. Vue en 3d des voiles

Tableau qui présente les caractéristiques des voiles :

Tableau. IV. 27. Caractéristiques des voiles

<i>Nom du voile</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Longueur (m)</i>
V₁ et V₁'	18	1
V₂	18	3.05
V₃	18	1.5
V₄ et V₄'	18	2.25
V₅	18	4.5
V₆	18	4.45

Remarque :

Le ferrailage des voiles se base sur la lecture des effort (N ,T et M) réduits à la section du voile la distribution des contraintes est supposée linéaux sur la longueur du voile .le voile est alors découpe en zone tendu ($\sigma > 0$) et en zone comprime ($\sigma < 0$).

Le calcul du ferrailage est selon l'organigramme de calcul [4], donne en cours de **B.A Master II**

Méthode de voile

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{Mv}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{Mv}{I} \end{array} \right.$$

N : Efforts normal

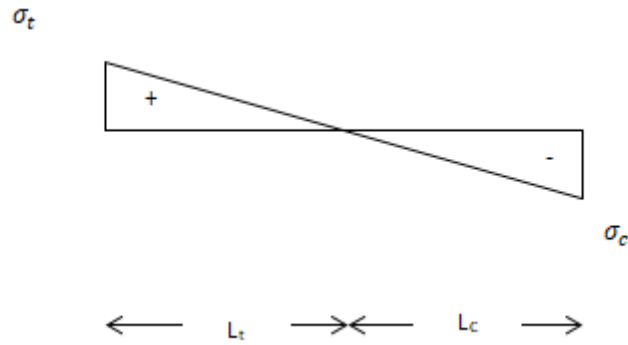
B : Aire de la section transversales du voile

M : Moment du voile

I : Moment d'inertie du voile

$$v: \frac{L}{2}$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants



L_t : Longueur de la bordre tendu

L_c : Longueur de la bordre comprime

$$L = L_t + L_c$$

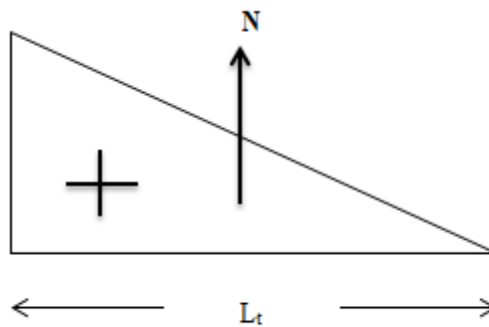
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_t + \sigma_c}{L_t + L_c} \Rightarrow \frac{\sigma_t + \sigma_c}{L}$$

$$\Rightarrow \operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_t}{L_t}$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_t}{L_t} = \frac{L}{\sigma_t + \sigma_c}$$

$$\Rightarrow L_t = \frac{\sigma_t}{\sigma_t + \sigma_c} L$$

Finalement :



$$N_t = \frac{\sigma_t - 0}{2} L_t \times a$$

A_{st23} :

$$\Rightarrow \frac{\sigma_t}{L_t} = \frac{\sigma_{t23}}{L_t - L_{t23}}$$

$$\Rightarrow \sigma_{t23} = \frac{L_t - L_{t23}}{L_t} \sigma_t$$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

$$A_{st23} = \frac{F_{t28} \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\Rightarrow \sigma_{tmoy} = \sigma_{t23} + \frac{\sigma_t - \sigma_{t23}}{2}$$

$$A_{st23} = \frac{F_{t28} \times \gamma_s}{f_e}$$

RPA :

$$A_{st}^{\min} = 0.2\%B$$

$$\sigma'_{moy} = \frac{\sigma_{t23} - 0}{2}$$

$$F_t = \sigma'_{moy} \times S_t$$

$$A_{st} = \frac{F_t \times \gamma_s}{f_e}$$

IV.4.3.1. Calcul des Voiles dans le sens (X-X)

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants

La combinaison d'action la plus défavorable est ELU

Tableau. IV. 28. Calcule des armatures verticales pour les voiles V1

Etage	Longueur L(m)	Epaisseur (m)	M (KN m)	N (KN)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	L_t (m)	As néce (cm ²)	As néce (cm ² /ml)
RDC	1	0,18	31.183	-740.8	5.15	- 3.08	0,63	5.81	9.28
1 ^{er}	1	0,18	42.963	-699.44	5.20	- 2.29	0.63	6.42	9.27
2 ^{eme}	1	0,18	47.0651	-640.20	5.15	- 1.97	0.72	6.70	9.26
3 ^{eme}	1	0,18	-45.723	-515.32	1.34	- 4.39	0.23	1.42	4.26
4 ^{eme}	1	0,18	49.379	-463.41	4.22	- 0.93	0.82	6.23	7.60
5 ^{eme}	1	0,18	49.03	-367.34	3.68	- 0.41	0.90	5.96	6.62
6 ^{eme}	1	0,18	45.6304	-227.35	2.78	0.26	1.1	5.52	5.01
7 ^{eme}	1	0,18	65.003	-129.15	2.88	1.45	2.01	10.43	5.19

Tableau. IV.29. Calcule des armatures verticales pour le voile V'1

Etage	Longueur L(m)	Epaisseur (m)	M (KN m)	N (KN)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	L_t (m)	As néce (cm ²)	As néce (cm ² /ml)
RDC	1	0,18	-6.4996	-698.52	3.66	- 4.10	0,47	3.11	6.60
1 ^{er}	1	0,18	2.2367	-597.68	3.4	- 3.25	0.51	3.12	6.11
2 ^{eme}	1	0,18	-17.2904	-557.57	2.52	-3.67	0.41	1.85	4.54
3 ^{eme}	1	0,18	6.312	-507.55	3.03	- 2.61	0.54	2.93	5.45
4 ^{eme}	1	0,18	4.4267	-407.11	2.41	- 2.11	0.53	2.31	4.34
5 ^{eme}	1	0,18	7.286	-321.15	2.03	- 1.54	0.57	2.07	3.65
6 ^{eme}	1	0,18	4.511	-207.92	1.31	-1	0.57	1.33	2.35
7 ^{eme}	1	0,18	5.885	-94.193	0.72	-0.33	0.69	0.89	1.30

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

Tableau. IV.30. Calcule des armatures verticales pour voiles V2

Etage	Longueur L(m)	Epaisseur (m)	M (KN m)	N (KN)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	L_t (m)	As néce (cm ²)	As néce (cm ² /ml)
RDC	3.05	0,18	-35.114	-2259.7	3.99	- 4.24	1.48	13.27	8.98
1^{er}	3.05	0,18	-2502.6	-1826.6	-5.64	- 12.29	/	/	/
2^{eme}	3.05	0,18	-26.421	-1838.9	3.76	-3.95	1.49	12.57	8.45
3^{eme}	3.05	0,18	-16.6481	-1683.7	3.01	- 3.13	1.5	8.09	5.41
4^{eme}	3.05	0,18	-14.62	1390.975	2.48	- 2.59	1.49	6.67	4.47
5^{eme}	3.05	0,18	-89.6057	-1019.65	-2.51	- 3.72	/	/	/
6^{eme}	3.05	0,18	-20.2808	-771.768	1.33	-1.48	1.45	3.47	2.4
7^{eme}	3.05	0,18	-22.0428	-413.54	0.67	-0.83	1.37	1.66	1.21

Tableau. IV. 31. Calcule des armatures verticales pour le voile V3

Etage	Longueur L(m)	Epaisseur (m)	M (KN. m)	N (KN)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	L_t (m)	As néce (cm ²)	As néce (cm ² /ml)
RDC	1,5	0,18	-1,5	-1030,1	3,79	- 3,84	0,75	6,37	8,54
1^{er}	1,5	0,18	-75,3	-894,5	2,20	- 4,43	1,48	7,30	4,94
2^{eme}	1,5	0,18	-73,7	-826,9	1,97	- 4,16	0,48	2,14	4,43
3^{eme}	1,5	0,18	64,7	-721,4	3,63	- 1,71	1,02	8,33	8,17
4^{eme}	1,5	0,18	58,5	-577,8	3,01	- 1,27	1,05	7,13	6,76
5^{eme}	1,5	0,18	65,7	-447,7	2,63	- 0,68	1,19	7,05	5,92
6^{eme}	1,5	0,18	59,0	-284,3	1,93	- 0,18	1,37	5,96	4,34
7^{eme}	1,5	0,18	65,6	-121,6	1,42	0,52	2,37	7,57	3,20

Tableau. IV. 32. Calcule des armatures verticales pour le voiles V'4

Etage	Longueur L(m)	Epaisseur (m)	M (KN .m)	N (KN)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	L_t (m)	As néce (cm ²)	As néce (cm ² /ml)
RDC	2,5	0,18	17,1	-1512,2	3,45	- 3,27	1,28	9,97	7,77
1^{er}	2,5	0,18	24,9	-1394,2	3,23	- 2,97	1,30	9,48	7,27
2^{eme}	2,5	0,18	25,9	-1311,1	3,05	- 2,78	1,31	8,99	6,87
3^{eme}	2,5	0,18	26,4	-1249,5	2,92	- 2,64	1,31	8,62	6,56
4^{eme}	2,5	0,18	24,9	-1067,4	2,50	- 2,24	1,32	7,44	5,64
5^{eme}	2,5	0,18	-210,5	-674,0	0,37	- 2,62	0,31	0,26	0,84
6^{eme}	2,5	0,18	21,0	-687,7	1,64	- 1,42	1,34	4,95	3,69
7^{eme}	2,5	0,18	22,3	-457,7	1,14	- 0,90	1,40	3,57	2,56
E.T	2,5	0,18	-88,3	-225,9	0,03	- 0,97	0,08	0,01	0,07

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

Tableau. IV. 33. Calcule des armatures verticales pour le voile V6

Etage	Longueur L(m)	Epaisseur (m)	M (KN .m)	N (KN)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	L_t (m)	As néce (cm ²)	As néce (cm ² /ml)
RDC	4,45	0,18	85,3	-2935,9	3,81	- 3,52	2,31	19,82	8,57
1 ^{er}	4,45	0,18	53,0	-2437,1	3,13	- 2,95	2,29	16,14	7,05
2 ^{eme}	4,45	0,18	64,7	-2344,6	3,04	- 2,82	2,31	15,77	6,83
3 ^{eme}	4,45	0,18	46,7	-2101,4	2,70	- 2,54	2,29	13,93	6,08
4 ^{eme}	4,45	0,18	29.9395	-1721.3	-1.58	- 4.44	/	/	/
5 ^{eme}	4,45	0,18	14,8	-1343,6	1,70	- 1,65	2,26	8,65	3,83
7 ^{eme}	4,45	0,18	-11,3	-463,7	0,56	- 0,60	2,15	2,71	1,26

La combinaison d'action la plus défavorable est G+Q+E

Tableau IV .33. Calcule des armatures verticales pour le voile V1.

Etage	Longueur L(m)	Epaisseur (m)	M (KN. m)	N (KN)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	L_t (m)	As néce (cm ²)	As néce (cm ² /ml)
RDC	1	0,18	-125,9	-792,9	0,21	- 8,60	0,02	0,01	0,47
1 ^{er}	1	0,18	2,4	-665,2	3,78	- 3,62	0,51	4,34	8,49
2 ^{eme}	1	0,18	-15,5	-672,4	3,22	- 4,25	0,43	3,12	7,24
3 ^{eme}	1	0,18	-35,2	-636,9	2,36	- 4,71	0,33	1,78	5,32
4 ^{eme}	1	0,18	-32,7	-525,1	1,83	- 4,01	0,31	1,29	4,11
5 ^{eme}	1	0,18	-40,4	-438,3	1,09	- 3,78	0,22	0,55	2,45
6 ^{eme}	1	0,18	-32,3	-282,7	0,49	- 2,65	0,16	0,17	1,11
7 ^{eme}	1	0,18	-28,4	-129,2	- 0,23	- 1,67	/	/	/

Tableau IV .34. Calcule des armatures verticales pour le voile V'1.

Etage	Longueur L(m)	Epaisseur EP (m)	M (KN. m)	N (KN)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	L_t (m)	As néce (cm ²)	As néce (cm ² /ml)
RDC	1	0,18	-63,1	-1083,0	3,91	- 8,12	0,33	2,87	8,81
1 ^{er}	1	0,18	-140,8	1109,0	- 10,85	/	/	/	/
2 ^{eme}	1	0,18	-193,2	-1150,1	- 0,05	- 12,83	/	/	/
3 ^{eme}	1	0,18	-213,9	-1904,1	3,45	- 17,71	0,16	1,26	7,76
4 ^{eme}	1	0,18	-212,6	-898,7	- 2,09	- 12,08	/	/	/
5 ^{eme}	1	0,18	-211,3	-747,6	- 2,89	- 11,20	/	/	/
6 ^{eme}	1	0,18	-177,0	-481,2	- 3,23	- 8,57	/	/	/
7 ^{eme}	1	0,18	-227,8	-312,4	- 5,86	- 9,33	/	/	/

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

Tableau IV .35. Calcul des armatures verticales pour le voile V2.

Etage	Longueur L(m)	Epaisseur (m)	M (KN.m)	N (KN)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	L_t (m)	As néce (cm ²)	As néce (cm ² /ml)
RDC	3,05	0,18	-372,8	-2488,9	- 8,83	- 17,90	/	/	/
1 ^{er}	3,05	0,18	-2512,2	-2281,0	- 4,85	- 13,16	/	/	/
2 ^{eme}	3,05	0,18	-1725,5	-2114,2	- 2,33	- 10,03	/	/	/
3 ^{eme}	3,05	0,18	-1255,1	-1946,9	- 0,95	- 8,04	/	/	/
4 ^{eme}	3,05	0,18	-861,7	-1609,2	- 0,16	- 6,02	/	/	/
5 ^{eme}	3,05	0,18	-877,1	-1275,4	- 0,82	- 5,47	/	/	/
6 ^{eme}	3,05	0,18	-799,8	-890,8	- 1,24	- 4,49	/	/	/
7 ^{eme}	3,05	0,18	-603,7	-485,7	- 1,28	- 3,05	/	/	/

Tableau IV .36. Calcul des armatures verticales pour le voile V3.

Etage	Longueur L(m)	Epaisseur (m)	M (KN.m)	N (KN)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	L_t (m)	As néce (cm ²)	As néce (cm ² /ml)
RDC	1,5	0,18	-524,1	-1476,9	- 2,29	- 13,23	/	/	/
1 ^{er}	1,5	0,18	-269,8	-951,3	- 0,47	- 7,52	/	/	/
2 ^{eme}	1,5	0,18	-149,8	-802,5	0,75	- 5,19	/	/	/
3 ^{eme}	1,5	0,18	-207,2	-759,7	- 0,26	- 5,88	/	/	/
4 ^{eme}	1,5	0,18	-226,1	-638,1	- 0,99	- 5,71	/	/	/
5 ^{eme}	1,5	0,18	-263,2	-544,2	- 1,88	- 5,91	/	/	/
6 ^{eme}	1,5	0,18	-111,1	-360,5	- 0,31	- 2,98	/	/	/
7 ^{eme}	1,5	0,18	-308,0	-183,7	- 3,88	- 5,24	/	/	/

Tableau IV .37. Calcul des armatures verticales pour le voile V'4.

Etage	Longueur L(m)	Epaisseur EP (m)	M (KN m)	N (KN)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	L_t (m)	As néce (cm ²)	As néce (cm ² /ml)
RDC	2,5	0,18	-1008,8	-1485,6	- 2,08	- 8,68	/	/	/
1 ^{er}	2,5	0,18	-606,2	-1373,4	- 0,18	- 6,29	/	/	/
2 ^{eme}	2,5	0,18	-421,8	-1292,6	0,62	- 5,12	0,27	0,38	1,40
3 ^{eme}	2,5	0,18	-316,8	-1223,3	1,03	- 4,41	0,47	1,10	2,31
4 ^{eme}	2,5	0,18	-202,0	-1032,1	1,22	- 3,37	0,66	1,81	2,74
5 ^{eme}	2,5	0,18	-202,7	-859,6	0,83	- 2,99	0,54	1,01	1,87
6 ^{eme}	2,5	0,18	-181,9	-641,7	0,46	- 2,40	0,40	0,41	1,03
7 ^{eme}	2,5	0,18	-155,2	-419,1	0,10	- 1,76	0,14	0,03	0,23
E.T	2,5	0,18	-247,7	-206,4	- 0,86	- 1,78	/	/	/

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

Tableau IV .38. Calcule des armatures verticales pour le voile V5.

<i>Etage</i>	<i>Longueur L(m)</i>	<i>Epaisseur EP (m)</i>	<i>M (KN. m)</i>	<i>N (KN)</i>	<i>σ_t (Mpa)</i>	<i>σ_c (Mpa)</i>	<i>L_t (m)</i>	<i>As néce (cm²)</i>	<i>As néce (cm²/ml)</i>
RDC	4,5	0,18	-6345,2	-3002,2	- 6,74	- 14,15	/	/	/
1^{er}	4,5	0,18	-4683,5	-2761,4	- 4,30	- 11,12	/	/	/
2^{eme}	4,5	0,18	-3425,7	-2561,5	- 2,48	- 8,80	/	/	/
3^{eme}	4,5	0,18	-2548,9	-2366,8	- 1,27	- 7,12	/	/	/
4^{eme}	4,5	0,18	-1693,1	-2023,3	- 0,29	- 5,28	/	/	/
5^{eme}	4,5	0,18	-1469,7	-1686,3	- 0,34	- 4,50	/	/	/
6^{eme}	4,5	0,18	-1177,4	-1300,7	- 0,33	- 3,54	/	/	/
7^{eme}	4,5	0,18	-931,2	-909,5	- 0,41	- 2,66	/	/	/
E.T	4,5	0,18	-644,6	-497,9	- 0,45	- 1,68	/	/	/

Tableau IV .39. Calcule des armatures verticales pour le voile V6.

<i>Etage</i>	<i>Longueur L(m)</i>	<i>Epaisseur EP (m)</i>	<i>M (KN. m)</i>	<i>N (KN)</i>	<i>σ_t (Mpa)</i>	<i>σ_c (Mpa)</i>	<i>L_t (m)</i>	<i>As néce (cm²)</i>	<i>As néce (cm²/ml)</i>
RDC	4,45	0,18	-5910,0	-2587,6	- 6,72	- 13,18	/	/	/
1^{er}	4,45	0,18	-441.7218	-2320.6	- 4.58	- 10.37	/	/	/
2^{eme}	4,45	0,18	-3418,5	-2093,9	- 3,14	- 8,37	/	/	/
3^{eme}	4,45	0,18	46,7	-2101,4	2,70	- 2,54	2,29	13,93	6.08
4^{eme}	4,45	0,18	-1775,9	-1524,3	- 1,09	- 4,89	/	/	/
5^{eme}	4,45	0,18	-1376,2	-1175,9	- 0,85	- 3,78	/	/	/
6^{eme}	4,45	0,18	-854,2	-587,2	- 0,70	- 2,17	/	/	/
7^{eme}	4,45	0,18	-519,8	-394,5	- 0,38	- 1,37	/	/	/

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

Tableau IV .40. Calcul des armatures verticales pour le voile V1

Etage	Longueur L(m)	Epaisseur EP (m)	M (KN. m)	N (KN)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	L_t (m)	As néce (cm ²)	As néce (cm ² /ml)
RDC	1	0,18	-126,5	-641,8	- 0,65	- 7,78	/	/	/
1 ^{er}	1	0,18	-7,6	-665,2	3,44	- 3,95	0,47	3,61	7,75
2 ^{eme}	1	0,18	-26,6	-537,3	2,10	- 3,87	/	/	/
3 ^{eme}	1	0,18	-45,7	-515,3	1,34	- 4,39	0,23	0,70	3,01
4 ^{eme}	1	0,18	-44,4	-425,2	0,88	- 3,84	0,19	0,37	1,98
5 ^{eme}	1	0,18	-52,3	-357,7	0,25	- 3,73	0,06	0,03	0,55
6 ^{eme}	1	0,18	-43,3	-231,4	- 0,16	- 2,73	/	/	/
7 ^{eme}	1	0,18	-45,1	-141,3	- 0,72	- 2,29	/	/	/

La combinaison d'action la plus défavorable est **0.8G+E**

Tableau IV .40. Calcul des armatures verticales pour le voile V'1.

Etage	Longueur L(m)	Epaisseur EP (m)	M (KN m)	N (KN)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	L_t (m)	As néce (cm ²)	As néce (cm ² /ml)
RDC	1	0,18	-60,1	-946,2	3,25	- 7,26	0,31	2,26	7,32
1 ^{er}	1	0,18	-136,8	-986,9	0,92	- 10,04	0,08	0,17	2,08
2 ^{eme}	1	0,18	-188,9	-1033,9	- 0,55	- 12,04	/	/	/
3 ^{eme}	1	0,18	-210,8	-991,1	- 1,52	- 12,53	/	/	/
4 ^{eme}	1	0,18	-208,9	-815,8	- 2,43	- 11,49	/	/	/
5 ^{eme}	1	0,18	-208,4	-682,8	- 3,15	- 10,74	/	/	/
6 ^{eme}	1	0,18	-174,2	-441,3	- 3,35	- 8,26	/	/	/
7 ^{eme}	1	0,18	-224,6	-295,3	- 5,84	- 9,13	/	/	/

Tableau IV .41. Calcul des armatures verticales pour le voile V2.

Etage	Longueur L(m)	Epaisseur EP (m)	M (KN. m)	N (KN)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	L_t (m)	As néce (cm ²)	As néce (cm ² /ml)
RDC	3,05	0,18	-3719,0	-1983,1	- 9,71	- 16,94	/	/	/
1 ^{er}	3,05	0,18	-2502,6	-1826,6	- 5,64	- 12,29	/	/	/
2 ^{eme}	3,05	0,18	-1717,7	-1697,6	- 3,06	- 9,25	/	/	/
3 ^{eme}	3,05	0,18	-1248,9	-1563,8	- 1,63	- 7,32	/	/	/
4 ^{eme}	3,05	0,18	-856,0	-1291,0	- 0,72	- 5,42	/	/	/
5 ^{eme}	3,05	0,18	-869,6	-1019,7	- 1,26	- 4,97	/	/	/
6 ^{eme}	3,05	0,18	-792,6	-710,6	- 1,55	- 4,13	/	/	/
7 ^{eme}	3,05	0,18	-596,5	-386,5	- 1,43	- 2,84	/	/	/

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

Tableau IV .42. Calcule des armatures verticales pour le voile V3.

Etage	Longueur L(m)	Epaisseur EP (m)	M (KN.m)	N (KN)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	L_t (m)	As néce (cm ²)	As néce (cm ² /ml)
RDC	1,5	0,18	-525,1	-271,0	- 6,77	- 8,78	/	/	/
1 ^{er}	1,5	0,18	-283,5	-776,3	- 1,32	- 7,08	/	/	/
2 ^{eme}	1,5	0,18	-265,5	-634,6	- 1,58	- 6,28	/	/	/
3 ^{eme}	1,5	0,18	-194,2	-610,5	- 0,62	- 5,14	/	/	/
4 ^{eme}	1,5	0,18	-211,6	-517,9	- 1,22	- 5,05	/	/	/
5 ^{eme}	1,5	0,18	-250,1	-451,4	- 2,03	- 5,38	/	/	/
6 ^{eme}	1,5	0,18	-125,2	-301,2	- 0,74	- 2,97	/	/	/
7 ^{eme}	1,5	0,18	-286,5	-154,0	- 3,67	- 4,81	/	/	/

Tableau IV .43. Calcule des armatures verticales pour le voile V'4.

Etage	Longueur L(m)	Epaisseur EP (m)	M (KN.m)	N (KN)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	L_t (m)	As néce (cm ²)	As néce (cm ² /ml)
RDC	2,5	0,18	-10153,8	-1186,9	- 51,52	- 56,79	/	/	/
1 ^{er}	2,5	0,18	-614,9	-1094,4	- 0,85	- 5,71	/	/	/
2 ^{eme}	2,5	0,18	-430,8	-1028,5	- 0,01	- 4,58	/	/	/
3 ^{eme}	2,5	0,18	-325,9	-969,9	0,42	- 3,89	0,24	0,23	0,94
4 ^{eme}	2,5	0,18	-210,2	-814,3	0,69	- 2,93	0,48	0,74	1,55
5 ^{eme}	2,5	0,18	-210,6	-674,0	0,37	- 2,62	0,31	0,26	0,84
6 ^{eme}	2,5	0,18	-188,3	-499,3	0,11	- 2,11	0,12	0,03	0,24
7 ^{eme}	2,5	0,18	-161,9	-323,3	- 0,15	- 1,58	/	/	/
E.T	2,5	0,18	-219,5	-157,4	- 0,82	- 1,52	/	/	/

Tableau IV .44. Calcule des armatures verticales pour le voile V5.

Etage	Longueur L(m)	Epaisseur EP (m)	M (KN m)	N (KN)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	L_t (m)	As néce (cm ²)	As néce (cm ² /ml)
RDC	4,5	0,18	-6387,9	-2262,3	- 7,72	- 13,31	/	/	/
1 ^{er}	4,5	0,18	-4729,4	-2080,3	- 5,22	- 10,35	/	/	/
2 ^{eme}	4,5	0,18	-3479,5	-1922,6	- 3,35	- 8,10	/	/	/
3 ^{eme}	4,5	0,18	-2608,0	-1767,1	- 2,11	- 6,47	/	/	/
4 ^{eme}	4,5	0,18	-1749,1	-1501,8	- 1,03	- 4,73	/	/	/
5 ^{eme}	4,5	0,18	-1524,1	-1244,0	- 0,97	- 4,04	/	/	/
6 ^{eme}	4,5	0,18	-1225,3	-955,3	- 0,84	- 3,20	/	/	/
7 ^{eme}	4,5	0,18	-978,0	-668,4	- 0,78	- 2,44	/	/	/
E.T	4,5	0,18	-736,4	-368,9	- 0,76	- 1,67	/	/	/

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

Tableau IV .45. Calcule des armatures verticales pour le voile V6.

Etage	Longueur $L(m)$	Epaisseur $EP (m)$	M (KN m)	$N (KN)$	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	L_t (m)	$As\ néce$ (cm^2)	$As\ néce$ (cm^2/ml)
RDC	4,45	0,18	-5936,4	-1959,3	- 7,55	- 12,44	/	/	/
1 ^{er}	4,45	0,18	-4466,8	-1758,7	- 5,32	- 9,71	/	/	/
2 ^{eme}	4,45	0,18	-3439,9	-1585,8	- 3,81	- 7,77	/	/	/
3 ^{eme}	4,45	0,18	-2672,0	-1871,9	- 2,16	- 6,83	/	/	/
4 ^{eme}	4,45	0,18	-1788,2	-1147,2	- 1,58	- 4,44	/	/	/
5 ^{eme}	4,45	0,18	-1383,7	-879,4	- 1,23	- 3,43	/	/	/
6 ^{eme}	4,45	0,18	-857,7	-587,2	- 0,71	- 2,18	/	/	/
7 ^{eme}	4,45	0,18	-517,9	-288,0	- 0,51	- 1,23	/	/	/

- **Vérification des contraintes limites de cisaillement dans les trumeaux :**

Tableau. IV.46. Vérification des contraintes.

Voile	Etage	Combinaison	h(m)	d (m)	v	\bar{v}	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	vérification
V ₁	2 ^{eme}	G+Q+E	1	0.9	-97.65	-136.7	0.844	6	OK
V _{1'}	2 ^{eme}	0.8G+E	1	0.9	-173.6	-243.1	1.5	6	OK
V ₂	RDC	G+Q+E	3.05	2.745	-998.05	-1397.2	2.828	6	OK
V ₆	RDC	G+Q+E	4.45	4.005	-1032.8	-1446.0	2.006	6	OK
V ₃	5 ^{eme}	0.8G+E	1.5	1.35	-105.47	-147.6	0.607	6	OK
V _{4'}	RDC	G+Q+E	2.25	2.025	-367.91	-515.08	1.413	6	OK
V ₅	1 ^{ere}	G+Q+E	4.5	4.05	-1176.3	-1646.8	2.259	6	OK
V ₄	RDC	G+Q+E	2.25	2.025	-472.2	-661.23	1.814	6	OK

- **Armature de joint de bétonnage (aciers de couture)**

$$A_v = 1.1 \frac{v}{f_e}$$

Tableau. IV.47. Choix finals.

Etage	V	f_e	$A_v (cm^2)$	Le choix
RDC	-1000.9388	500	2.20	2×16HA10
1 ^{ere}	-869.8587	500	1.91	2×16HA10
2 ^{eme}	-640.1644	500	1.40	2×16HA10
3 ^{eme}	-533.4214	500	1.17	2×16HA10
4 ^{eme}	-284.9731	500	0.6269	2×16HA10
5 ^{eme}	-330.708	500	0.728	2×16HA10
6 ^{eme}	-213.958	500	0.471	2×16HA10
7 ^{eme}	-201.0373	500	0.442	2×16HA10

IV.4.4. Calcul du ferrailage transversal :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{V_2}{0.9 d f^e / \gamma_s}$$

$$A_t \geq \frac{V_2 \cdot S_t \cdot \gamma_s}{0.9 d \cdot f^e}$$

Tableau. IV.48. Ferrailage transversal.

Voile	Longueur (m)	A _t (cm ²)
V ₂	3.05	1.007
V _{1'}	1	0.18
V ₁	1	0.09
V ₄	2.25	0.38
V ₅	4.5	1.220

IV.5.1. Schéma des ferrailages des voiles

- Voile V₁ axe C selon x-x (L=1m)

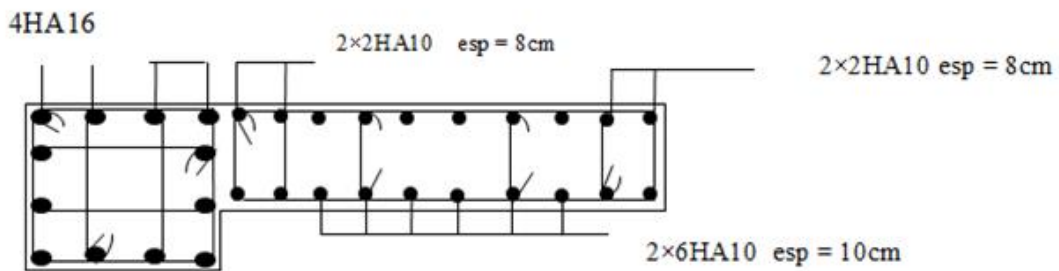
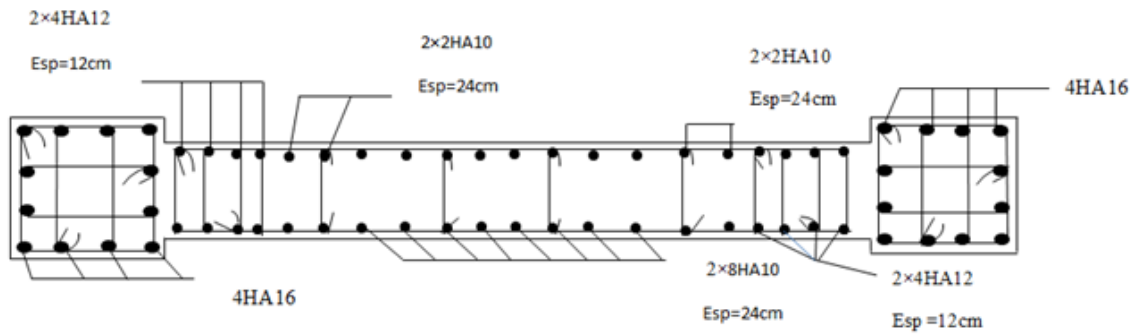


Figure IV.19. Schéma de ferrailage du voile 1 (RDC).

$-A_{s \min} \text{ RPA} = 0.0015 * 18 * 99.55 = 2.69 \text{ cm}^2$

Chapitre IV : Ferrailage des éléments résistants

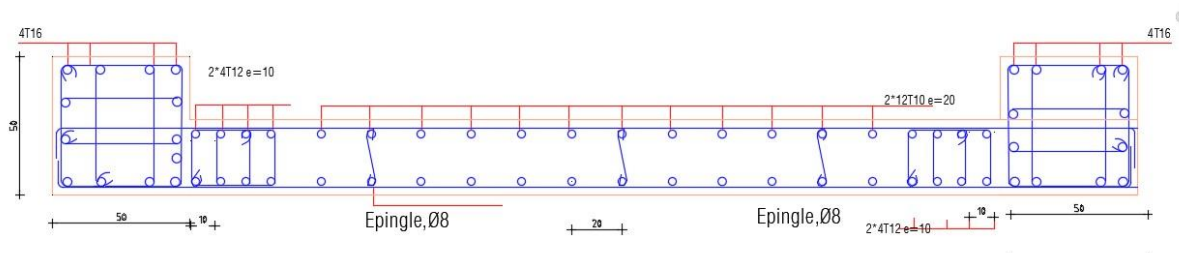
- Voile V₅ axe C selon x-x (L=4.5 cm)



$$A_{s \min} \text{ RPA} = 0.0015 * 18 * 400 = 10.8 \text{ cm}^2.$$

Figure IV.20. : Schéma de ferrailage du voile 5(RDC)

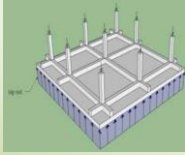
- Voile V₂ axe 7 selon y-y (L=3.05m).



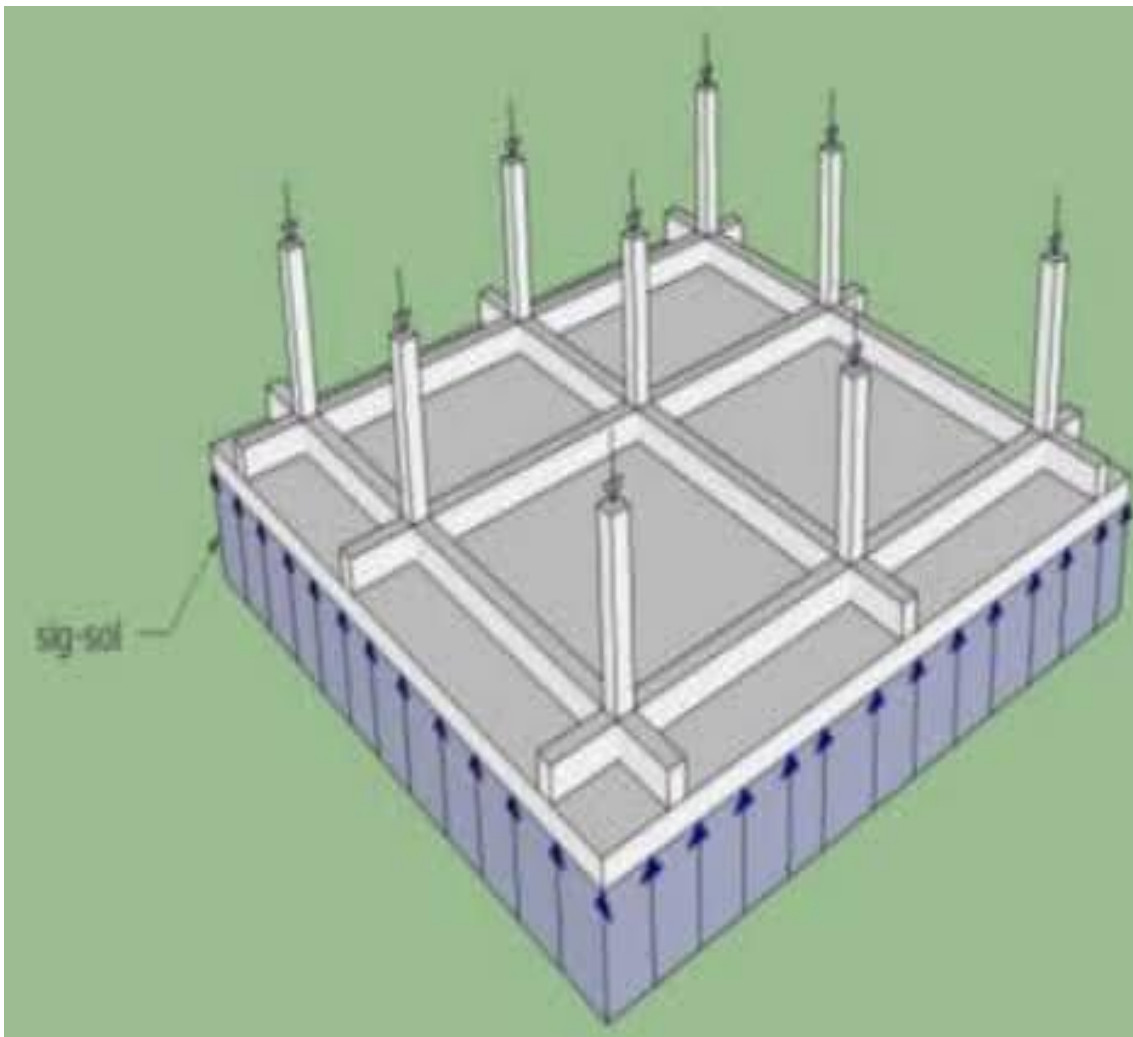
$$-A_{\min} \text{ RPA} = 0.0015 * 18 * 255 = 6.885 \text{ cm}^2$$

Figure IV.21. Schéma de ferrailage du voile 2(RDC).

Chapitre V



ETUDE DES FONDATION



V.1. Introduction

On appelle infrastructure, toutes les parties inférieure d'un ouvrage reposant sur le terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, on distingue les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radier général) et les fondations profondes (semelles sur pieux par exemple...).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

La classification de sol.

La réponse du sol et la réponse de la structure.

Les efforts transmis à la base, ...

Pour notre cas : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

- Pour savoir si notre fondation est un radier général on doit vérifier la condition suivante :

Si : $\frac{S_{n\acute{e}cc}}{S_{bat}} (\%) > 50\%$ alors la fondation nécessite un radier.

- **Superstructure :**

$$N_G = 43623.1703 \text{ KN.}$$

$$N_Q = 7493.865 \text{ KN.}$$

- **Infrastructure (sous -sol)**

$$N_G = 7797.8657 \text{ KN.}$$

$$N_Q = 1297.388 \text{ KN.}$$

Donc au totale on a :

$$N_G = 51421.0316 \text{ KN.}$$

$$N_Q = 8791.2538 \text{ KN.}$$

Avec : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

Afin de prendre en considération le poids propre des fondations on devra majorer la charge permanente de 10%.

Alors :

$$N = 1.1 N_G + N_Q = 65354.3885 \text{ KN.}$$

$$S_{n\acute{e}c} \geq \frac{65354.3885}{200} = 326.77 \text{ m}^2.$$

$$S_{bat} = 384.183 \text{ m}^2.$$

Chapitre V : Etude des FONDATION

$\frac{S_{néc}}{S_{bat}} = \frac{326.77}{384.183} = 85.05\% \geq 50\%$ donc la fondation du bâtiment étudié sera un radier.

$$S_{néc} = 326.77 \text{ m}^2 < S_{bat} = 384.183 \text{ m}^2$$

Alors :

$S_{radier} = S_{batiment}$ plus un débord de 50 cm pour chaque côté ce qui donne :

$$S_{radier} = 432.233 \text{ m}^2.$$

V.2. Calcul des fondations

Nous avons choisi d'opter pour un radier nervuré dans les deux sens qui est plus économique que le radier dalle.

V.2.1. Introduction :

Le radier nervuré est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide est soumis à la réaction uniforme du sol.

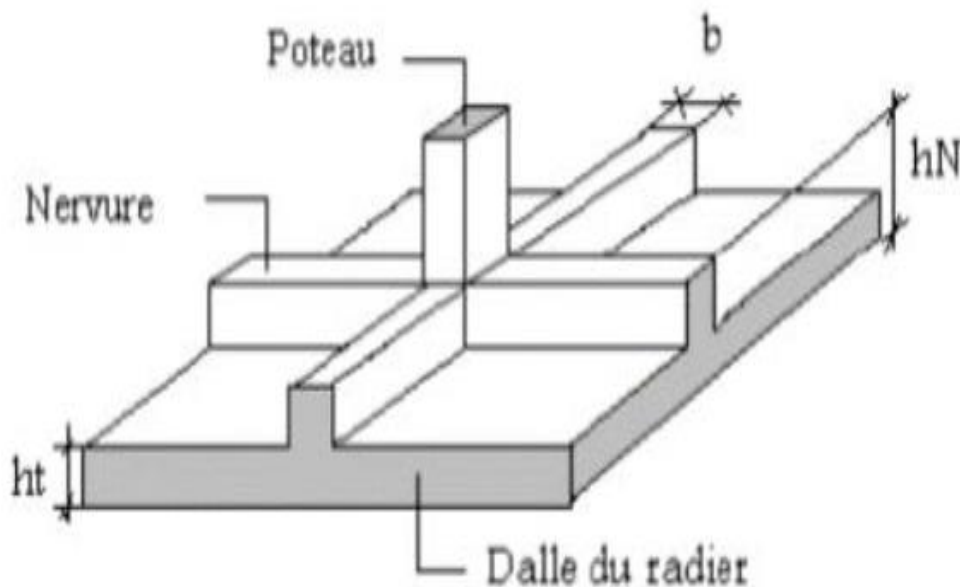


Figure V.1. Schéma du radier nervuré.

V.2.2. Pré dimensionnement du radier

V.2.2.1. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire [6]**

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 6,2m \quad \Rightarrow h_1 \geq 31cm \rightarrow \text{Soit} \quad h_1 = 40cm$$

- **Condition de cisaillement**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 f_{c28}; 4MPa\} = 3MPa$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \Rightarrow \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{radier}}$$

$N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (sous-sol).

$$N_u = 82605.27336KN.$$

$b = 1 m$: Largeur de la semelle.

$L = 6,2 m$: La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L}{2 S_{radier} b (0,9 \bar{\tau})} = 21,9cm \quad \Rightarrow h_2 = 21.9cm$$

- **Le choix Final**

$h \geq \text{Max} (h_1 ; h_2) = 40 cm \rightarrow$ on prend donc: $h = 40 cm$.

V.2.2.2 pré-dimensionnement des nervures

- **La largeur de la nervure**

Condition de coffrage

$$a \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{620}{10} = 62cm$$

$$a \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{450}{10} = 45cm$$

On prend, $a = 50cm$

- **La hauteur des nervures**
Théorie de la poutre sur sol élastique

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par

l'expression suivante : $\frac{\pi}{2} L_e + a \geq L_{\max}$

Avec :

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{b \cdot K}}$$

Où :

E : Module d'élasticité du béton. → **E = 20000 MPa**

I : Inertie de la section du radier.

b : Largeur de semelle en contact avec le sol : $b = \frac{LG+LD}{2} = 4.475\text{m}$

K : Coefficient de réaction du sol.

K = 5 MPa/ml pour un très mauvais sol.

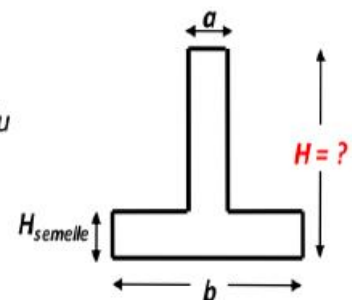
K = 40 MPa/ml pour un sol moyen.

K = 120 MPa/ml pour un très bon sol.

Pour un sol moyen on prendra K = 40 MPa/ml.

- **Procédure pratique pour fixer la hauteur de la nervure**

le concepteur peut choisir une inertie de la semelle telle que la condition entre - axe des poteaux $\leq \frac{\pi}{2} l_e + a$ soit satisfaite et calculer la semelle comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (avec une répartition linéaire des contraintes du sol).



$b=4.475\text{m}$; $h_{\text{semelle}}= 0.40\text{ m}$; $a =0.5\text{m}$, L entre – axe des poteaux = 6.2m

Tableau V.1. Hauteur de la nervure calculée par une procédure pratique.

<i>Hauteur de nervure(m)</i>	<i>1</i>	<i>1.6</i>	<i>1.61</i>
<i>I (m4)</i>	<i>0.0971</i>	<i>0.3834</i>	<i>0.3907</i>
<i>Le(m)</i>	<i>2.566</i>	<i>3.618</i>	<i>3.635</i>
$\frac{\pi}{2} L_e+a$	<i>4.530</i>	<i>6.183</i>	<i>6.21</i>

A partir du tableau précédent en déduit $h_{N1}=1.61\text{ m}$.

- **Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suite :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a : $L_{max} = 6.2\text{ m} \Rightarrow 41.33\text{ cm} \leq h_N \leq 62\text{cm}$

On prend : $h_{N2}=45\text{cm}$

Conclusion

$h_N \geq \text{Max} (h_{N1}; h_{N2}) = 161\text{cm}$

On prend : $h_N = 161\text{cm}$.

- **Résumé**

- ❖ Epaisseur de la dalle du radier $h = 40\text{cm}$
- ❖ Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 161\text{cm} \\ b = 50\text{cm} \end{cases}$

V.2.3. Caractéristiques géométriques du radier

Tableau V.2. Caractéristiques géométriques du radier.

Position de centre de gravité (m)		Moment d'inertie (m ⁴)	
X _G	Y _G	I _{xx}	I _{yy}
14.19	9.58	30691.723	20107.611

V.2.3. Vérifications Nécessaires

V.2.3.1. Vérification de la Stabilité du Radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_S}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\Rightarrow (\frac{M_S}{M_R} > 1,5)$

Avec :

M_S : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres (se trouvant au-dessus du débord).

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ancrage de la structure. ($h = h_{ss} + h_{nervure}$)

- **Sens x-x**

$$M_0 = 3316.9052 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 21751.8811 \text{ KN.m}$$

$$h = 5.35 \text{ m}$$

Donc: $M_R = 119689.4691 \text{ KN.m}$

N_{G1} : Poids propre de la super structure (y compris le sous-sol).

N_{G2} : Poids propre de la dalle du radier + poids propre de la nervure.

N_Q : poids de la surcharge d'exploitation de la structure (y compris le sous-sol).

On a:

$$N_{G1}=60212.2854\text{KN.}$$

$$N_{G2}=4322.33+3416.7375=7739.0675\text{KN.}$$

$$N_{Gt}=N_{G1}+1.1*N_{G2}=67951.3529\text{KN.}$$

$$\text{Donc : } N = 67951.3529\text{KN.}$$

$$M_s = N \times X_G = 964229.6997\text{KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 8.056 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

- **Sens-y-y**
 - $M_0 = 3988.177625\text{KN.m}$
 - $V_0 = 22189.5535\text{KN.m}$
 - $h = 5.35\text{m.}$

$$M_R = 122702,2889\text{KN.m}$$

$$M_s = N * Y_G = 650973.9608\text{KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 5.3053 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

Conclusion

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1.5,

Donc notre structure est stable dans les deux sens.

V.2.3.2. Vérification des Contraintes Sous le Radier

$$\text{On a } \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \Rightarrow \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Les contraintes du sol sont données par

a- Sollicitation du premier genre :

$$\text{A } \uparrow \text{ ELS: } \sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{s_{\text{rad}}} = \frac{60212.2854}{432.233} = 139.305\text{KN/m}^2$$

$$139.305\text{KN/m}^2 < \sigma_{\text{ser}} = 200\text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

Chapitre V : Etude des FONDATION

b- Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V \leq 1.5 \sigma_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V \geq 0 \text{ pour éviter les tractions sous le radier.}$$

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33\sigma_{sol}.$$

• ELU

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 82605.2733 \text{ KN.}$$

M : est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau V.3. Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{KN/m}^2)$
Sens x-x	246.45	135.78	218.7825
Sens y-y	249.57	132.65	220.34
Vérification	$\sigma_{1\max} < 1.5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_{2\min} > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 226$

• ELS

$$N_{ser} = G + Q = 60212.2854 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2.$$

Tableau V.4. Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{KN/m}^2)$
Sens x-x	194.64	83.97	166.97
Sens y-y	197.76	80.85	168.53
Vérification	$\sigma_{1\max} < 1.5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_{2\min} > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

- ELU : $\sigma_u = 220.34 \text{KN/m}^2$
- ELS : $\sigma_{\text{ser}} = 168.53 \text{KN/m}^2$

V.2.3.3. Ferrailage du Radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

- **Ferrailage de la dalle**

Détermination des efforts

- Si $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x q L^2$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y q L^2$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'où on a :

Les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive

-Moment en travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x \\ M_{ty} = 0.85M_y \end{cases}$

Panneau intermédiaire

- Moment en travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x \\ M_{ty} = 0.75M_y \end{cases}$

- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

-Si $\frac{L_x}{L_y} < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

-Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

- Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$

Chapitre V : Etude des FONDATION

Avec: $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

- Valeur de la pression sous radier

ELU : $q_u = \sigma_u \cdot 1 = 220.34 \text{ kN/ml}$.

ELS : $q_{ser} = \sigma_{ser} \cdot 1 = 168.53 \text{ kN/ml}$.

- **Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu = 0$)**

On a le rapport des panneaux $0.4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.5}{6.2} = 0.72 \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens. Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Calcul des moments à l'ELU (dalle du radier).

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	Ma (KN.m)
4.45	6.2	0.72	0.0658	0.4624	220.34	287.104	244.038	132.757	112.843	86.1312

- **Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($\nu = 0,2$)**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Calcul des moments à l'ELS (dalle du radier).

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	Ma (KN.m)
4.45	6.2	0.72	0.0719	0.6063	168.53	239.960	203.960	145.484	123.6614	71.9859

- **Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$;
 $h = 40 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 36 \text{ cm}$.

Chapitre V : Etude des FONDATION

- **Section minimale**

Sens-y-y : $0.08\% b \cdot h = 3.2 \text{ cm}^2$.

Sens x-x : $A_s \text{ min} = 1.2 \cdot (A_{s \text{ min}} \text{ suivant y-y}) = 3.84 \text{ cm}^2$

Tableau V.7. Ferrailage des Panneaux du Radier.

	<i>Sens</i>	<i>M_u(KN.m)</i>	<i>A_s^{cal}(cm²)</i>	<i>A_s^{min}(cm²)</i>	<i>Choix</i>	<i>A_s^{adp}(cm²)</i>
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	244.038	16.6	3.2	11HA14	16.93
	<i>y-y</i>	112.843	7.41	3.84	5HA14	7.70
<i>Appui</i>	<i>x-x</i>	86.1312	5.62	3.2	4HA14	6.16
	<i>y-y</i>					

- **Espacement**

$E_{sp} \leq \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(120; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

- a. **En travée**

- **Sens x-x** : $S_t = \frac{100}{12} = 8 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$.

- **Sens-y-y** :

$E_{sp} \leq \min(4h; 40\text{cm}); S_t \leq \min(160; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$.

$S_t = \frac{100}{6} = 16 < 33$; on prend $S_t = 16\text{cm}$

On prend $s_t = 16 \text{ cm}$ selon les deux sens x-x et y-y

- b. **Aux Appuis**

$S_t = \frac{100}{5} = 20 < 33$ on prend : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérifications nécessaires**

- a. **Condition de non fragilité**

$A_s^{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.97 \text{ cm}^2$

b. Vérification des contraintes à l'ELS

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

Tableau V.8. Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifiée
<i>Travée</i>	x-x	203.960	16.93	9.57	18	86.5	250	ok
	y-y	123.6614	7.70	8.57	18	60.7	250	ok
<i>Appui</i>	x-x	71.9859	6.16	5.56	18	35.4	250	ok
	y-y							

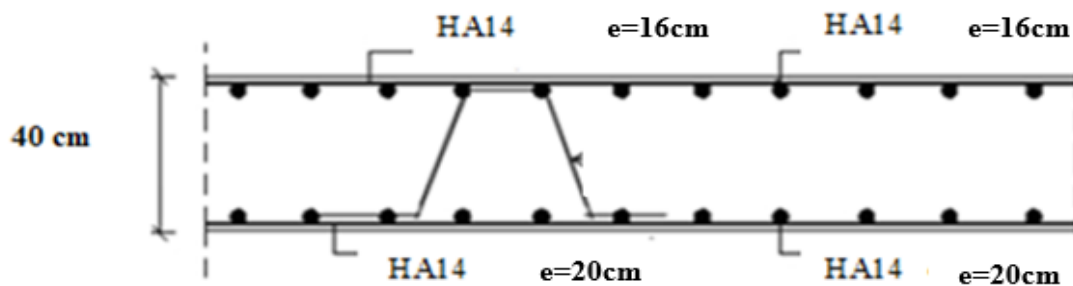


Figure V.2. Ferrailage de la Dalle du Radier.

V.2.3.4. Ferrailage des nervures

- **Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire. [2]

$$\text{On a } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_t = 0.50M_0$$

Chapitre V : Etude des FONDATION

- Calcul des armatures

$b = 50 \text{ cm}$; $h = 161 \text{ cm}$; $d = 144.9 \text{ cm}$.

- Sens non porteur (y-y)

$L = 4.45 \text{ m}$; $q_u = 220.34 \text{ kN/ml}$.

Tableau V.9. Ferrailage des nervures (sens non porteur).

	<i>Mu</i> (KN.m)	<i>A_s^{cal}</i> (cm ²)	<i>Choix</i>	<i>A_s^{adpo}</i> (cm ²)
<i>Travée</i>	463.599	6.87	5HA14	7.70
<i>Appuis</i>	272.705	4.02	3HA14	4.62

- Sens porteur (x-x)

$L = 6.2 \text{ m}$; $q_u = 220.34 \text{ kN/ml}$.

Tableau V.10. Ferrailage des nervures (sens porteur).

	<i>Mu</i> (KN.m)	<i>A_s^{cal}</i> (cm ²)	<i>Choix</i>	<i>A_s^{adpo}</i> (cm ²)
<i>Travée</i>	899.924	13.49	9HA14	13.85
<i>Appuis</i>	529.367	7.86	6HA14	9.24

- Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 8 \text{ cm}^2.$$

Chapitre V : Etude des FONDATION

V.2.3.5. Vérifications nécessaires des contraintes à l'ELS et contrainte tangentielle du Béton

a- Vérification des contraintes à l'ELS

$q_{ser} = 168.53 \text{ kN/ml}$.

Tableau V.11. Vérification des contraintes

	<i>Sens</i>	<i>M_{ser}</i> (KN.m)	<i>A_s</i> (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifiée
Travée	x-x	354.590	7.70	3.52	18	43.7	250	ok
	y-y	688.319	13.85	5.1	18	66	250	ok
Appui	x-x	208.582	4.62	2.67	18	31.4	250	ok
	y-y	404.893	9.24	3.68	18	46.3	250	ok

b- Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [2]

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3 \text{ MPa}$.

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = 683.054 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{683.054 \times 10^3}{500 \times 144.9 \times 10} = 0.9428 \leq \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

V.2.3.6. Armatures transversales

c- Selon [1] :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K=1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min} (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) = 0.47 \text{ MPa.}$$

c- Selon [2] :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.03b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{2} ; 12 \phi_l \right) = 40.25 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone Nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 80.5 \dots\dots\dots \text{Zone Courante.}$$

$$\phi_l \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right) = 4.6 \text{ cm}$$

$$f_c = 500 \text{MPa} ; \tau_u = 0.924 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.4 \text{MPa} ; b = 50 \text{cm} ; d = 144.9 \text{cm.}$$

On trouve :

$$S_t = 20 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 25 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 3 \text{cm}^2 \text{ On prend : } 4\text{T}10 = 3.14 \text{cm}^2$$

V.2.3.7. Armatures de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$\text{On a : } h = 161 \text{ cm donc : } 3 \times 1.61 = 4.83 \text{cm}^2$$

$$\text{Alors : } \mathbf{On\ opte\ 2HA16+1HA14 = 5.5\text{cm}^2}$$

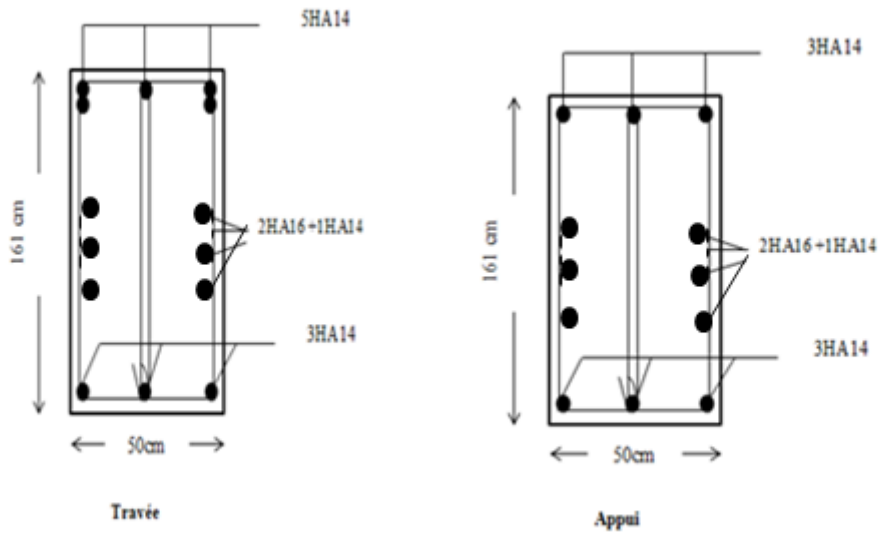


Figure V.3. Ferrailage des nervures de sens non porteur y-y.

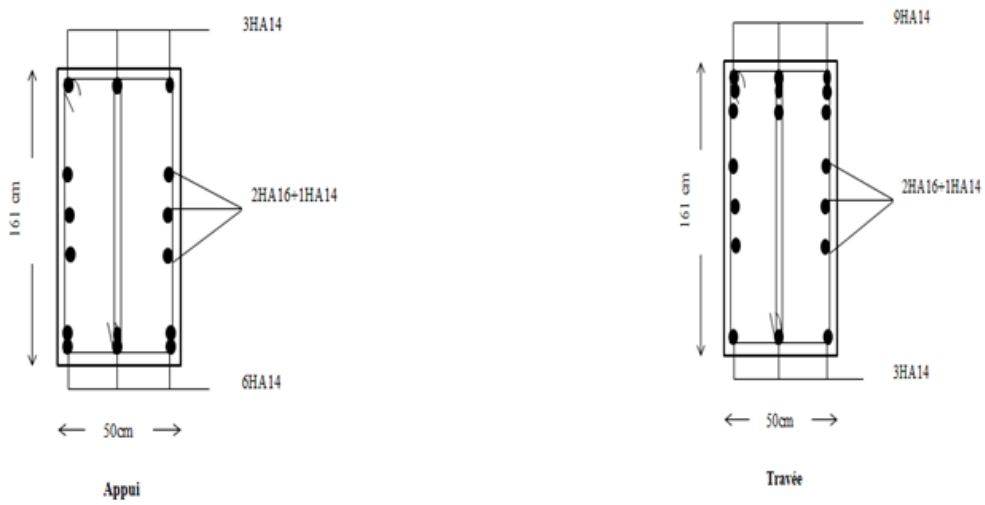


Figure V.4. Ferrailage des nervures de sens porteur x-x.

V.4. Ferrailage du Débord

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0,5\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

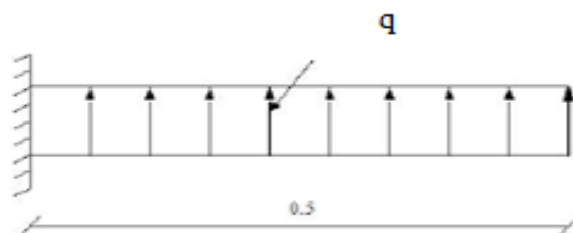


Figure V.5. Schéma statique des débords.

- **Calcul de ferrailage**

$q_u=220.34\text{ KN/ml}$; $b = 100\text{ cm}$; $L= 0.5\text{m}$; $h = 0.4\text{ cm}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 18\text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{qL^2}{2} = 27.538\text{ KN.m} \quad \text{et} \quad \sigma_s = 435\text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1.73\text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.974\text{cm}^2 > 1.73\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée.}$$

Choix : 6 HA 10 = 4.71 cm²

- **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.9936\text{ cm}^2 < A_r < 1.9872\text{ cm}^2$$

On prend: 4HA8= 2.01cm²,

- **Espacement**

$$E_{sp} \leq \min (3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (150; 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

- **Armature principal :**

- $S_t = \frac{100}{7} = 14\text{ cm} < 33\text{ cm}$; on prend $S_t = 14\text{cm}$

- **Armature de répartition**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 < 33 ; \text{ on prend } S_t = 20\text{cm}$$

Chapitre V : Etude des FONDATION

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

$$q_{ser} = 168.53 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ser} = \frac{q L^2}{2} = 21.066 \text{ KN.m} ; \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable.....}\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110\sqrt[3]{f_{t28}}) \right) = 333.33 \text{ MPa.}$$

Tableau V.12. Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier.

<i>M_{ser}</i> (KN.m)	<i>A_s</i> (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifiée
21.066	4.71	1.74	18	128.4	250	vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.4 > 0.0625 \quad \text{vérifiée} \\ 0.001308 < 0.0084 \quad \text{vérifiée} \\ 0.4 \geq 0.075 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

- **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = 4\text{MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T^{max}}{b d} = 1.897 \text{ MPa} \leq 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

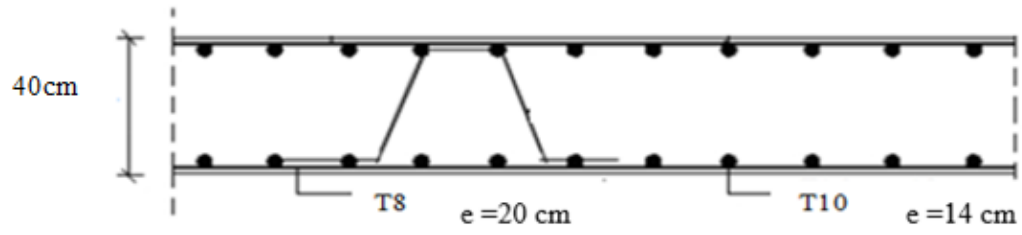


Figure V.6. Ferrailage du débord.

V.5. Etude du voile périphérique

V.5.1. Pré-dimensionnement

Afin de donner plus de rigidité à la partie entrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé, il est armé d'un double quadrillage d'armature, on se réfère aux prescriptions du **RPA99**

Version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15cm$.
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\emptyset$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

V.5.2. Évaluation des Charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3.34m ; L_y = 4.45m.$$

Les charges et surcharges sont uniformément réparties sur une bande de 1m (le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur), se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

La résultante PG des poussées des terres (remblais), sur la hauteur « L » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement [1] :

On considère :

$$\left[\begin{array}{l} - \beta = 0. \\ - \lambda = 0. \\ - \varphi = 32.23^\circ. \\ - \delta = 2\varphi/3. \\ - \gamma = 11.34KN/m^3. \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} P_G = K_a \times \gamma \times \frac{L^2}{2} \\ K_a^\gamma = 0.3 \end{array}$$

$$L = (h_{s \text{ sol}} - h_{ps}) = 3.74 - 0.4 = 3.34m.$$

Chapitre V : Etude des FONDATION

On obtient :

$$P = 18.976 \text{ KN/ml.}$$

$$P_u = 25.6176 \text{ KN/ml.}$$

V.5.3 Effort dans la Dalle

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.75 \geq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.0621.$$

$$\mu_y = 0.5105.$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 \dots \dots \dots \text{ sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{ sens de la grande portée.}$$

Panneau de rive :

$$\text{Moment en travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x \\ M_{ty} = 0.85 M_y \end{cases}$$

$$\text{Moment sur appuis: } M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_{ax}.$$

L_x	L_y	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (KN/ml)	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{ty}	M_a
3.34	4.45	0.75	0.0621	0.5105	25.6176	17.75	15.0875	9.06	7.701	5.325

Chapitre V : Etude des FONDATION

V.5.4 Calcul du Ferrailage :

$b=100\text{cm}$; $h=18\text{cm}$; $d=16.2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$.

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Ferrailage du Voile Périphérique.

	<i>Sens</i>	M_u	A_s^{cal} (cm^2)	<i>Choix</i>	A_s^{adp} (cm^2)	A^{cnf} (cm^2)	<i>ESP</i> (cm)
Travée	<i>x-x</i>	15.0875	2.15	7HA10	5.5	1.23	12
	<i>y-y</i>	7.701	1.19	4HA10	3.14	1.23	20
Appui	<i>x-x</i>	5.325	0.74	4HA10	3.14	1.23	20
	<i>y-y</i>						

V.5.5. Vérification nécessaire

- Condition de Non Fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm ($12 \leq h \leq 30$) (cm).

On a :

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0.0006$ pour les barres FeE500.

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0006 \left[3 - \frac{3.34}{4.45} \right] \frac{100 \cdot 18}{2} = 1.21 \text{ cm}^2. \\ A_y^{min} = 0.0006 * 100 * 18 = 1.08 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

Chapitre V : Etude des FONDATION

V.5.6. Vérification de l'Effort Tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa.}$$

$$T_x = \frac{p_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 34.21 \text{ KN.}$$

$$T_y = \frac{p_u L_x}{3} = 28.521 \text{ KN.}$$

$$T_u^{max} = 34.21 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{34.21 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 180} = 0.211 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

V.5.7. Vérification à l'ELS :

a) Evaluation des sollicitations à l'ELS :

L_x	L_y	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (KN/ml)	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{ty}	M_a
3.34	4.45	0.75	0.0684	0.6447	18.976	14.48	12.308	9.335	7.934	4.344

b) Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

Tableau V.14 : Vérification des Contraintes à l'ELS du voile périphérique.

	Sens	M_{ser}	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	12.308	5.50	4.16	18	165.3	250	Ok
	y-y	7.701	3.14	3.4	18	182.3	250	Ok
Appui	x-x	4.344	3.14	1.86	18	99.8	250	OK
	y-y							

Chapitre V : Etude des FONDATION

Tableau V.15 : Redimensionnement des armatures du voile périphérique.

	Sens	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	2.15	7HA10	5.50	12
	y-y	1.19	4HA10	3.14	20
Appui	x-x	0.74	4HA10	3.14	20
	y-y				

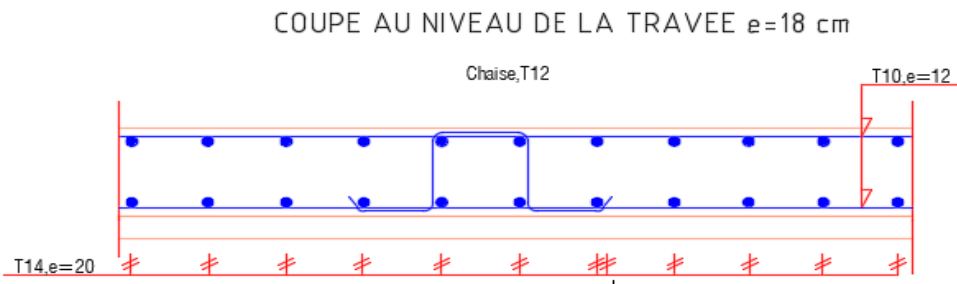


Figure V.7 : Ferrailage du voile périphérique.

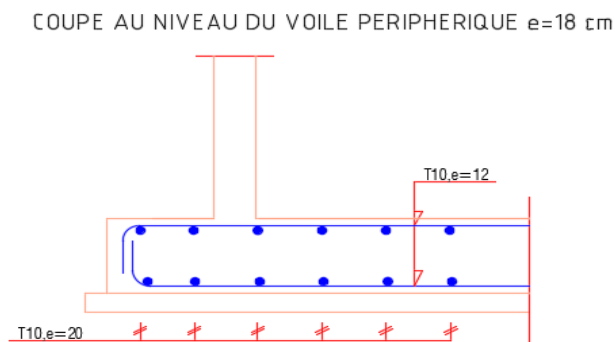


Figure V.8 : Coupe au niveau du voile périphérique.

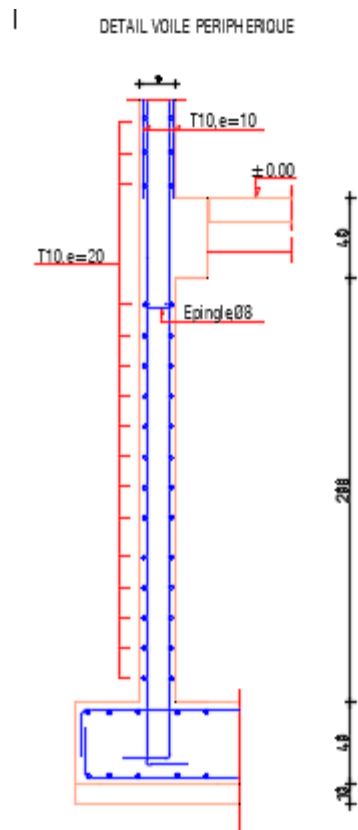


Figure V.9 : Détail voile périphérique.

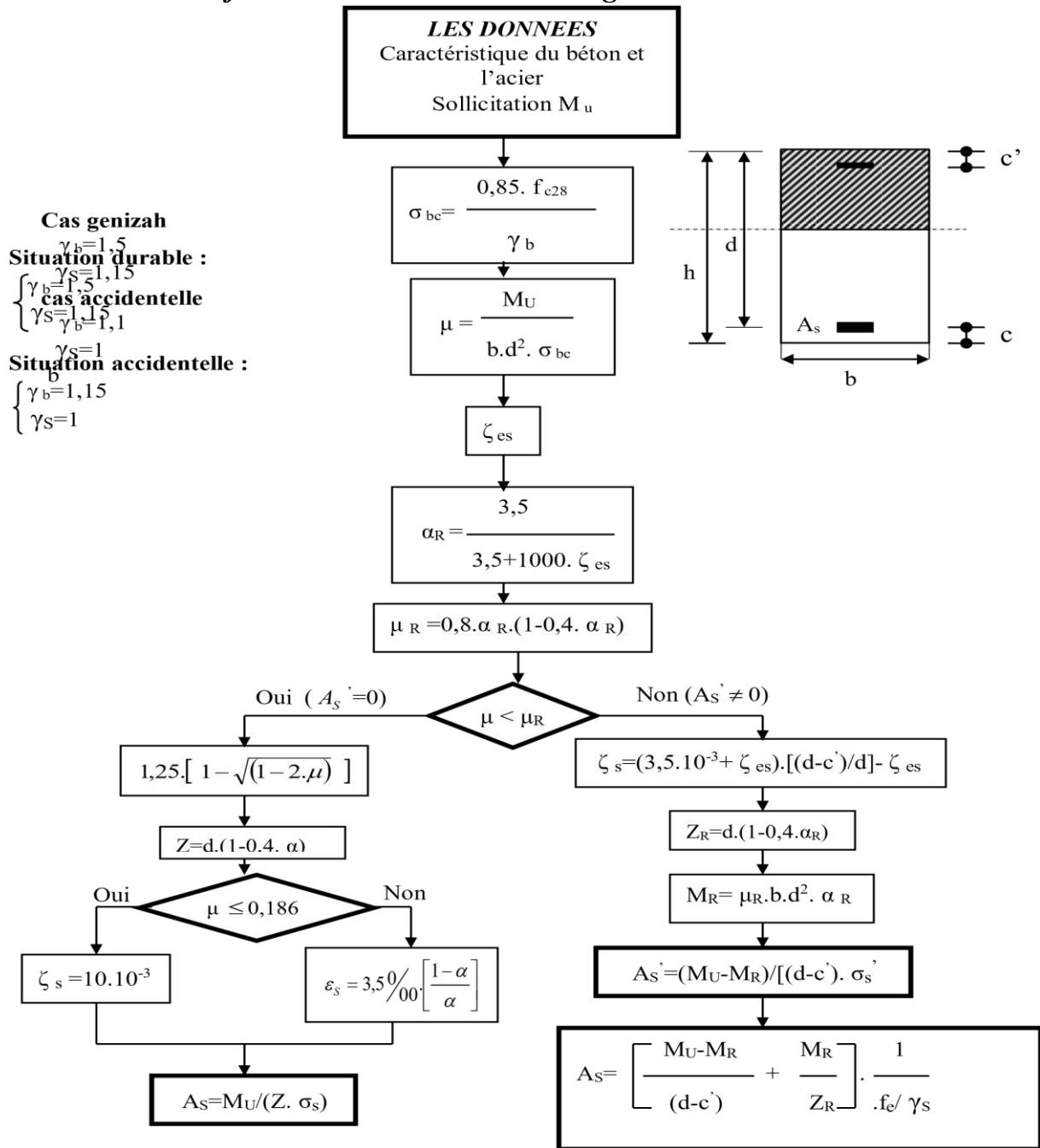
Conclusion

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances acquises pendant notre formation de master. Cela nous a aidé à :

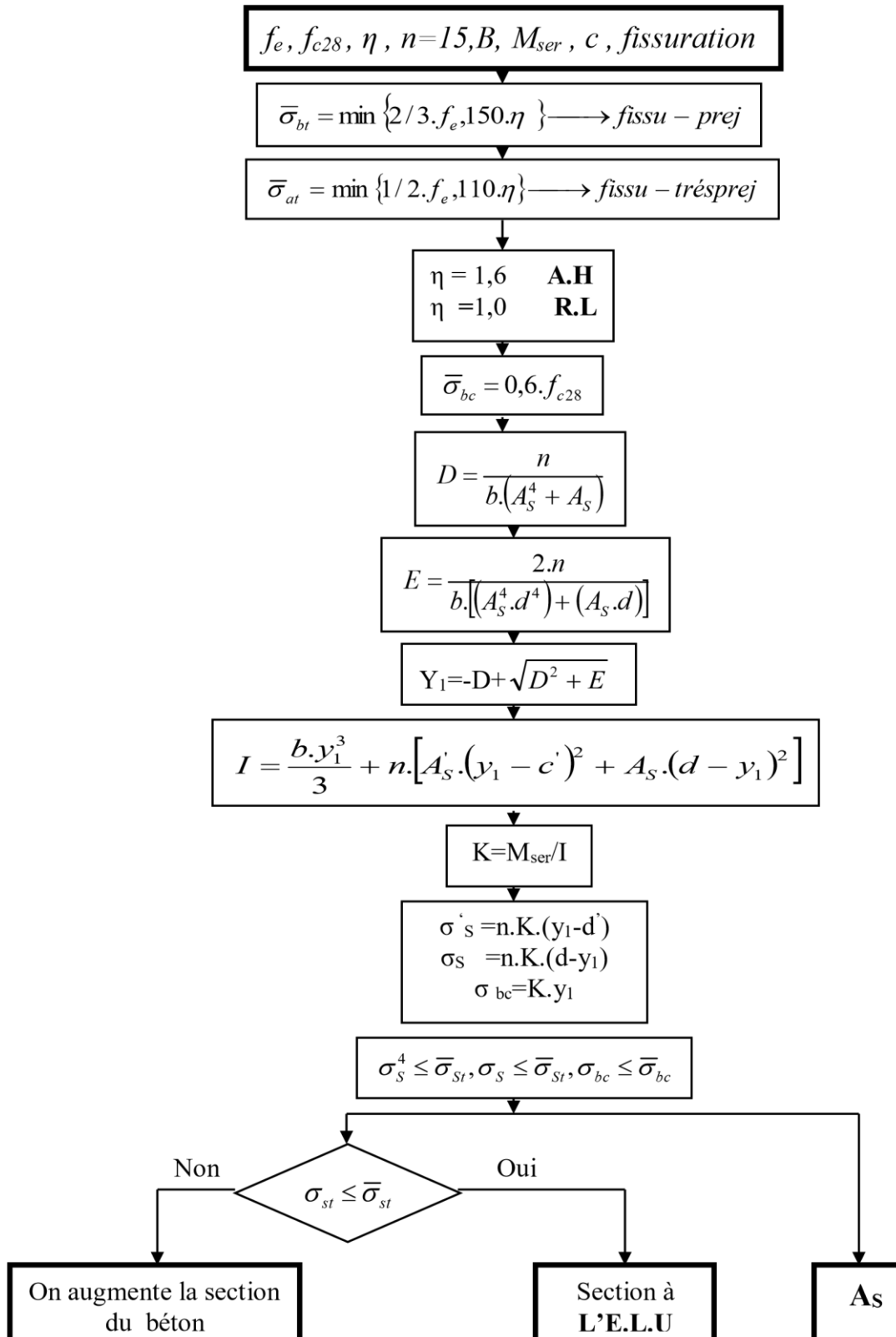
- Comprendre et maîtriser le dimensionnement et le ferrailage d'une structure en béton armé selon les normes en vigueur, en zone sismique.
- L'étude dynamique est certainement l'étape la plus cruciale dans un projet en zone sismique, car c'est elle qui définit les éléments de contreventement à ferrailer par la suite.
- Les dimensions et le ferrailage des éléments de fondation dépendent également de cette étape.
- Nos recherches sur l'influence des épaisseurs des voiles ont montré que leur diminution n'affecte pas de manière significative la rigidité latérale du bâtiment.
- Le génie civil n'étant pas une science exacte, les résultats finaux dépendent des décisions prises par les calculateurs.

ORGANIGRAM

Vérification d'une section rectangulaire a l'ELS

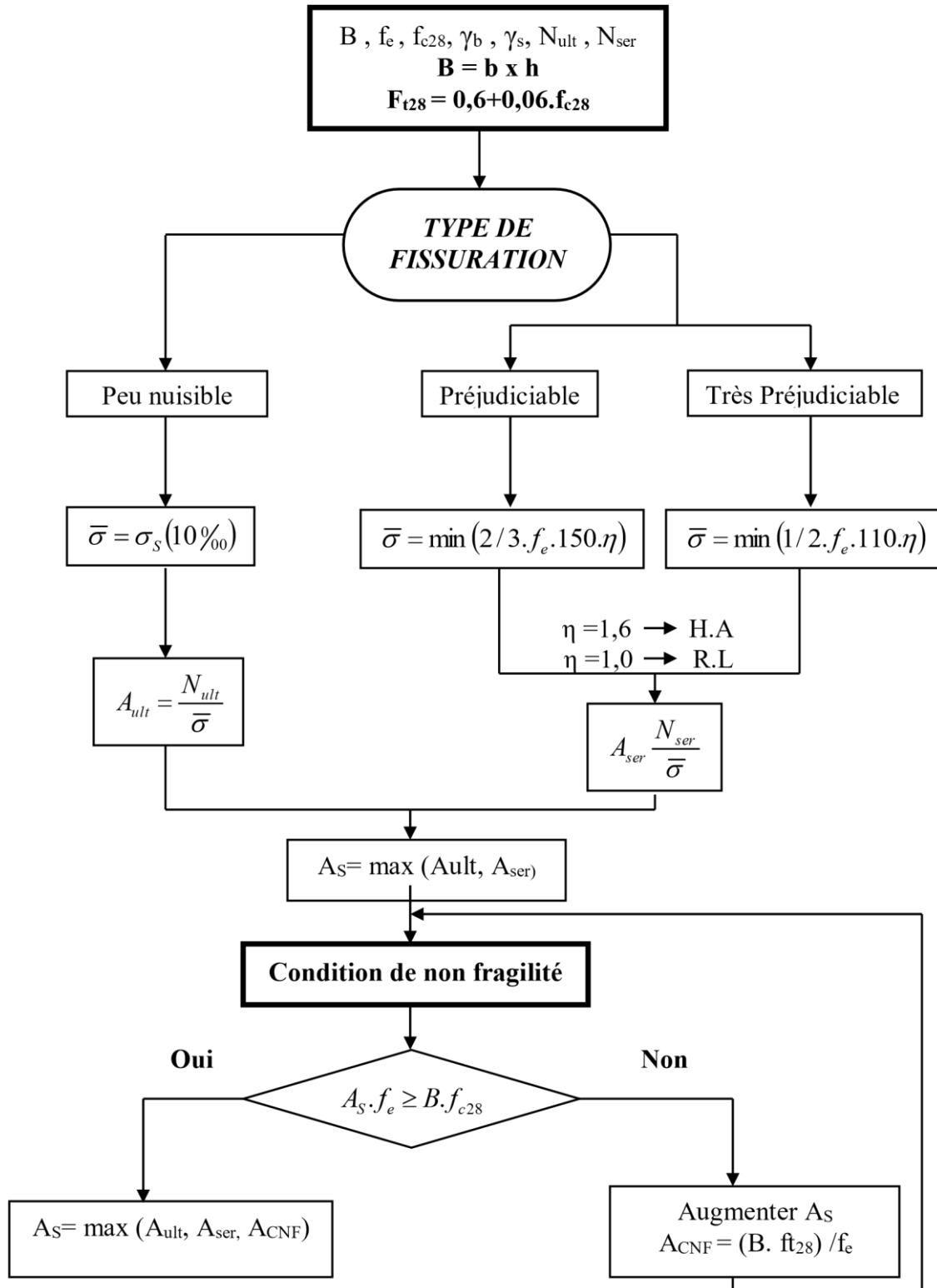


ORGANIGRAM



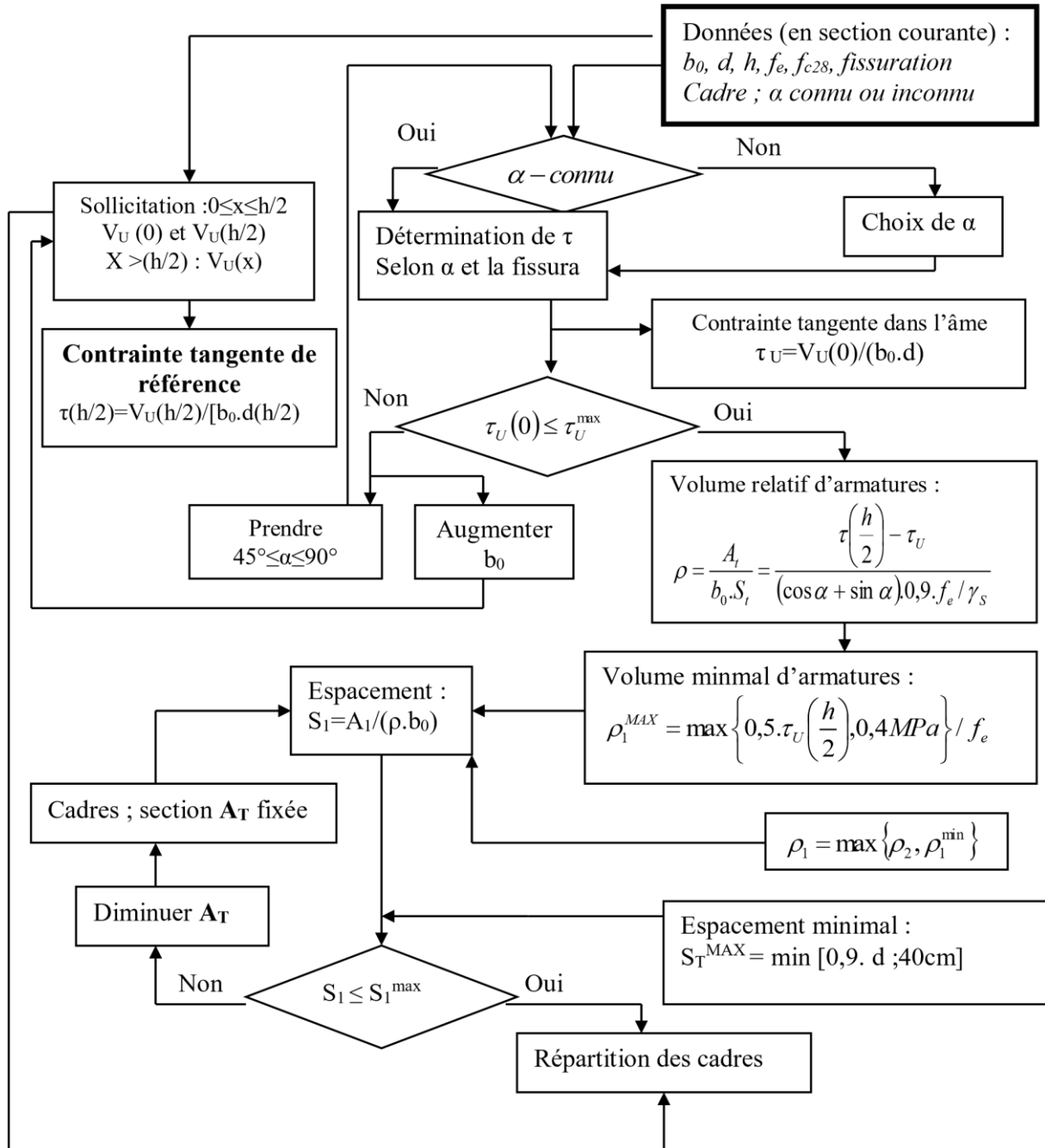
ORGANIGRAM

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAM

Calcul des armatures d'une poutre soumise a l'effort tranchant



ORGANIGRAM

Bibliographie

[1] **D.T.R** « Règles parasismiques Algériennes 99 Version 2003 »

[2] **D.T.R** « Règles de conception et de calcul des structures en béton arme 93»

[3] Cour matériaux de construction licence.

[4] Cour béton armé Master

[5] **D.T.R** « Charge permanentes et charges d'exploitation »

❖ Mémoire de fin d'étude

- ALMARI ANIS ; SAHKI ABDERRAOUF 2021/2022 « Conception et calcul parasismique d'un Bâtiment en RDC+8étage +sous –sol Contreventé par portique et des voiles Béton arme » UNIVERSTE SAAD DAHLEB DE BLIDA
- AMMARI ISLEM 2022/2023 « Conception et calcul parasismique d'un bâtiment en RDC+1Sous-sol +6 étage contrevente par portique en béton arme. Impact de l'utilisation des matériaux légers sur la réponse sismique du bâtiment. »
- SADI CHERIF IKRAM. IAICHE ACHOUR SIHEM « Conception et calcul parasismique d'un Bâtiment En RDC+7 étages + 2 Sous-sol contrevente par des portiques et voiles en Béton arme »

Logiciels utilisés

- ETABS18.1.1.
- Autocad16
- SOCOTEC.

Application

- BEAM DISGNE.
- SkayCiv

REPUBLIQUE ALGERIEN DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE DE SAAD DAHLEB BLIDA

جامعة سعد دحلب - البليدة



Faculté De Technologie

كلية التكنولوجيا

Département De Génie Civil

قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التخرج

Pour l'Obtention du diplôme

DE MASTER EN GENIE CIVIL

Option : Structures

THÈME

ANNEXE

Présenté par :

- DJOUABI SELMA
- ABID CHOUROUK.

Encadré par : M^{me}.C.CHERFA

2023/2024

REPUBLIQUE ALGERIEN DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE DE SAAD DAHLEB BLIDA

جامعة سعد دحلب - البليدة



Faculté De Technologie

كلية التكنولوجيا

Département De Génie Civil

قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التخرج

Pour l'Obtention du diplôme

DE MASTER EN GENIE CIVIL

Option : Structures

THÈME

ANNEXE

Présenté par :

- DJOUABI SELMA
- ABID CHOUROUK.

Encadré par : **M^{me}.C.CHERFA**

2023/2024

I.1.Escalier:

Elément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage à un autre. L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

I.2.1.Définition des éléments d'un escalier

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- **La montée** : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche** : la partie horizontale.
- **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches successives (h).
- **La contre marche** : la partie verticale d'une marche.
- **Le nez de marche** : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron** : est l'horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contre marches successives(g).
- **Une volée** : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Palier** : la dalle horizontale à la fin ou début de la paillasse.
- **L'embranchement** : est la longueur d'une marche.

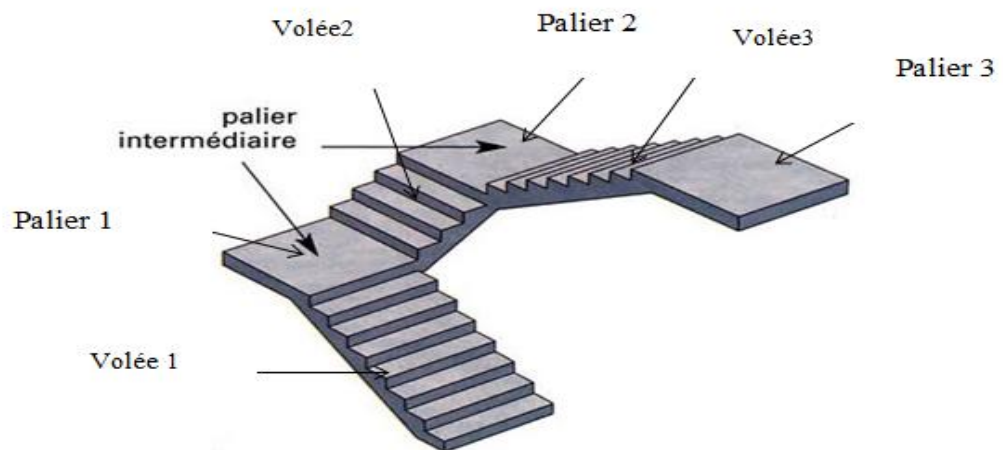


Figure I.1. Différents éléments d'un escalier.

Remarque : L'escalier du bâtiment étudié est un escalier droit composé de 3 volées. Les volées 1 et 3 sont identiques ; la volée 2 se trouve entre les volées 1 et 3.

I.2.2. Dimensionnements :

- **Pour une réalisation idéale et confortable, on doit avoir selon la formule de Blondel.**

$$\ll 2h + g = 64 \gg$$

Avec :

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse

H : Hauteur verticale de la paillasse.

On obtient le nombre de marche et leur dimension par les relations suivantes :

Donc :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - 712n + 408$$

- $n_1 = 0.60$ **rejeté**
- $n_2 = 10,830$

Donc on prend :

- Le nombre de contre marche12.
- Le nombre de marche11.

Alors :

$$h_{1;3} = \frac{H}{n} = \frac{161.5}{9} = 17.88\text{cm.}$$

$$h_2 = \frac{H}{n} = \frac{85}{5} = 17\text{cm.}$$

Pour la première volée on a contre 9 contre marcher → 8 marcher pour volée n°1 et °3.

Pour la deuxième volée on a contre 5 contre marcher → 4 marcher pour volée n°2

$$g_{1,3} = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm. (Volées 1 et 3).}$$

$$g_2 = \frac{L}{n-1} = \frac{120}{5-1} = 30\text{cm. (Volée 2).}$$

Tableau I.1. Lagueur de la ligne de foulée.

Volée	g (cm)	(n-1)	L (cm)
1 et 3	30cm	8	240
2		4	120

a) Vérification de l'équation de « *BLONDEL* » :

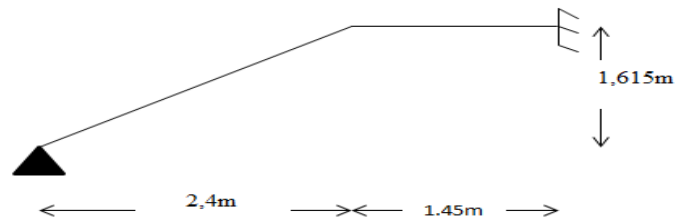
Volées 1 et 3 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \leq (g + 2h) \leq 66\text{cm} \\ 16 \leq h \leq 18 \text{ cm} \\ 22 \leq g \leq 33\text{cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h + g = 64\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{Vérfiée.}$$

Volée2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \leq (g + 2h) \leq 66\text{cm} \\ 16 \leq h \leq 18 \text{ cm} \\ 22 \leq g \leq 33\text{cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h + g = 64\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{Vérfiée.}$$

- L'épaisseur des volées 1 et 3 :



Figul.2. Schéma statique des volées 1et3.

$$\frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20}$$

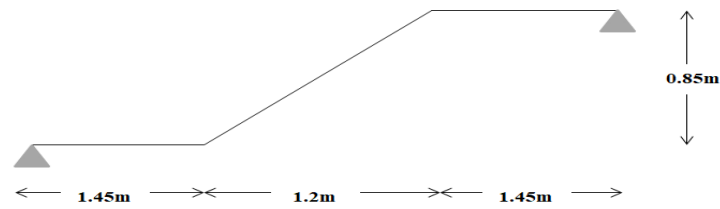
$$\rightarrow L = \sqrt{240^2 + 161,5^2} + 145 = 434,278\text{cm.}$$

$$\frac{434,278}{30} \leq e_v \leq \frac{434,278}{20} \quad \rightarrow \quad 14,476 \leq e_v \leq 21,714$$

Donc on prend : $e_v = e_p = 20\text{cm}$

NB : le palier aura la même épaisseur que la volée

- L'épaisseur de volée 2 :



FigI.3. Schéma statique de la volée 2.

$$\frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20}$$

- $L = \sqrt{120^2 + 85^2} + 145 = 292.054 \text{ cm.}$

$$\frac{292.054}{30} \leq e_v \leq \frac{292.054}{20} \quad \rightarrow \quad 9.7351 \leq e_v \leq 14.602$$

Donc on prend : $e_v = e_p = 20 \text{ cm.}$

- Les différents angles d'inclinaisons des volées :

$$\text{Tg} \alpha_{1;3} = \frac{H}{L} = \frac{161,5}{240} = 0,67291 = \alpha = 33,937^\circ.$$

$$\text{Tg} \alpha_2 = \frac{H}{L} = \frac{85}{120} = 0,7083 = \alpha = 35,311^\circ.$$

I.2.3. Évaluation des charges :

- Palier 1, 2 et 3 :

Tableau I.2. Charge permanente du palier.

Matière	Epaisseur (cm)	Masse Volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)
Marbre	3	27	0.81
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	3	18	0.54
Poids propre de la dalle	20	25	5
Enduit en ciment	2	18	0.36
G Total			7.11

Annexe

- **Volée 01 et 03 :**

Tableau I.3. Charge permanente de Volée.

Matière	Epaisseur (cm)	Masse Volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)
Marbre	3	27	0.81
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	3	18	0.54
Enduit en ciment	2	18	0.36
Garde Corp.	2	-	1
G Total			3.11

➤ **Charge exploitation :** 2.5 KN/m²

➤ **Charge permanente**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0.2}{\cos 35.311^\circ} = 6.127 \text{KN/m}^2$.

- Poids propre de la marche : $\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.13 \text{KN/m}^2$

- $G_{\text{total}} = \text{Charge permanente} + \text{Poids propre de la paillasse} + \text{Poids propre de la marche} = \mathbf{11.26 \text{KN/m}^2}$.

- **Volée 02 :**

Tableau I.4. Charge permanente de la Volée 2.

Matière	Epaisseur (cm)	Masse Volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)
Marbre	3	27	0.81
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	3	18	0.54
Enduit en ciment	2	18	0.36
Garde Corp.	2	-	1
G 1			3.11

➤ **Charge exploitation :** 2.5 KN/m²

➤ **Charge permanente**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0.2}{\cos 35.311^\circ} = 6.127 \text{KN/m}^2$.

- Poids propre de la marche : $\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.13 \text{KN/m}^2$.

$G_{\text{total}} = \text{Charge permanente} + \text{Poids propre de la paillasse} + \text{Poids propre de la marche} = \mathbf{11.36 \text{KN/m}^2}$.

I.2.4. Combinaison des charges :

Tableau I.5. Combinaison des charges.

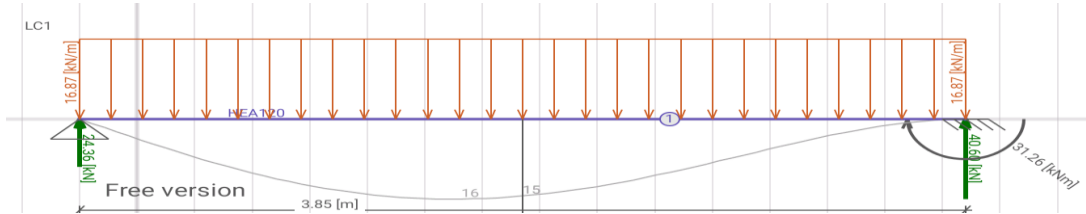
	ELU (KN/ml)	ELS (kN/ml)
Palier	13.35	9.61
Volée 1 et 3	19	13.77
Volée 2	19.1	13.87

Remarque : Les efforts et les Diagramme à l'ELU et l'ELS qui suivant ont été calculés et tracés par l'application **Beam design**.

I.3.1. Schéma statique

- Volée 01 et 03 :
- L'ELU :

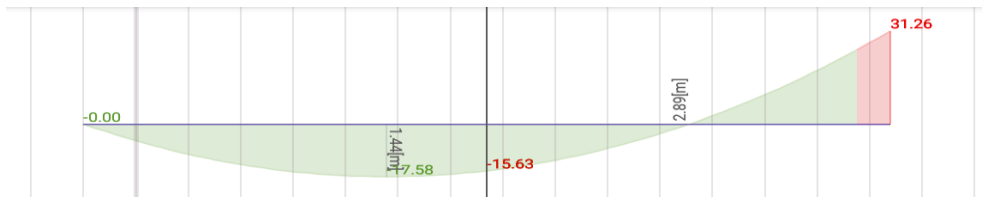
$$q_{u \text{ ELU}} = \frac{\sum P_i \times l_i + \sum p_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{19 \times 2.4 + 13.35 \times 1.45}{2.4 + 1.45} = 16.872 \text{ KN/ml.}$$



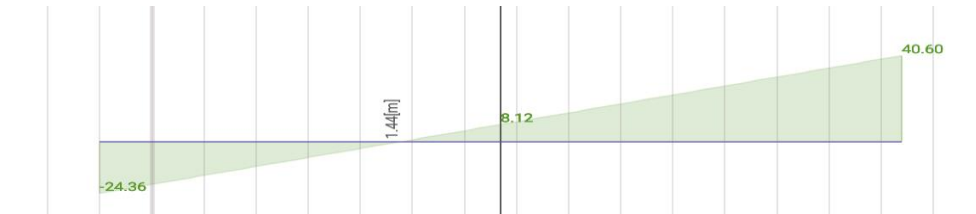
FigurI.4. Schéma statique des Volées 01 et 03 à L'E.L.U.

- Diagramme des efforts internes

ELU :



- Effort tranchant



ELU :

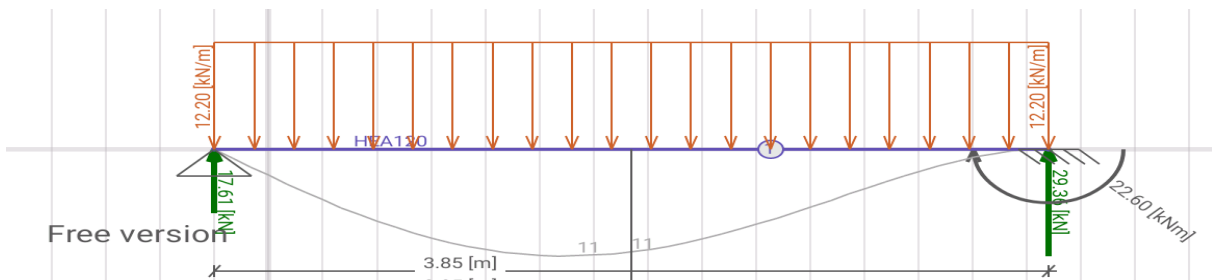
Puisque les appuis sont partiellement encastrés donc on doit corriger les moments obtenus

En travée : $M_{utr} = 0.85M_u = 26.571 \text{ KN.m}$

En appui : $M_{u \text{ app}} = 0.5 M_u = 15.63 \text{ KN.m}$

L'ELS:

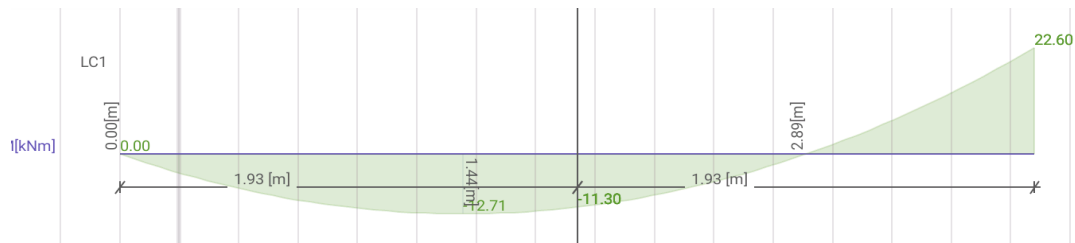
$$q_s \text{ ELS} = \frac{\sum P_i \times l_i + \sum p_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{13.77 \times 2.4 + 9.61 \times 1.45}{2.4 + 1.45} = 12.20 \text{ KN/ml.}$$



FigurI.5. Schéma statique des volées 01 et 03 à l'ELS.

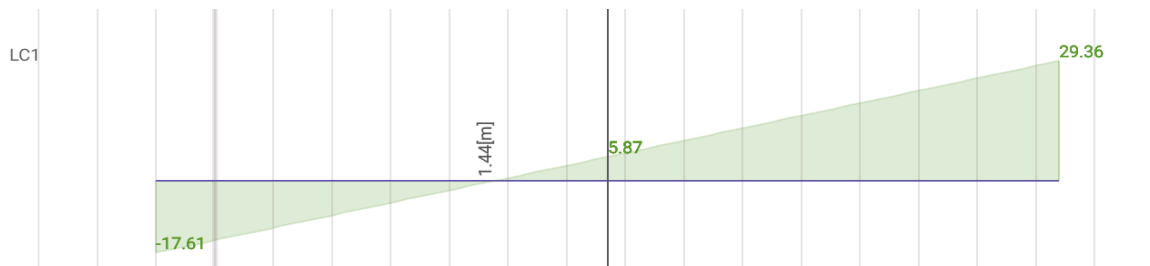
- **Diagramme des efforts internes**

ELS :



- **Effort tranchant**

ELS :



Annexe

Puisque les appuis sont partiellement encastres donc on doit corriger les moments obtenus

En travée : $M_{s\ tr} = 0.85M_s = 19.21\text{KN.m}$

En appui : $M_{s\ app} = 0.5 M_s = 11.3\text{KN.m}$

I.3.2. Calcul des armatures :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b*h)

Tel que : b=100cm ; h= 20cm.

-Le ferrailage se fait flexion simple pour une bande de 1m de largeur :

$f_{c28}=30\text{MPa}$, $f_{bc}=18\text{MPa}$; $f_{t28}= 2,4\text{MPa}$; $\gamma_b=1,5$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$; $\gamma_s=1,15$; $f_e=500\text{MPa}$.

Tableau I.6. Ferrailage d'escalier.

	M_u (KN)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal}/ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm ²)
Travée	26.571	0.0482	oui	0	0.0617	175.557	3.48	5HA10	3.93
Appui	15.63	0.0283	oui	0	0.036	177.962	2.01	5HA10	3.93

I.3.2.1. Espacement

- **En travée :** $esp \leq \frac{b}{6} \rightarrow esp \leq \frac{100}{6} = 16.67\text{cm}$

On prend : $esp = 15\text{cm}$

- **Sur appui :** $esp \leq \frac{b}{6} \rightarrow esp \leq \frac{100}{6} = 16.67\text{cm}$

On prend : $esp = 15\text{cm}$

I.3.2.2. Armature de répartition

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 0.9825 \leq A_r \leq 1.965$

Le choix est de 4HA10 = 3.14cm² avec St = 15cm.

-**Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 0.9825 \leq A_r \leq 1.965$

Le choix est de 4HA10 = 3.14cm² avec St = 15cm.

I.3.2.3. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{smin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2.4}{500} = 1.73 \text{ cm}^2.$$

- **En travée** : $A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1.73 \text{ cm}^2$ **Vérifiée.**

- **Sur appui** : $A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1.73 \text{ cm}^2$ **vérifiée.**

I.3.3.4. Effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{40.60 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.225 < \tau_u = 4 \text{ MPa}.$$

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

-Si : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} \leq 0 \rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

-Si : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} \geq 0 \rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0.9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 40.60 \times 10^3 - \frac{26.57 \times 10^6}{0.9 \times 180} = -123412.3457 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

I.3.3.5. Vérification des armatures transversales

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 0.225 < 0.05 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

I.3.3.6. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

- **Vérification des contraintes du béton :**

- La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

Tableau I.7. Vérification à l'ELS.

	$M_{ser}(KN.m)$	$A_s (cm^2)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	19.21	3.93	6.04	18	Vérifiée
Appui	11.3	3.93	3.55	18	Vérifiée

I.3.3.7. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_f}{10M_0} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{434,278} = 0.0460 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{non vérifier} \\ \frac{3.93}{100 \times 18} = 0.00218 < 0.0084 \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ \frac{20}{434,278} = 0.0460 < 0.1 \dots \dots \dots \text{non vérifier} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche. Flèche totale : $\Delta_{FT} = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L=4.342 < 5m$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right) + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = 66195.07 cm^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\lambda_i} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta(2+\frac{3b_0}{b})} \\ \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta(2+\frac{3b_0}{b})} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

Annexe

$E_i=34179.557\text{MPa}$; $E_v= 11496.760\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau I.8. Vérification de la flèche.

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
19.21	3.93	0.0021	271.557	11.429	4.571	0.1027	66195.07	33497.089	45047.768

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0.316\text{cm} \\ f_v = 0.7\text{cm} \end{array} \right\} \Delta_{fT} = f_v - f_i = 0.384\text{cm}$$

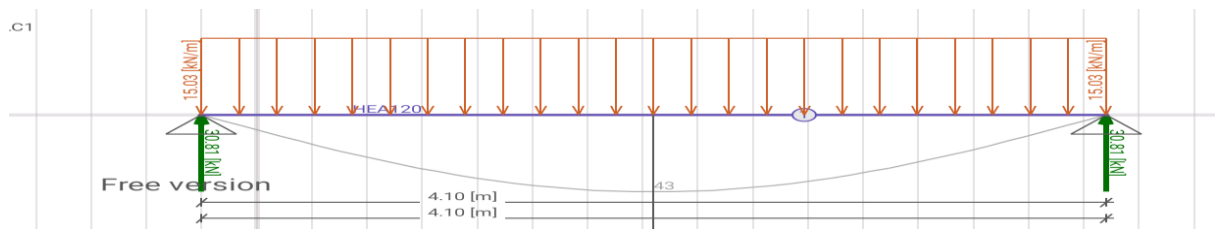
$$\overline{f} = 0.5 + \frac{L}{500} = 1.36\text{cm}$$

$\Delta_{fT} = 0.384\text{cm} < 1.36\text{cm}$ **Verifier**

I.4.1. Schéma statique

- Volée 02 :
- L'ELU :

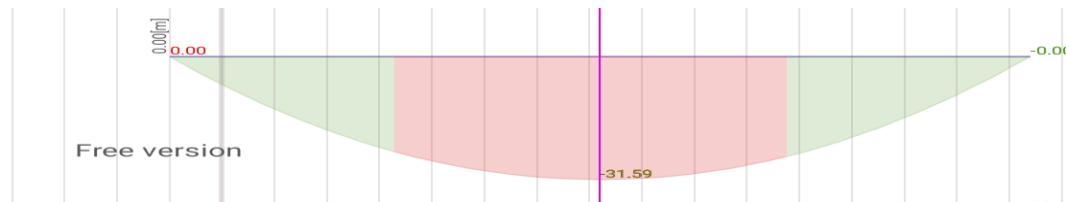
$$q_u \text{ ELU} = \frac{\sum P_i \times l_i + \sum p_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{13.35 \times 1.45 + 1.2 \times 19.1 + 13.35 \times 1.45}{1.2 + 1.45 + 1.45} = 15.033 \text{ KN/ml}$$



FigurI.6. Schéma statique de Volée 02.

- Diagramme des efforts internes

ELU :



- Effort tranchant



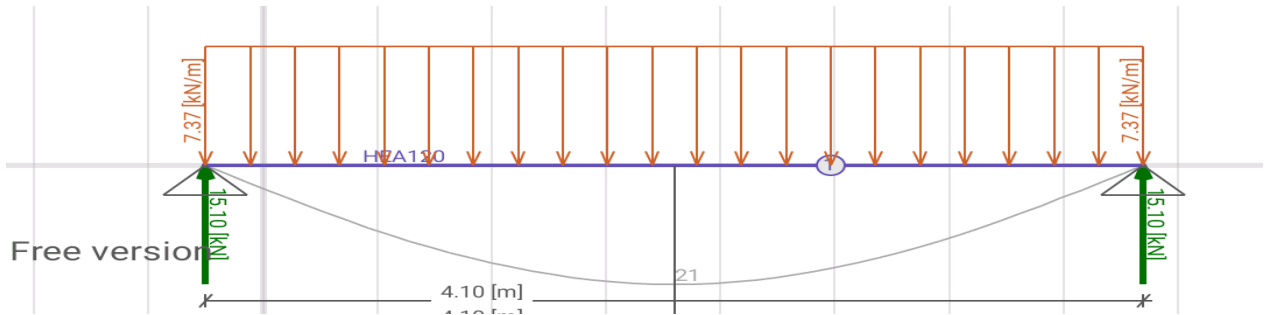
Puisque les appuis sont partiellement encastrés donc on doit corriger les moments obtenus

En travée : $M_{utr} = 0.85M_u = 26.851 \text{ KN.m}$

En appui : $M_{u \text{ app}} = 0.5 M_u = 15.8 \text{ KN.m}$

L'ELS :

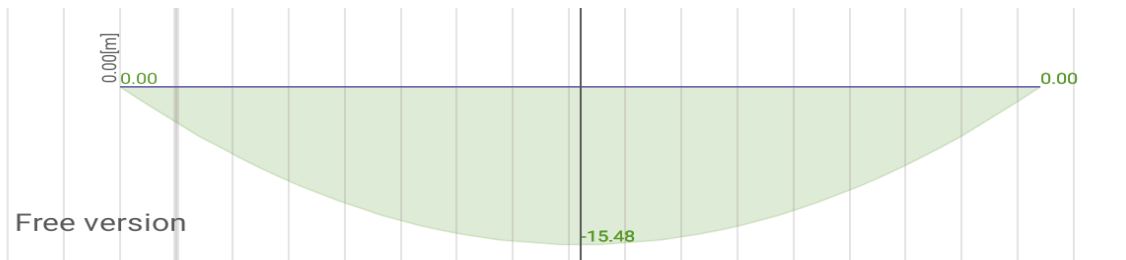
$$q_s \text{ ELS} = \frac{\sum P_i \times l_i + \sum p_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{9.61 \times 1.45 + 13.87 \times 1.2 + 9.61 \times 1.45}{1.45 + 2.4 + 1.45} = 7.37 \text{ KN/ml.}$$



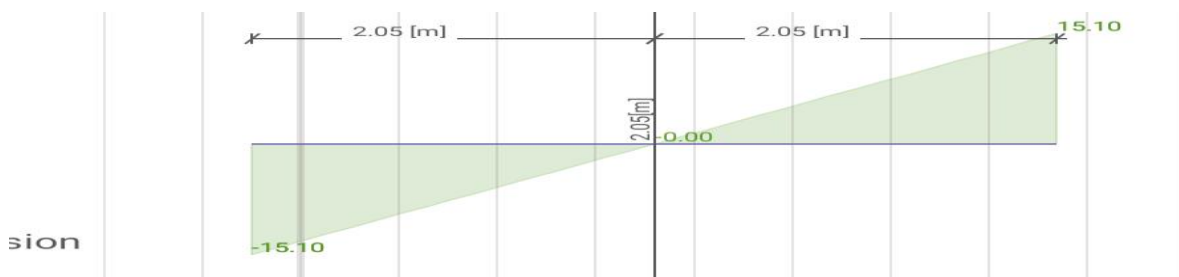
FigurI.7. Schéma statique.

- **Diagramme des efforts internes**

ELS :



- **Effort tranchant**



Puisque les appuis sont partiellement encastrés donc on doit corriger les moments obtenus

En travée : $M_{utr} = 0.85 M_u = 13.158 \text{ KN.m}$

En appui : $M_{u \text{ app}} = 0.5 M_u = 7.74 \text{ KN.m}$

I.4.2. Calcul des armatures :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b*h)

Tel que : b=100cm ; h= 20cm.

-Le ferrailage se fait flexion simple pour une bande de 1m de largeur :

$f_{c28}=30\text{MPa}$, $f_{bc}=18\text{MPa}$; $f_{t28}= 2,4\text{MPa}$; $\gamma_b=1,5$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$; $\gamma_s=1,15$; $f_e=500\text{MPa}$.

Tableau I.8. Ferrailage d'escalier.

	M_u (KN)	μ	$\mu < \mu_R$	$A's$ (cm^2)	α	Z (cm)	A_s^{cal}/ml (cm^2)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm^2)
Travée	13.158	0.0238	oui	0	0.0301	172.540	1.753	5HA10	3.93
Appui	7.74	0.0140	oui	0	0.0176	178.732	0.995	5HA10	3.93

I.4.2.1. Espacement

- **En travée :** $esp \leq \frac{b}{6} \rightarrow esp \leq \frac{100}{6} = 16.67\text{cm}$

On prend : $esp = 16\text{cm}$

- **Sur appui :** $esp \leq \frac{b}{6} \rightarrow esp \leq \frac{100}{6} = 16.67\text{cm}$

On prend : $esp = 16\text{cm}$

I.4.2.2. Armature de répartition

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 0.9825 \leq A_r \leq 1.965$

Le choix est de 4HA10 = 3.14 cm^2 avec St = 16cm.

-**Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 0.9825 \leq A_r \leq 1.965$

Le choix est de 4HA10 = 3.14 cm^2 avec St = 16cm.

I.4.2.3. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{smin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2.4}{500} = 1.73\text{cm}^2.$$

- **En travée :** $A_s = 3.93 \text{cm}^2 > A_{smin} = 1.73\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ **Vérfiée.**

- **Sur appui :** $A_s = 3.93\text{cm}^2 > A_{smin} = 1.73\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ **vérfiée.**

I.4.2.4. Effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 4 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{15.10 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.08388 < \tau_u = 4 \text{MPa}.$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

-Si : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} \leq 0 \rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

-Si : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} \geq 0 \rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0.9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 15.10 \times 10^3 - \frac{13.158 \times 10^6}{0.9 \times 180} = -66122.222 \text{KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

I.4.3.5. Vérification des armatures transversales

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 0.0838 < 0.05 f_{c28} = 1.5 \text{MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.3.6. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

- **Vérification des contraintes du béton**

- La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

Tableau I.9. Vérification à l'ELS.

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$\sigma_s (\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	13.158	3.93	3.61	18	Vérifiée
Appui	7.74	3.93	2.12	18	Vérifiée

I.4.3.7. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_f}{10M_0} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{292.054} = 0.0684 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{3.93}{100 \times 18} = 0.002183 < 0.0084 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{20}{292.054} = 0.0684 < 0.1 \dots\dots\dots \text{non vérifier} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche. Flèche totale : $\Delta_{fT} = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec
$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L=2.920 < 5m$$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right) + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = 68173.867 \text{ cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\lambda_i} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta(2+\frac{3b_0}{b})} \\ \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta(2+\frac{3b_0}{b})} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

E_i=34179.557MPa ; E_v= 11496.760MPa.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau I.10. Vérification de la flèche.

M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
13.158	3.93	0.00174	201.80	3.361	1.344	0.535	68173.867	26800.441	24364.0378

Annexe

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0.1224cm \\ f_v = 0.4006m \end{array} \right\} \Delta_{fT} = f_v - f_i = 0.2782cm$$

$$\overline{f} = 0.5 + \frac{L}{500} = 1.084cm$$

$\Delta_{fT} = 0.2782cm < 1.084cm \dots \dots \dots$ **Vèrifier**

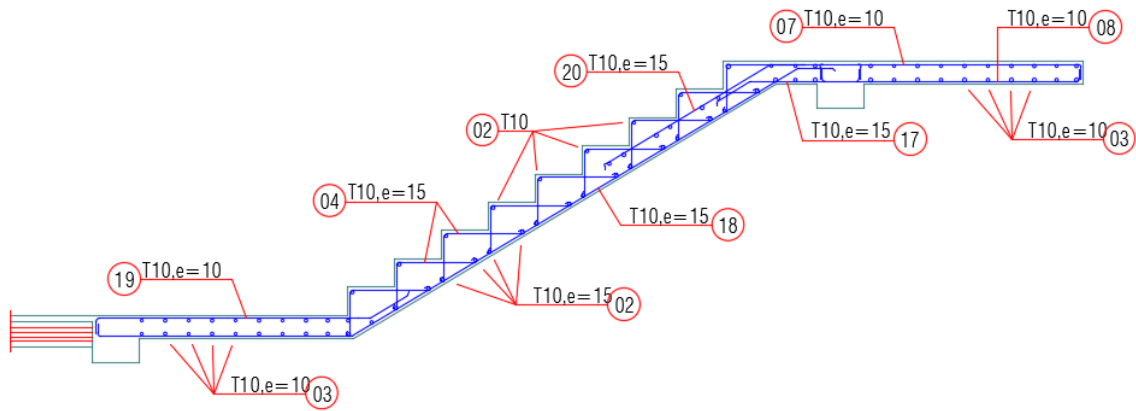


Figure I.8. Schéma ferrailage volées 01et 03.

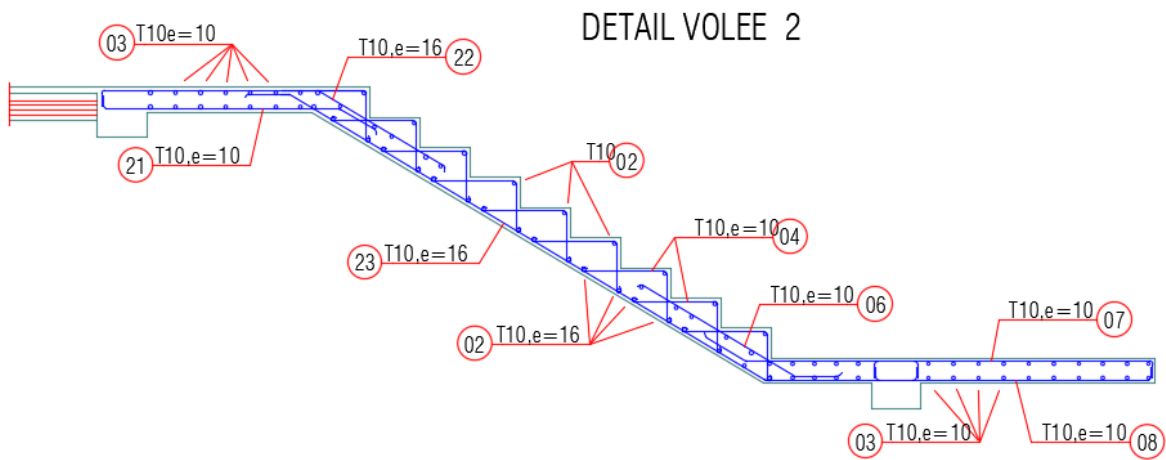


Figure I.9. Schéma ferrailage volées 02.

II.1. Introduction

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des éléments secondaires de notre ouvrage (acrotère, escalier, plancher) vis-à-vis des actions verticales (permanente et exploitation) par un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le **BAEL 91 et RPA99/V2003**.

II. 2L'acrotère

II.2.1. Caractéristiques et sollicitations :

L'acrotère se comporte comme une console verticale encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effort normal dû à son poids propre **G**.
2. La surcharge horizontale due à la main courante **Q**.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=75\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$.

II. 2.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

$$S = (0.10 \times 0.75) + (0.080 \times 0.1) + (0.1 \times 0.02) / 2 = 0.084 \text{m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_{\text{acrotère}} = 25 \times 0.084 = 2.1 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits en ciment ($e_p = 1,5 \text{ cm}$) ($\rho = 18 \text{ KN/m}^3$)

$$G_2 = \rho \times p \times e \quad \text{avec : } \rho: \text{ poids volumique du ciment}$$

P : périmètre transversale de l'acrotère

e : épaisseur des enduits de ciments = 1.5 cm

$$p = 0.75 + 0.1 + 0.1 + 0.08 + 0.1 + 0.65 = 1.78 \text{ m.}$$

$$G_2 = 18 \times 1.78 \times 0.015 = 0.48 \text{ KN/m.}$$

$$G = G_{\text{acrotère}} + G_2 = 2.1 + 0.48 = \mathbf{2.58 \text{ KN/ml.}}$$

- Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.
- **Force horizontale d'origine sismique agissant sur l'acrotère**

D'après **RPA 99 version 2003**, L'action des forces horizontales est donnée par :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (F_p : \text{charge sismique})$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale. Groupe 2, zone (III) donc :

A = 0.25 selon le tableau 4.1 (**RPA 99/2003**)

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1 (**RPA 99/2003**)

$$W_p : \text{Poids de l'acrotère} \Rightarrow W_p = 2.58 \text{ KN/ml.}$$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.80 \times 2.58 \Rightarrow F_p = 2.064 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = \max(1.5 Q, F_p) \Rightarrow F = F_p = 2.064 \text{ KN/ml.}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2.58 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad Q = 2.064 \text{ KN/ml}$$

II.2.3. Détermination des efforts

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.

Etat limite ultime (ELU) :

- $N_u = 1,35G = 3.483 \text{ KN}$.
- $M_u = 1,5 F_p \cdot h = 2.322 \text{ KN}$.
- $T_u = 1,5 F_p = 3.096 \text{ KN}$.

Etat limite de service (ELS) :

- $N_{ser} = G = 2.58 \text{ KN}$.
- $M_{ser} = F_p \cdot h = 1.548 \text{ KN}$.
- $T_{ser} = F_p = 2.064 \text{ KN}$.

II.2.4. Calcul de ferrailage

$h = 10\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $f_{c28} = 30\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 18\text{MPa}$; $c = c' = 3\text{cm}$; $f_e = 500\text{MPa}$.

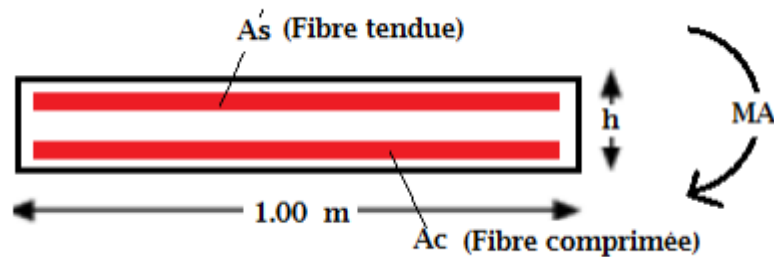


Figure.II.10. Section de l'acrotère.

A L'ELU :

- Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_U}{N_u} = \frac{2.322}{3.483} = 0.67 \text{ m.}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2\text{cm.}$$

$$e_u = 67\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 2\text{cm.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

- Calcul du moment de flexion

$$M_f = M_U + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2.31 \text{ KN} \cdot \text{m} \cdot \text{d}^2.$$

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} * b * d^2} = 0.0241.$$

D'après l'organigramme : $M = M_f = 2.31 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$\mu = 0.0241 < 0.392$ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.0241 \rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0305.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 75(1 - 0.4 * 0.0305) = 74.085 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{M_f}{z * \sigma_s} = \frac{2.31 * 10^6}{74.085 * 435} = 71.66 \text{ cm}^2.$$

$$A_1 = A_s' \quad \text{et} \quad A_2 = A_s \cdot \frac{N_u}{\sigma_s} = 71.66 \cdot \frac{3.483 \cdot 10^6}{435} = 0,63 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{smin} = 0.23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 1000 \cdot 75 \cdot \frac{2.4}{500} = 0.828 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.82 \text{ cm}^2 > A = 0.63 \text{ cm}^2.$$

On adopte pour : $A = A_{min} = 0.82 \text{ cm}^2$.

On prend: $A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$.

- **Armature de répartition**

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \quad \rightarrow \quad \frac{2.01}{4} \leq A_r \leq \frac{2.01}{2} \quad \rightarrow \quad 0.5025 \leq A_r \leq 1.005$$

On prend: $A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$.

- **Espacement**

Avec un espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0.503 \text{ cm}^2$$

On choisit $4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = \frac{80-2}{5} = 15.6 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :

$$N_{ser} = G = 2.58 \text{ KN}. \quad M_{ser} = F_p \cdot h = 1.548 \text{ KN.m}$$

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS).

- **Vérification des contraintes**

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**.

Tableau.I.11. Vérification des contraintes.

M_{ser} (KN/m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\frac{\sigma_{bc}}{\leq \bar{\sigma}_{bc}}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
1.548	2.01	2.84	18	ok	-112.3	250	ok

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{b*d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0.1f_{c28} ; 4MPa\} = 3MPa.$$

$$\tau_u = \frac{3.096*10^6}{b*d} = 0.0413MPa \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

II.3. Dessin de ferrailage de l'acrotère

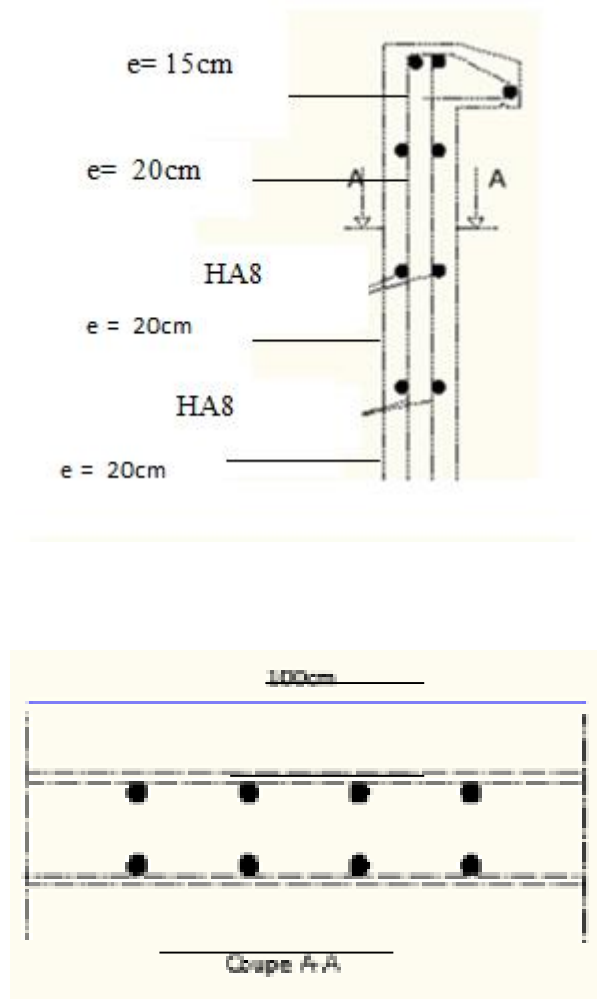


Fig.II.11. Schéma ferrailage de l'acrotère.

III.1. Les poutrelles

III.2.1. Pré-dimensionnement

Les poutrelles sont des poutres de section en **T** associées à des planchers, ils seront calculés en deux phases :

- **1^{er} phase** : avant le coulage du béton, la poutrelle est supposée simplement appuyées, elle est soumise à son poids propre et elle travaille iso statiquement, le moment fléchissant maximal en travée est :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Dans cette phase la poutrelle se trouve incapable de reprendre cette sollicitation d'où la nécessité d'un **étaie**ment à mi travée pour diminuer la flèche.

- **2^{ème} phase** : Dans cette phase la poutrelle prend corps avec la dalle de compression elle travaille hyper statiquement sur des appuis continus et par conséquent création des moments au niveau des appuis continus d'où un soulagement pour la poutrelle, ce soulagement est traduit par diminution du moment en mi- travée.
-

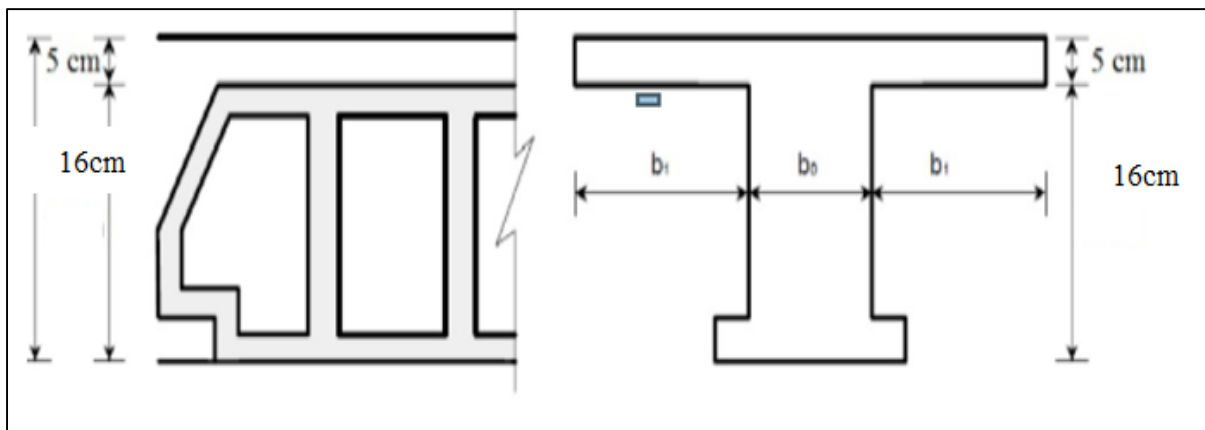


Figure III.12. Plancher corps creux.

Notre plancher en corps creux :

$$h_t = 21\text{cm} \begin{cases} 16\text{cm Corps creux} \\ 5\text{cm dalle de compression} \end{cases}$$

III.3.1. Dimension des poutrelles

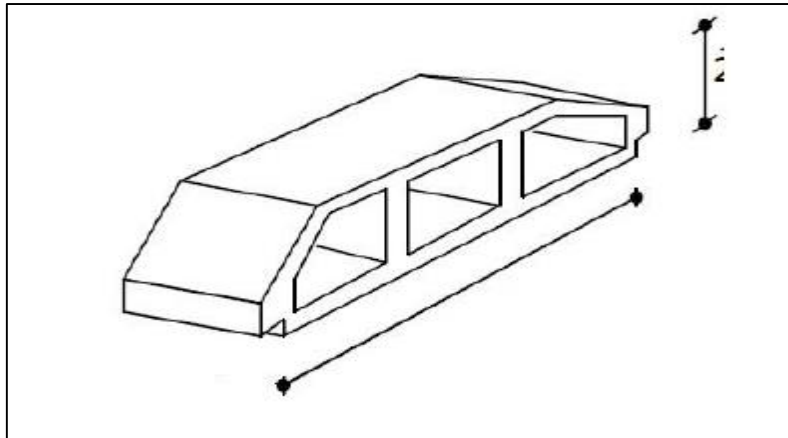


Figure III.13. Dimension du Corps Creux

$$b_0 = (0,3 \div 0,5) h_t \rightarrow b_0 = (7,5 \text{ cm} \div 12,5 \text{ cm})$$

On prend : $b_0 = 12 \text{ cm}$

$l_n = 60 + 12 = 72 \text{ cm}$ (Distance entre axe des poutrelles)

$$b_0 = \frac{l_n - b_0}{2} = \frac{72 - 12}{2} = 30 \text{ cm}$$

III.4.1. Evaluation des charges

- 1^{ère} phase :

- a- Charge permanente

- Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$

- Poids propre du corps creux : $0,60 \times 1,2 = 0,72 \text{ kN/ml}$

$$G_{\text{tot}} = 0,87 \text{ kN/ml}$$

- b- Charge d'exploitation

$$Q = 1 \times 0,6$$

$$Q = 0,6 \text{ kN/ml}$$

- c- Combinaison :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q \quad q_u = 2,07 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q \quad q_s = 1,47 \text{ kN/ml}$$

- d- Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q l^2}{8} = \frac{2,07(4,5^2)}{8} = 5,24 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,47(4,5^2)}{8} = 3,72 \text{ KN.m}$$

e- Ferrailage

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU :

$$M_u = 5.24 \text{ kN.m} ; b = 12 \text{ cm} ; d = 4.5 \text{ cm} ; f_{bc} = 17 \text{ MPa}.$$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a :

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc} b d^2} = 1.27 > \mu_r \text{ Sachant qu'il est impossible d'avoir } \mu_u > 1.$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

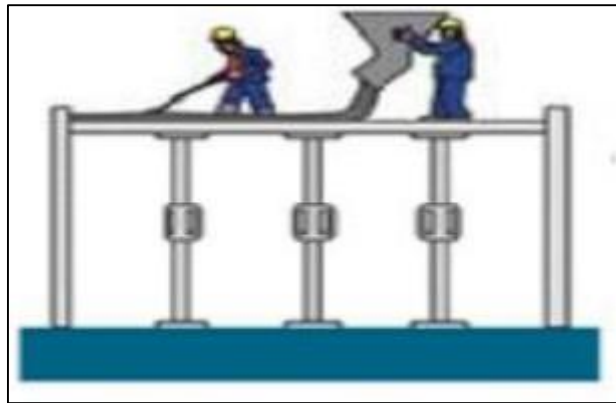


Figure III .14. Les étaitements.

- 2ème phase :

Après le coulage de l'hourdis en place sur les entrevous, la poutrelle travaille comme une poutre en T.

a- Charge permanente :

- Terrasse :

$$6,29 \times 0,6 \qquad G = 3,77 \text{ kN/ml}$$

- Etage courant :

$$5,65 \times 0,6 \qquad G = 3,39 \text{ kN/ml}$$

b- Charge d'exploitation :

- Terrasse :

$$Q = 1 \times 0,6 \qquad Q = 0,6 \text{ kN/ml}$$

- Etage courant :

$$G=1.5 \times 0.6$$

$$Q = 0.9 \text{ kN/ml}$$

- c- Combinaison :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q$$

Tableau III. 12. Calcul des combinaisons.

	Terrasse	Etage Courant
ELU	6	5.926
ELS	4.37	4.3

L'étude par la méthode : élément finis (**Beam design**).

Annexe

Tableau III.13. Récapitulation des moments sur appuis et aux travées de la poutrelle à 03 travées

<i>Appui</i>	<i>M_{app}(KN.m)</i>		<i>Travées</i>	<i>ℓ(m)</i>	<i>M_{Tra}(KN.m)</i>		<i>T (kN)</i>			
	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>			<i>ELU</i>	<i>ELS</i>	<i>ELU</i>		<i>ELS</i>	
							<i>T_a</i>	<i>T_t</i>	<i>T_a</i>	<i>T_t</i>
1	0	0	1-2	3.05	3.57	2.58	-6.50	0	-4.72	0
2	7.73	5.61	2-3	4.45	4.54	3.30	-12.06	0	-8.75	0
3	12.74	9.24	3-4	4.45	8.99	6.52	-16.05	5.28	-11.64	3.83
4	0	0			0	0	10.32		7.49	

Tableau III.14. Récapitulation des moments sur appuis et aux travées de la poutrelle à 04 travées

<i>Appui</i>	<i>M_{app}(KN.m)</i>		<i>travées</i>	<i>ℓ(m)</i>	<i>M_{Tra}(KN.m)</i>		<i>T (kN)</i>			
	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>			<i>ELU</i>	<i>ELS</i>	<i>ELU</i>		<i>ELS</i>	
							<i>T_a</i>	<i>T_t</i>	<i>T_a</i>	<i>T_t</i>
1	0	0	1-2	4.45	8.83	6.42	-10.26	0	-7.45	0
2	13.01	9.44	2-3	4.45	4.96	3.63	16.11	0	11.69	0
3	6.63	4.81	3-4	3.05	1.08	0.8	11.75	3.16	8.52	0
4	4.99	3.62	4-5	2.95	4.15	3.04	8.5	0	-7.57	-5.87
5	0	0					7.05	0	5.12	0

Tableau III.15. Récapitulation des moments sur appuis et aux travées de la poutrelle à 06 travées

<i>Appui</i>	<i>M_{app}(KN.m)</i>		<i>travées</i>	<i>ℓ(m)</i>	<i>M_{Tra}(KN.m)</i>		<i>T (kN)</i>			
	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>			<i>ELU</i>	<i>ELS</i>	<i>ELU</i>		<i>ELS</i>	
							<i>T_a</i>	<i>T_t</i>	<i>T_a</i>	<i>T_t</i>
1	0	0	1-2	3.05	10	7.29	-10.92	0	-7.92	0
2	10.10	7.33	2-3	4.45	-1.52	-1.12	15.45	0	11.2	0
3	6.92	5.02	3-4	4.45	6.85	5.04	7.99	-8.8	5.8	5.86
4	8.54	6.20	4-5	3.05	1.47	0.37	13.55	-6.80	9.83	0
5	4.50	3.27	5-6	2.95	4.38	3.18	7.72	0	5.60	0
6	0	0					7.21	0	5.23	0

III.5.4. Calcul du ferrailage

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Les efforts maximums sur appuis et en travée sont

E.L.U:

$$M_{tu}^{max} = 10 \text{KN.m}$$

$$M_{au}^{max} = 13.01 \text{KN.m}$$

$$T_u^{max} = 16.11 \text{KN.}$$

E.L.S:

$$M_{tu}^{max} = 7.29 \text{KN.m}$$

$$M_{au}^{max} = 9.44 \text{KN.m}$$

II.5.5. Ferrailage en travée

$h = 21 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $b = 60 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18,9 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ Mpa}$

si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu > 0,186 \longrightarrow \zeta_s = 3,5 \times 10^{-3} \times ((1/\alpha) - 1) \\ \mu < 0,186 \longrightarrow \zeta_s = 10 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

Le calcul des sections en forme de « T » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure :

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = b h_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 83.64 \text{KN.m}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul

Comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \cdot h$) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III.16. Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

$M_{tu}(\text{KN.m})$	μ	$\mu < \mu_r$	A_s' (cm^2)	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	A_s (cm^2)
10	0.0274	oui	0	0.0347	18.637	oui	10‰	435	1.23

Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{smin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1.25 \text{ cm}^2; 1.23 \text{ cm}^2\} = 1.23 \text{ cm}^2$$

Choix : 3HA12 ($A_s = 3.39 \text{ cm}^2$)

III.5.9. Ferrailage sur appuis

On a : $M_{au}^{max} = 13.01 \text{ KN.m} \leq 83.64 \text{ KN.m}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (boxh) en flexion simple.

Tableau III.17. Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_{au}(\text{KN.m})$	μ	$\mu < \mu_k$	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	A_s (cm^2)
13.01	0.151	oui	0	0.205	16.524	oui	10‰	435	1.80

Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{smin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1.25 \text{ cm}^2; 1.80 \text{ cm}^2\} = 1.80 \text{ cm}^2$$

Choix : 2HA12 ($A_s = 2.26 \text{ cm}^2$)

- **Vérifications :**

III.5.10. Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable C'est-à-dire :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que : $\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 0.7103 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Vérifier**

Au voisinage des appuis

- **Appuis de rives**
- **Vérification de la compression du béton [1]**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 d b_0} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 7.72 \text{ KN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{7.72 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0.378 \text{ MPa} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa}.$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1]**

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0.1775 \text{ cm}^2$$

Appuis intermédiaires :

- **Vérification de la contrainte de compression [1]**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9 d b_0} = \frac{15.45 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,757 \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1]**

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{max} \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1.40 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.5.11. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable ,donc les vérifications à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

- **Vérification des contraintes**
- La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

Tableau III.18. Vérification des contraintes du béton.

	$M_{ser}(KN.m)$	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
<i>Travée</i>	7.29	3.39	3.5	18	Vérifiée
<i>Appui</i>	9.44	2.26	4.53	18	Vérifiée

- **Vérification de la flèche**

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}$

Avec :

$h= 21 \text{ cm}$; $h_0= 5 \text{ cm}$; $b= 60 \text{ cm}$; $b_0= 12 \text{ cm}$; $d=0,9h= 18,9\text{cm}$; $\sigma_{bc}= 17\text{MPa}$; $f_e= 500\text{MPa}$;
 $L= 4.45 \text{ m}$; $f_{c28}= 30\text{MPa}$; $A_s= 2.26\text{cm}^2$; $f_{t28}= 2,4\text{Mpa}$

- $\frac{h}{L} = 0.047 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$ **Non vérifiée**
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0.0083 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0084 \dots$ **vérifiée**
- $\frac{h}{L} = 0.047 \leq \frac{1}{10} = 0.1 \dots \dots \dots$ **Non vérifiée**

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.
 On doit vérifier que : $f \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L \geq 5\text{cm} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5\text{cm} \end{cases}$$

- **Remarque :** La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**

Tableau III.19. Vérification de la flèche

Δ_f (mm)	f_{adm} (mm)	<i>Observation</i>
2.741	8.7	vérifiée

d- Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE50 ($f_c=500\text{MPa}$).

- **Selon [2] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq M\bar{m} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{MIN}\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0.6 ; 1.2 ; 6) = 0.6 \text{ cm}$$

On adopte : $\phi_t = 8 \text{ cm}$

- Selon [2] :

$$\frac{A_t}{S_t} \leq 0.036$$

$$S_t \leq 5.25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq 10.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courante}$$

- Choix des armatures

On adopte: On adopte: $A_t = 2\phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{cases}$$

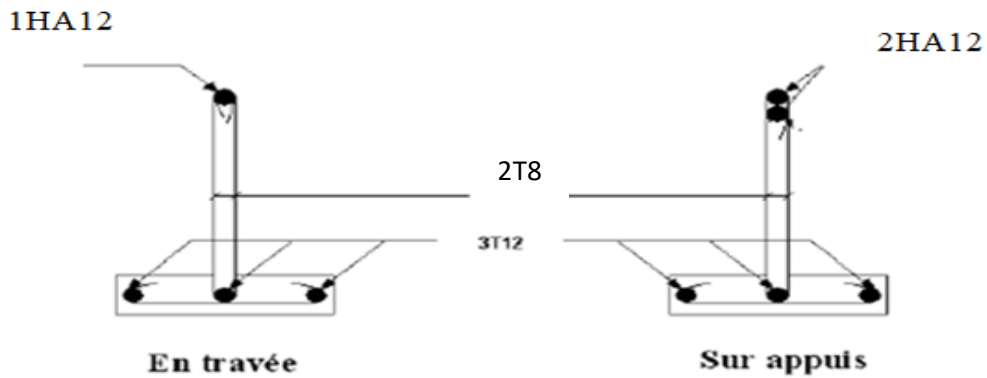


Figure III.15. Schéma ferrailage des poutrelles en travées et sur appuis.

➤ . **Influence des voiles en élévation sur la rigidité latérale du bâtiment :**

Le tableau suivant récapitule les résultats pour 3 modèles différentes des voiles de la structure correspondant au **Modèle Final**.

- Model 1 c'est modal final avec tous les voiles en élévation.
- Model 2 c'est model final, sans voiles en étage technique.
- Model 3 c'est model final sans voile en 7^{ème} étage.

Annexe

Tableau. Résultats de l'analyse de la structure pour 3 modèle de suppression des voiles des derniers niveaux sur la structure du modèle 3

<i>LES MODALES</i>		<i>Avec tous les voiles en étage(modèle 3)</i>	<i>sans voiles du étage technique</i>	<i>Dispositions sans voiles du 7^{ème} étage</i>
$T_1 (s)$		<i>1,089</i>	<i>1,115</i>	<i>1,106</i>
$T_2 (s)$		<i>0,99</i>	<i>1,01</i>	<i>1,004</i>
<i>Participation Massique(%)</i>	<i>x-x</i>	<i>65,15</i>	<i>64,1</i>	<i>62,83</i>
	<i>y-y</i>	<i>64,18</i>	<i>62,55</i>	<i>61,46</i>
<i>Nombres de modes Utiles</i>		<i>9</i>	<i>11</i>	<i>14</i>
$W(KN)$		<i>45121,9433</i>	<i>44980,5983</i>	<i>44459,3349</i>
$V_i (KN)$	<i>x-x</i>	<i>2490,9783</i>	<i>2512,8043</i>	<i>2421,6497</i>
	<i>y-y</i>	<i>2305,4531</i>	<i>2353,3288</i>	<i>2282,5127</i>
$0.8*V$	<i>x-x</i>	<i>3397,9079</i>	<i>3387,264</i>	<i>3348,0102</i>
	<i>y-y</i>	<i>3144,9994</i>	<i>3135,1477</i>	<i>3098,8156</i>
r_x		<i>1.36</i>	<i>1,35</i>	<i>1,38</i>
r		<i>1.36</i>	<i>1,33</i>	<i>1,36</i>
$Max (\Delta_k^x) (cm)$		<i>3,5455</i>	<i>3,5365</i>	<i>3,578</i>
$Max (\Delta_k^y) (cm)$		<i>4,0315</i>	<i>3,945</i>	<i>4,0035</i>
<i>Déplacement admissible</i>		<i>4.08</i>	<i>4.08</i>	<i>4.08</i>
$P total (KN)$		<i>50907.4253</i>	<i>50766.0803</i>	<i>49382.419</i>
$P VOILES (KN)$		<i>10248.5852</i>	<i>10177.0884</i>	<i>9806.1286</i>
$P VOILES / P TOTAL$		<i>0.20</i>	<i>0.20</i>	<i>0.19</i>

➤ **Influence de l'épaisseur des voiles sur la rigidité latérale du bâtiment**

Le tableau suivant récapitule les résultats pour 3 épaisseurs différentes des voiles de la structure correspondant au **Modèle Final**.

Tableau . Résultats de l'analyse de la structure pour 3 épaisseurs des voiles de contreventement.

<i>LES MODALES</i>		<i>e =20</i>	<i>e=18</i>	<i>e =15</i>
<i>T₁ (s)</i>		<i>1.083</i>	<i>1,089</i>	<i>1.099</i>
<i>T₂ (s)</i>		<i>0.986</i>	<i>0,99</i>	<i>0.998</i>
<i>Participation Massique (%)</i>	<i>x-x</i>	<i>64.96</i>	<i>65,15</i>	<i>65.46</i>
	<i>y-y</i>	<i>63.86</i>	<i>64,18</i>	<i>64.70</i>
<i>Nombres de modes Utiles</i>		<i>9</i>	<i>9</i>	<i>9</i>
<i>W(Kn)</i>		<i>45527,3933</i>	<i>45121,9433</i>	<i>44513,7684</i>
<i>V_t (KN)</i>	<i>x-x</i>	<i>2550,9313</i>	<i>2490,9783</i>	<i>2491,1954</i>
	<i>y-y</i>	<i>2379,7907</i>	<i>2305,4531</i>	<i>2325,2134</i>
<i>0.8*V</i>	<i>x-x</i>	<i>3428,4404</i>	<i>3397,9079</i>	<i>3352,1093</i>
	<i>y-y</i>	<i>3173,2593</i>	<i>3144,9994</i>	<i>3102,6097</i>
<i>r_x</i>		<i>1,34</i>	<i>1.36</i>	<i>1,35</i>
<i>r_y</i>		<i>1,33</i>	<i>1.36</i>	<i>1,33</i>
<i>Max (Δ_k^x) (cm)</i>		<i>3,32</i>	<i>3,5455</i>	<i>3,3795</i>
<i>Max (Δ_k^y) (cm)</i>		<i>3,7325</i>	<i>4,0315</i>	<i>3,7665</i>
<i>Déplacement admissible</i>		<i>4.08</i>	<i>4.08</i>	<i>4.08</i>
<i>P total (KN)</i>		<i>49839,4853</i>	<i>49482.9954</i>	<i>48948.2604</i>
<i>P VOILES (KN)</i>		<i>10786,3483</i>	<i>10056.2401</i>	<i>8883.596</i>
<i>P VOILES / P TOTAL (%)</i>		<i>0.22</i>	<i>0.20</i>	<i>0.18</i>

