



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur

Et de la Recherche Scientifique

Université A.Mira de Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master en génie civil

Option: Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment en béton armé (R+9) à usage
d'habitations contreventées par voile- portique**

Réalisées par:

**-AMROUNE Radhea
- KASRI Sarah**

Membres de jury :

**-M^r.OURTEMACH
-M^r.MEZHOUD**

Promoteur :

M^r.A.TAHAKOURT

Promotion:2019/2020

Remerciement

Après avoir rendu grâce à Dieu le Tout Puissant et le Miséricordieux nous tenons à remercier vivement nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous adressons nos profonds respects et gratitudees à notre professeur et encadreur **M^r. Tahakourt** pour son soutien et son suivi au long de la période du projet.

Nous 'adressons aussi nos vifs remerciements aux membres des jurys pour avoir bien voulu examiner et juger ce travail.

Enfin, nous remercions à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce projet.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A ma mère la meilleur personne au monde qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie la source de mon inspiration et de mon courage,

et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,

*un grand merci à mes **parents**.*

A mes très chères frères et soeurs

A mon fillancé

*A tous mes **amis** qui n'ont cessé de m'aider et de me Conseiller pour accomplir mon travail.*

Et enfin à tous ceux qui m'ont aidée de prêt ou de loin.

Radhea

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A ma mère la meilleur personne au monde qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie la source de mon inspiration et de mon courage,

et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,

*un grand merci à mes **parents**.*

*A mes très chères frères et soeurs :**ANAIS, MALAK, Salem***

A mon cher homme Lamine

*A tous mes **amis** qui n'ont cessé de m'aider et de me Conseiller pour accomplir mon travail.*

Et enfin à tous ceux qui m'ont aidée de prêt ou de loin.

Sarah

Liste des figures

Figure I.1. Diagramme des contraintes de béton.....	4
Figure I.2. Diagramme des contraintes limites de béton	5
Figure I.3. Diagramme des contrainte déformation de l'acier.....	6
Figure II.1. Schéma de disposition des poutrelles.....	7
Figure II.2. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	7
Figure II.3. Schéma d'une poutrelle.....	8
Figure II.4. Schéma d'un escalier... ..	9
Figure II.5. Vue en plan d'escalier.....	10
Figure II.6. Coupe d'escalier.....	10
Figure II.7. Schéma de l'acrotère.....	11
Figure II.8. Surface afférente de P1.....	14
Figure II.9. Surface afférente de P2.....	17
Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle type 1.....	25
Figure III.2. schéma de ferrailage de la poutrelle.....	32
Figure III.3. Schéma de ferrailage de la dale de compression.....	33
Figure III.4. Schéma statique de la dalle D6.....	33
Figure III.5 .Cage d'ascenseur.....	37
Figure III.6. Schéma représentant la surface d'impact.....	40
Figure III.7. Schéma statique de l'escalier.....	43
Figure III.8. Schéma statique de la poutre palière.....	44
Figure III.9. Section creuse.....	45
Figure III.10. Section à ferrailer	49
Figure III.11. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	51
Figure IV.1 Spectre de réponse sens (x) et (y).....	56
Figure IV.2 Schéma de disposition des voiles.....	57

Figure IV.3. 1 ^{er} mode de déformation (translation suivant Y-Y).....	57
Figure IV.4 .2 ^{eme} mode de déformation (translation suivant X-X).....	58
Figure IV.5 .3 ^{eme} mode de déformation (torsion au tour de Z-Z).....	58
Figure V.1. section d'un poteau.....	69
Figure V.2. les moments dans la zone nodale.....	78
Figure V.3 . Schéma de ferrailage du voile.....	87
Figure VI.1 Vue d'une semelle isolée.....	88
Figure VI.2. Semelle filante.....	89
Figure VI.3. Schéma de ferrailage du radier.....	95
Figure VI.4. Sollicitations sur les nervures.....	96
Figure VI.5. Section à ferrailer.....	97
Figure VI.6. Ferrailage des nervures.....	99

Liste des tableaux

Tableau I.1. Caractéristiques physico-mécaniques du béton et de l'acier.....	7
Tableau II.1. Détermination de la largeur de la table de compression.....	9
Tableau II.2. Détermination de l'épaisseur (e) de la dalle pleine.....	10
Tableau II.3. les dimensions de l'escalier.....	12
Tableau II.4. les dimensions de la volée.....	12
Tableau II.5. les dimensions de l'acrotère.....	13
Tableau II.6. les dimensions du voile.....	13
Tableau II.7. pré dimensionnement de différentes poutres.....	14
Tableau II.8. évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	15
Tableau II.9. évaluation des charges du plancher étage courant.....	15
Tableau II.10. évaluation des charges sur l'escalier.....	16
Tableau II.11. évaluation des charges sur le mur extérieur.....	16
Tableau II.12. évaluation de la descente de charge du poteau P1.....	18
Tableau II.13. évaluation de la descente de charge sur le poteau P2.....	20
Tableau II.14. vérification des poteaux à la compression simple.....	22
Tableau II.15. vérification au flambement.....	23
Tableau II.16. vérification des exigences du RPA99 v2003.....	23
Tableau III.1. Différents type de poutrelles.....	24
Tableau III.2. Charges revenant aux poutrelles.....	24
Tableau III.3. Sollicitations maximales dans les poutrelles des différents planchers.....	27
Tableau III.4. Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	28
Tableau III.5. Ferrailage de la dalle sur 1 appui (palier).....	34
Tableau III.6. Vérification des états limites de compression du béton.....	36
Tableau III.7. Calcul des ferrailages des dalles.....	36
Tableau III.8. Vérifications nécessaires dalles.....	36
Tableau III.9. vérification de la flèche.....	36
Tableau III.10. schémas de ferrailages des dalles.....	36
Tableau III.11. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	38
Tableau III.12. Vérifications nécessaires.....	39
Tableau III.13. Les sollicitations sous charge concentrée.....	40
Tableau III.14. Les sollicitations sous charges réparties.....	41
Tableau III.15. La superposition des moments.....	41
Tableau III.16. Les moments corrigés.....	41

Tableau III.17 ferrailages de la dalle.....	41
Tableau III.18. Vérifications A L'ELU.....	42
Tableau III.19. Vérifications A L'ELS.....	42
Tableau III.20. Le schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	42
Tableau III.21 : Calcul des sollicitations dans l'escalier.....	43
Tableau III.22. Ferrailage de l'escalier.....	43
Tableau III.23. Vérifications A L'ELS.....	44
Tableau III.24. Calcul des sollicitations de la poutre palière.....	45
Tableau III.25. ferrailage de la poutre palière.....	45
Tableau III.26. Vérifications A L'ELS.....	46
Tableau III.27. schéma de ferrailage de l'escalier et de la poutre palière.....	47
Tableau III.28. Différentes combinaisons d'action utilisées.....	48
Tableau III.29. l'excentricité du centre de pression.....	48
Tableau III.30. Calcul de la section de ferrailage de l'acrotère.....	49
Tableau IV.1 Valeurs des pénalités P_q	53
Tableau IV.2 Période de vibration et taux de participation massique.....	59
Tableau IV.3 Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	60
Tableau IV.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales	60
Tableau IV.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	61
Tableau IV.6 Vérification des déplacements.....	61
Tableau IV.7 Vérification à L'effet $P-\Delta$	62
Tableau IV.8 Vérification de l'effort normal réduit.....	69
Tableau IV.9 dimensionsfinale des éléments structuraux.....	69
Tableau V. 1. Armatureslongitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	65
Tableau. V.2. Sollicitations maximales.....	65
Tableau V.3. Armatures longitudinales dans les poteaux.....	66
Tableau V.4. Armatures transversales dans les poteaux.....	67
Tableau V.5. Vérification aux flambement des poteaux des différents étages.....	68
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	69
Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentielles.....	70
Tableau V.8. Schéma de ferrailages des poteaux.....	71
Tableau. V.9. Récapitulatif des Sollicitations et ferrailages des poutres.....	74
TableauV.10. Vérification de la contrainte tangentielle.....	76
Tableau V.11. Vérification au cisaillement.....	76
Tableau V.12. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	77

Tableau V.13. Exemple de ferrailage des Poutres principales et secondaires du RDC.....	78
Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux.....	79
Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres.....	79
Tableau V.16. Vérification de la zone nodale dans le sens principal.....	80
Tableau V.17. Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire.....	80
Tableau V.18. Sollicitations maximales de calcul dans le voile $V_x //$ à $X-X'$	83
Tableau V.19. Sollicitations maximales de calcul dans le voile $V_y //$ à $Y-Y'$	83
Tableau V.20. Ferrailage du voile $V_{x3}=2,45$ m.....	85
Tableau V.21. Ferrailage du voile $V_{y1}=1,90$ m.....	86
Tableau VI.1. Résumé des résultats du ferrailage.....	93
Tableau VI.2. Résumé des résultats de vérification à l'ELS.....	94
Tableau VI.3. les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.....	94
Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure dans les deux sens X et Y	97
Tableau VI.5. Ferrailage de la nervure dans les deux sens.....	97
Tableau VI.6. Vérifications à l'ELS.....	98
Tableau VI.7. Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.....	98

Table de matières

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

Introduction	1
I.1. Implantation de l'ouvrage.....	1
I.2. Présentation de la structure.....	1
I.3. Caractéristiques de la structure.....	1
I.3.1 Caractéristiques géométriques.....	1
I.3.2 Caractéristiques du sol d'assise (rapport de sol).....	1
I.4. Caractéristiques structurales.....	2
I.5. Règlements et normes utilisées.....	3
I.6. Caractéristiques des matériaux.....	3
I.6.1. Béton.....	3
I.6.2. Acier.....	5
I.7. Les actions.....	6
I.8. Combinaisons de calcul.....	7
Conclusion	7

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

Introduction	8
II.1. pré dimensionnement des éléments secondaire.....	8
II.1.1. les planchers.....	8
II.1.1.1. les planchers à corps creux.....	8
II.1.1.2. plancher à dalle pleine.....	10
II.1.2. les escaliers.....	11
II.1.2.1. pré dimensionnement des escaliers.....	12
II.1.3. acrotère.....	13
II.2. pré dimensionnement des éléments principaux.....	13
II.2.1. les voiles.....	13
II.2.2. les poutres.....	13
II.2.3. les poteaux.....	14
II.3. évaluation des charges et surcharges.....	15
II.4. descente de charge sur le poteau P1.....	17

II.4.1. calcul de la surface afférente.....	17
II.4.2. poids propre des éléments	17
II.5. descente de charge sur le poteau P2.....	19
II.5.1. calcul de la surface afférente.....	19
II.5.2. poids propre des éléments.....	20
II.6. calcul de l'effort normal ultime.....	22
II.7. vérification à la compression simple.....	22
II.8. vérification à la stabilité de forme.....	22
Conclusion	23

Chapitre III. Calcul des éléments secondaires

Introduction.....	24
III.1. Etudes des planchers.....	24
III.1.1. Etude des poutrelles.....	24
III.1.2. Ferrailage de la dalle de compression.....	32
III.1.3. étude des dalles pleines.....	33
III .2 . Etude de l'ascenseur.....	37
III .2 .1. Dalle sous ascenseur.....	37
III .2 .2. Dalle au-dessous de l'ascenseur.....	39
III.3. Etude des escaliers.....	43
III .4. Etude de la poutre palière.....	44
III.5. Etude de l'acrotère.....	47

Chapitre IV : Etude sismique de l'ouvrage.

IV.1 Introduction.....	52
IV.2. Méthode de calcul.....	52
IV.3. Analyse sismique de la structure.....	52
IV.4. Calcul de la force sismique totale.....	53
IV.5. Méthode dynamique modale spectrale.....	55
IV.5 .1. Principe.....	55
IV.5 .2. Disposition des voiles.....	56
IV.5 .3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	57
IV.5 .4. Vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003.....	59
IV.5 .4.1. Vérification de la période.....	59
IV.5 .4.2. Vérification de l'interaction voiles portiques.....	59

IV.5.4.2.1. Sous charges verticales.....	59
IV.5.4.2.2. Sous charges horizontales.....	60
IV.5 .5. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	61
IV.5 .6. Vérification vis-à-vis des déplacements.....	61
IV.5 .7. Vérification de l'effort normal réduit.....	62
IV.6. Conclusion.....	63

Chapitre V : étude des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	64
V.1.1 Hypothèses.....	64
V.2. Etude des poteaux.....	64
V.2.1. les recommandations de RPA99/2013.....	64
V.2.2. Sollicitations de calcul.....	65
V.2.3. Calcul de ferrailage.....	65
V.2.4. Vérifications.....	68
V.2.4.1. Vérification au flambement (effort normal ultime).....	68
V.2.4.2. Vérification des contraintes.....	69
V.2.4.3. Vérification aux sollicitations tangentielles.....	70
V.3. Etude des poutres.....	73
V.3.1. introduction.....	73
V.3.2. Recommandation du RPA99:.....	73
V.3.3. calcul du ferrailage longitudinal.....	73
V.3.4 vérifications des armatures selon le RPA99.....	75
V.3.5. armature transversale.....	75
V.3.6. Vérification à l'ELU.....	76
V.3.7. Vérification à l'ELS.....	76
V.4. Vérification des zones nodales.....	81
V.5. études des voiles.....	81
V.5.1. Introduction.....	81
V.5.2. Recommandation du RPA 99/Version2003.....	81
V.5.3. Règles communes aux armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3).....	82

V.5.4. sollicitation de calcul.....	82
V.5.5. Calcul du ferrailage.....	83
V.6. Conclusion.....	77

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	88
VI.2. Choix du type des fondations	88
VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer.....	88
VI.2.2. Capacité portante du sol.....	88
VI.2.3. Vérification des semelles isolées.....	89
VI.2.4. Vérification des semelles filantes.....	89
VI.2.5. Vérification du radier général.....	90
VI.2.5.1. Pré dimensionnement.....	90
VI.2.5.2. Vérifications nécessaires	91
VI.3. Ferrailage.....	92
VI.3.1. La dalle du radier.....	92
VI.3.2. Schéma de ferrailage.....	95
VI.3.3. Les sollicitations sur les nervures.....	95
VI.3.4. Ferrailage.....	97
VI.3.5. Schéma de ferrailage.....	99

V.5 Conclusion

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

C_T: coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen..

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

H : la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

ht : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

he : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service. .

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui *i*

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à *j*.

M_g : Moment correspondant à *g*.

M_q : Moment correspondant à *q*.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

V : Effort tranchant.

T₂ : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « *j* » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q : chargement KN/ml.

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction Générale

Introduction générale

Le génie civil est la science qui s'occupe de l'art de la construction. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation. Pour cela nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA /V2003 et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifié 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calcul rapide et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée en génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un temps réduit.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+9 à contreventement mixte (voile-portique) à usage d'habitation et commercial, en plus du calcul statique, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA /V2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS 2016

Ce mémoire est constitué de six chapitres, dont les deux premiers chapitres consiste a la présentation du projet et les hypothèses de calcul, en plus le pré dimensionnement des éléments secondaires, dans le chapitre trois nous allons calculer et ferrailer les éléments secondaires, dans le chapitre quatre nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses la disposition des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS V16. Le calcul des éléments principaux sera exposé au chapitre cinq. En dernier lieux le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre six.

Chapitre I

Introduction

Toute étude de construction en génie civil doit passer par étapes principales de calcul dont lesquelles l'ingénieur doit avoir des connaissances préalables sur les matériaux acier, béton et doit appliquer les règlements en vigueur à fin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage.

I.1. Implantation de l'ouvrage

Le terrain retenu pour recevoir le projet de 580 logements AADL se situe à **OULED MOUSSA** dans la wilaya de **BOUMERDES**. La conception architecturale est prévue pour la projection d'un certain nombre de blocs de R+5 et R+9

I.2. Présentation de la structure

Notre projet consiste en l'étude d'un bloc R+9 en béton armé composé de :

- Un rez-de-chaussée composé de trois locaux, un bureau et un logement F1
- 9 étages à usage d'habitation avec quatre logements par niveau « F3»
- L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier.

D'après la classification du RPA99 version 2003 « article 3.2 » ;

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2B) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de forte sismicité (zone III).

I.3. Caractéristiques de la structure**I.3.1. Caractéristiques géométriques**

Les caractéristiques de la structure sont :

- ✓ Longueur en plan..... $L_x=26,82$
- ✓ Largeur en plan $L_y=26,82m$
- ✓ Hauteur du RDC $h_{RDC}=3,06m$
- ✓ Hauteur des étages courants..... $h_{ec}=3,06m$
- ✓ Hauteur totale $H_t=33.15m$

I.3.2. Caractéristiques du sol d'assise (rapport de sol)

D'après les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique menée par le laboratoire on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- ❖ Une contrainte de sol de 1,8 bar pour le bloc obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 2,5m.
- ❖ D'après le rapport du sol le site d'études est classé comme site meuble S3.

- ❖ Le site est légèrement en pente, il est impératif de respecter les règles de terrassements.

I.4. Caractéristiques structurales

- **Ossature de l'ouvrage**

La structure de notre bâtiment est contreventée par un système mixte (voile portique).

- **Plancher**

Les planchers sont de type corps creux, et dalle pleine.

- **Escalier**

L'accès aux étages supérieurs s'effectue avec escalier à deux volées et un palier en béton armé.

- **Maçonnerie**

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses; pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

-Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses de 15 et 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

-Murs intérieurs : Cloison de séparation en brique creuse de 10 cm.

- **Revêtement**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- ✓ de carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- ✓ d'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- ✓ de mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

- **Acrotère**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60 cm et 100 cm et de 10 cm d'épaisseur.

- **Gaine d'ascenseur**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

- **Balcon et séchoirs**

Les balcons et les séchoirs sont réalisés en dalle pleine.

- **Voiles**

Les voiles seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et l'emplacement sera étudié ultérieurement.

- **L'infrastructure**

Elle assure les fonctions suivantes :

- ✓ Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- ✓ Limitations des tassements différentiels

I.5. Règlement et normes utilisés

RPA 99/ version 2003 (Règlement parasismique algérien).

CBA 93 (Code du béton armé).

DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitations).

DTR BC 2.3.3.1 (pour les fondations superficielles)

I.6. Caractéristiques des matériaux

I.6.1. Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement. Ses principaux constituants sont :

- **Le ciment**

C'est un liant hydraulique caractérisé par sa propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique. Le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 375 kg. (BAEL91 : article B.1.1).

- **Les granulats**

Ce sont des matériaux provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable et les granulats provenant du concassage des roches.

- **Les adjuvants**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton, dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

1.6.1.1. Résistances mécaniques du béton

➤ **Résistance à la compression** (Art A.2.1, 11 CBA93)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminé à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³, de ciment CPA 425, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28}=25$ MPa).

➤ **Résistance à la traction**

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275 f_{c28} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

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

1.6.1.2. Contrainte limite

a) Etat limite ultime (ELU)

➤ **contrainte ultime de compression**

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

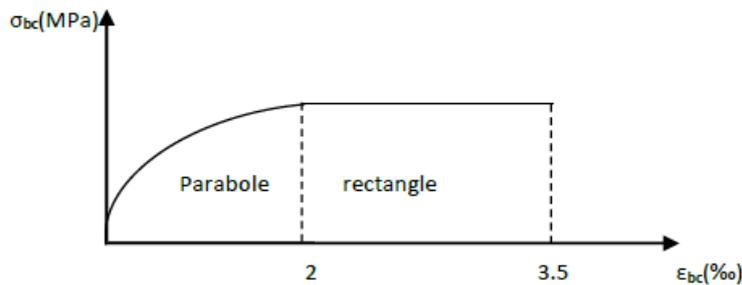


Figure I.1. Diagramme des contraintes du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 14,20 \text{ MPa} & \text{situations durables ou transitoires.} \\ 18,48 \text{ MPa} & \text{situations accidentelles.} \end{cases}$$

➤ **contrainte limite de cisaillement**

La contrainte limite de cisaillement est limité par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min(0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_{adm} = \min(0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}).$$

Dans notre cas on $f_{c28}=25\text{MPa}$ donc :

$$\begin{aligned} \tau_{adm} &= 3.33\text{MPa} && \longrightarrow && \text{fissuration peu nuisible} \\ \tau_{adm} &= 2.5\text{MPa} && \longrightarrow && \text{fissuration nuisible} \end{aligned}$$

b) Etat limite de service (ELS)

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

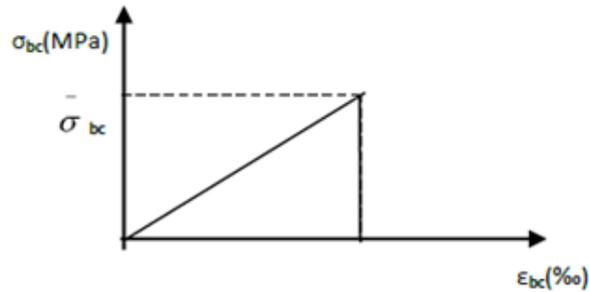


Figure I.2. Diagramme des contraintes limites du béton

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

➤ **Module de déformation longitudinale du béton**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

$$E_{vj} = (1/3) \cdot E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93})$$

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93})$$

➤ **Module de déformation transversale**

$$G = \frac{E}{2(\nu+1)} \quad (\text{module de glissement})$$

$$G = \begin{cases} 160000 \text{ MPa} & \text{à l'ELU } (\nu=0) \\ 133333 \text{ MPa} & \text{à l'ELS } (\nu=0.2) \end{cases}$$

I.6.2. Acier

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

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

1.6.2.1. Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Dans notre cas on utilise des aciers de types Fe400 pour les HA et Fe500 pour les treilles soudées.

1.6.2.2. Contrainte limite

a) Etat limite ultime

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

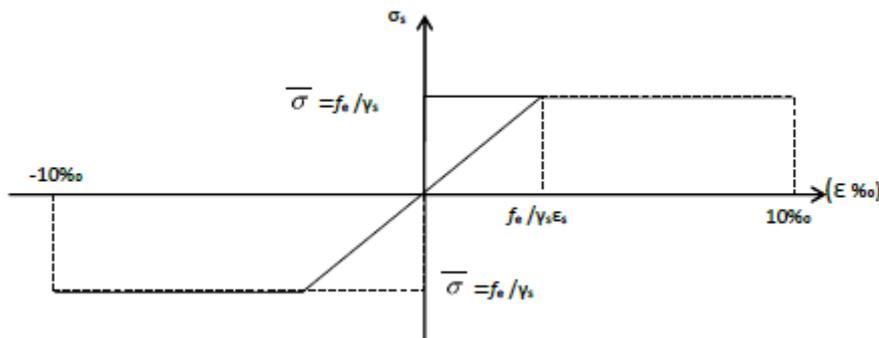


Figure I.3. Diagramme contrainte déformation de l'acier

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ $\xi_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$.

b) Etat limite de service

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.
- Fissuration nuisible : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e ; 110\sqrt{nf_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa}$.
- Fissuration très nuisible : $= \min (1/2f_e ; 90\sqrt{nf_{tj}}) = 164.97 \text{ MPa}$.

I.7. les actions

a) Les actions permanentes (G) : Leurs intensités sont constantes, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Poussée des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

b) Les actions variables (Q) : Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- charge appliquées en cours d'exécution.
- Les effets thermiques.

c) **Les actions accidentelles:** Ce sont celles provenant de phénomènes de courte durée qui se produisent rarement, on peut citer :

- Les chocs de véhicules et de bateaux
- Les séismes.
- Les explosions
- Les feux.

I.8. Combinaisons de calcul : (RPA99 version 2003)

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

a) **Situations durables** $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$

b) **Situations- accidentelles** $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E. \text{ (Pour les portiques auto-stables)} \\ 0.8 \times G \pm E. \end{array} \right.$

Conclusion

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.1. Caractéristiques physico-mécaniques du béton et de l'acier

Matériaux	Caractéristiques physico-mécanique	Valeurs (Mpa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : Situation durable	14,2
	Contrainte en situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10818,86
Acier	Limite d'élasticité F_e	400
	Module d'élasticité	2×10^5
	Contrainte de calcul à l'ELU :	
	situation accidentelle	400
	Situation courante	348
	Contrainte à l'ELS $\left\{ \begin{array}{l} \text{FPN} \\ \text{FN} \\ \text{FTN} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 348 \\ 201.63 \\ 164.97 \end{array} \right.$

Chapitre II

Introduction

Le pré dimensionnement est de donner des dimensions aux différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Il se fait selon les règles parasismiques algériennes et les normes techniques assurant les conditions de la flèche et de la résistance.

II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires

Les éléments secondaires sont des éléments ne faisant pas partie du système de contreventement (planchers, poutrelles, balcons, escaliers).

II.1.1 Les Plancher

Ce sont des aires généralement planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, qui assure la transmission des charges verticales aux éléments structuraux, on distingue deux types de planchers :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

II.1.1.1. Plancher à corps creux

Sont des planchers constitués du corps creux, avec une dalle de compression armée avec un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le **CBA 93** :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad \text{CBA 93(Art.B.6.8.4.2.4)}$$

- h_t : Hauteur total du plancher
- L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

Le choix du sens de disposition des poutrelles se fait selon le critère de la plus petite portée et le critère de continuité.

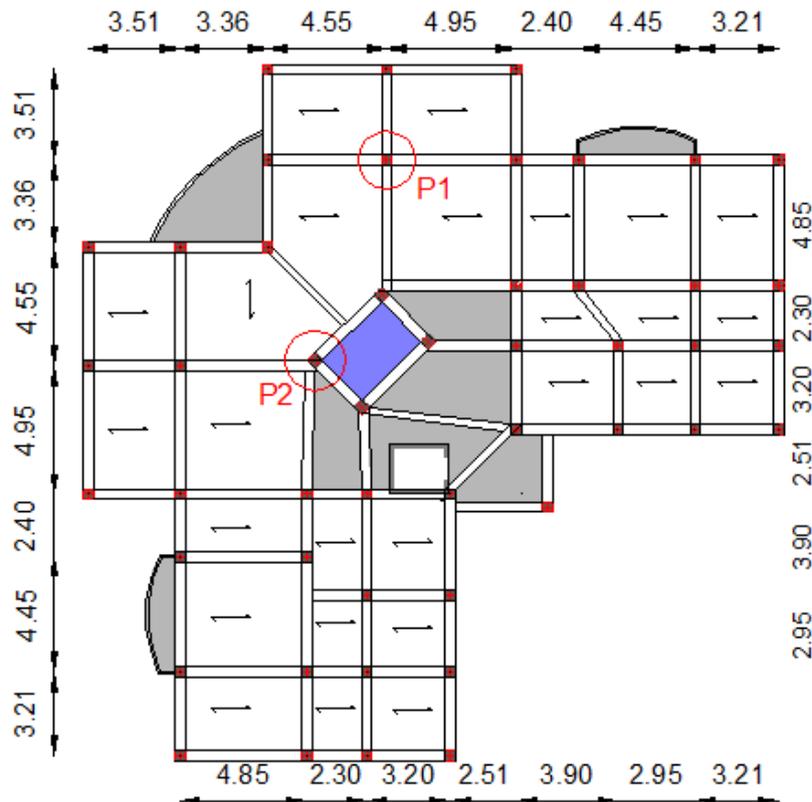


Figure II.1. schéma de disposition des poutrelles

D'après la disposition des poutrelles choisie : $L_{max} = 465 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq 20,66 \text{ cm}$ alors, on opte pour un plancher (20+4) cm qui sera valable pour tous les planchers de la construction.

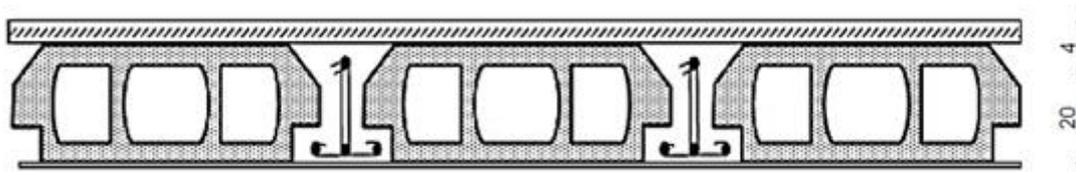


Figure II.2. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T solidaires avec la table de compression, la largeur de la table de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \right) \quad \text{CBA (ART.A.4.1.3)}$$

Tableau II.1. détermination de la largeur de la table de compression

Lx (cm)	Ly (cm)	b0=(0,4 à 0,6)ht (cm)	$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \right)$	b (cm)
65-10=55	230-30=200	9,6 à 14,4= 10	min (25,5 ; 20) =20	52

Lx : distance entre nus de deux poutrelles successives

Ly : distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles

Soit : $b = 50 \text{ cm}$
 $b_0 = 10 \text{ cm}$
 $h_0 = 4 \text{ cm}$
 $h = 24 \text{ cm}$

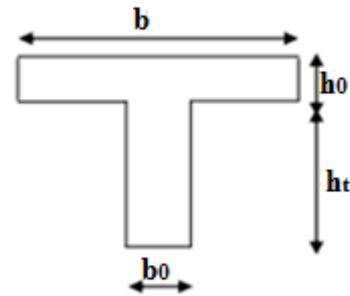


Figure II.2. schéma d'une poutrelle

II.1.1.2 plancher à dalle pleine

Les dalles sont des éléments horizontaux d'épaisseur mince en béton armé coulées sur place. Leur dimensionnement se fait en basant sur les critères suivants :

- Critère de résistance a la flexion :

$$\frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{30} \dots\dots\dots \text{pour une dalle sur quatre appuis et } \rho \leq 0,4$$

$$e \geq \frac{lx}{20} \dots\dots\dots \text{pour une dalle sur un ou deux appuis parallèles}$$

$$\frac{lx}{45} \leq e \leq \frac{lx}{40} \dots\dots\dots \text{pour une dalle sur trois ou quatre appuis et } \rho > 0,4$$

- Critère de résistance au feu :

- $e \geq 7 \text{ cm} \dots\dots\dots$ pour une heure de coupe- feu
- $e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots$ pour deux heures de coupe-feu
- $e \geq 14 \text{ cm} \dots\dots\dots$ pour trois heures de coupe-feu

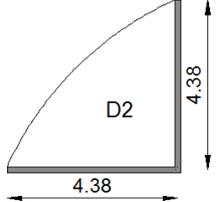
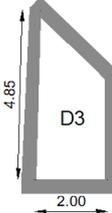
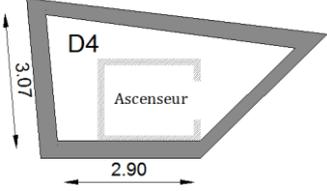
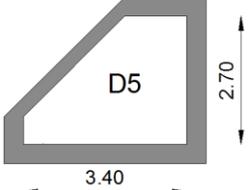
- Critère d'isolation phonique :

Selon les règles techniques du **CBA 93**, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique et si on a une dalle à l'intérieure de la structure.

Pour notre cas on a cinq types de dalles :

Tableau II.2. Détermination de l'épaisseur (e) de la dalle pleine

Type de panneau	Schéma de la dalle	$\rho = \frac{lx}{ly}$	Mode de fonction	Critère de résistance	L'épaisseur de la dalle «e» (cm)
Dalle 1 sur un appui (balcon)		$0.247 < 0.4$	Travaille suivant un seul sens	$e \geq \frac{1.10}{20}$	$e \geq 5.5$

Dalle 2 sur deux appuis (balcon)		$1 > 0.4$	Travaille suivant deux sens	$\frac{4.37}{35} \leq e \leq \frac{4.37}{30}$	$12.5 \leq e \leq 5.0$
Dalle 3 sur quarte appuis		$0.41 > 0.4$	Travaille suivant deux sens	$\frac{2}{45} \leq e \leq \frac{2}{40}$	$4.44 \leq e \leq 5.0$
Dalle 4 sur quatre appuis		$0.54 > 0.4$	Travaille suivant deux sens	$\frac{3.07}{45} \leq e \leq \frac{3.07}{40}$	$6.8 \leq e \leq 9.60$
Dalles 5 sur quatre appuis		$0.794 > 0.4$	Travaille suivant deux sens	$\frac{2.70}{45} \leq e \leq \frac{2.70}{40}$	$6.0 \leq e \leq 6.75$

On opte pour toutes les dalles: "e=14 cm"

II.1.2. Les escaliers

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

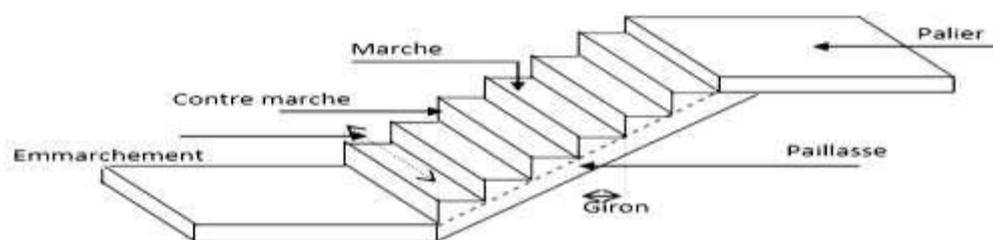


Figure II.4. Schéma d'un escalier

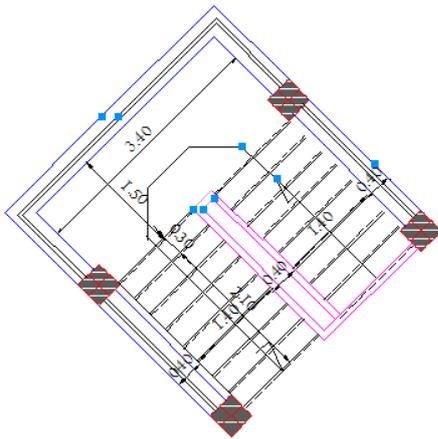


Figure II.5. vue en plan d'escalier

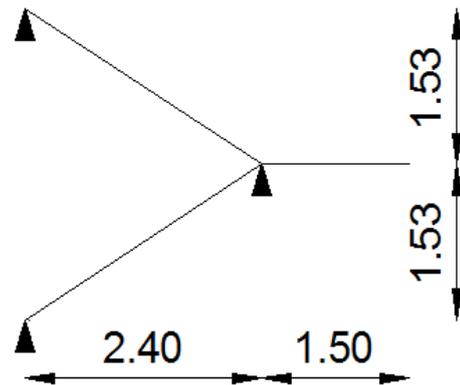


Figure II.6. coupe d'escalier

II.1.2.1. Pré dimensionnement des escaliers

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par : $59\text{cm} \leq g+2h \leq 64\text{cm}$ (1).

On a : $H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n}$ avec (**H** : la hauteur de la volée et **n** : nombre de contre marche).

$L_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0 / (n-1)$

En remplaçant h et g dans (1) : $g + 2 \times h = 64\text{cm}$

$L_0 / (n - 1) + 2 \times (H/n) = 64\text{cm} \Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H = 0$ (n: c'est la solution de l'équation)

✓ Notre cas on a un seul type d'escalier, c'est un escalier à deux volées pour tous les étages

Tableau II.3 pré dimensionnement de l'escalier

L_p (m)	L_0 (m)	H(m)	n	$h = H/n$ (cm)	$g = l_0/n-1$ (cm)	$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0)$
1,5	2,40	1,53	9	17	30	$\text{tg}^{-1}(153/240) \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$

- Pré dimensionnement de la volée :

Tableau II.4.pré dimensionnement de la volée

$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2}$ (m)	$L = L_v + L_p$ (m)	$L/30 \leq e \leq L/20$ (cm)
$(2,4^2 + 1,53^2)^{1/2} = 2,85$	$2,85 + 1,5 = 4,35$	$14,5 \text{ cm} \leq e \leq 21,75 \text{ cm}$ $e = 17 \text{ cm}$

- Pré dimensionnement du palier

Le palier est un panneau de dalle sur un seul appuis : $e \geq \frac{lx}{20} = \frac{150}{20} = 7.5 \text{ cm}$

On prend «e=17 cm » pour tout les paliers de la structure.

II.3.Acrotère

L’acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l’accrochage des matériaux de travaux d’entretien des bâtiments.

Dans notre cas nous avons un seule type d’acrotère :

Tableau II.5. Pré dimensionnement de l’acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (cm ²)	Enduit de ciment e=(1,5 cm)	Poids propre (KN/ml)	Total G(KN/ml)	Q
100	10	1085	0,27	2,5	2,77	1

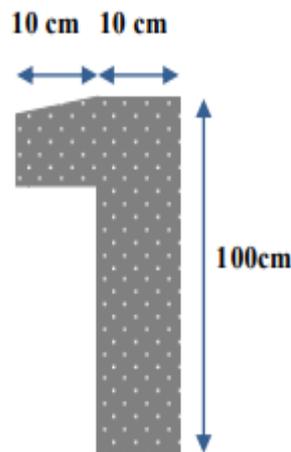


Figure II.7.schéma de l’acrotère

II.2. Pré-dimensionnement des éléments principaux

II.2.1. Les voiles

Ce sont des éléments de contreventement verticaux minces et continues généralement en béton armé. Le pré dimensionnement des voiles se fait selon les conditions suivantes :

- Largeur $L \geq 4e$
- L’épaisseur $e \geq \max (h_e/20 ; 15\text{cm})$

Tableau II.6.pré dimensionnement du voile

niveau	h_e (m)	e (cm)
RDC/étages courants	$3,06-0,3= 2,76$	Max (13,8 ; 15) => On prend 15

II.2.2. Les poutres

Ce sont des éléments horizontaux structuraux en béton armé leur rôle est la transmission des charges verticales au système porteur (poteaux ; voiles)

Selon le **BAEL 91**, le dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de flèche suivante : $\frac{l_{max}}{15} \leq hp \leq \frac{l_{max}}{10}$

Tableau II.7 Pré dimensionnement de différentes poutres

	Pré dimensionnement	Vérifications RPA
Poutres principales	On doit vérifier la condition de la flèche : $\frac{l_{max}}{15} \leq hp$ $\leq \frac{l_{max}}{10}$ $L_{max} = 495 - 30 = 465 \text{ cm} \Rightarrow 31 \text{ cm} \leq h \leq 46,5 \text{ cm}$ soit : h = 40cm. b = 30 cm	b= 30 cm ≥ 20 cm h= 40 cm ≥ 30 cm
Poutres secondaires	$\frac{l_{max}}{15} \leq hp \leq \frac{l_{max}}{10}$ $L_{max} = 495 - 30 = 465 \text{ cm}$ $\Rightarrow 31 \text{ cm} \leq h \leq 46,5 \text{ cm}$ soit : h = 40cm. b = 30cm	h/b= 1,33 ≤ 4
Poutres palière	On prend : h = 40cm. b = 30cm	

II.2.3. Les poteaux

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression selon les règles **BAEL91(ART8.4.1)** ; une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre aux critères et les recommandations du **RPA99 V2003**.

On adopte préalablement la section des poteaux (b*h) comme suit :

- ❖ RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages et de section (50*50) cm² ;
- ❖ 3^{ème}, 4^{ème}, et 5^{ème} étages est de section (40*40) cm² ;
- ❖ 6^{ème}, 7^{ème}, et 8^{ème} étage est de section (35*35) cm² ;
- ❖ 9^{ème} étages (30*30) cm² ;

Remarque

On utilisera un calcul basée sur la descente de charge pour aboutir au pré dimensionnement final

II.3.Évaluation des charges et surcharge

Tableau II.8. Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

Couches		Poids volumique (KN/m ²)	Epaisseur e(m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection		20	0.05	1
Etanchéité Multicouches		6	0.02	0.12
Forme de pente		22	0.1	2.2
Planchers	Corps creux	/	0.24	3.1
	Dalle pleine e=14	/	0.14	3,5
	Dalle pleine e=12	/	0,12	3
Isolation thermique		4	0.04	0,16
Enduit de plâtre		10	0.015	0,15
Charges permanentes	Corps creux			6,63
	Dalle pleine e= 14			7,13
	Dalle pleine e= 12			6,63
Charges d exploitation				1

Tableau II.9. Évaluation des charges du plancher étage courant

Couches		Poids volumique (KN/m ²)	Epaisseur e(m)	Poids (KN/m ²)
Cloison de séparation		10	0.01	1
Revêtement en carrelage		20	0.02	0.12
Mortier de pose		20	0.02	2.2
Lit de sable		18	0.02	0.36
Planchers	Corps creux	/	0.24	3.1
	Dalle pleine e=14	/	0.14	3.5
	Dalle pleine e=12	/	0,12	3
Enduit de platre		10	0.015	0.15

Charges permanentes	Corps creux	5.35
	Dalle pleine e= 14	5.85
	Dalle pleine e= 12	5.35
Charges d exploitation		1.5

Tableau II.10. Evaluation des charges sur l'escalier

Eléments	couche	Poids volumique (KN/m ²)	Epaisseur e(m)	Poids (KN/m ²)	
Volée	Paillasse en béton	25	0.17/cos α=0.2	5	
	marches	20	0.085	1.76	
	Carrelage horizontal	20	0.02	0.4	
	Mortier de pose horizontal	20	0.01	0.4	
	Carrelage vertical	20	0.01	0.22	
	Mortier de pose vertical	20	0.02x (h/g)	0.2	
	Enduit en mortier de ciment	18	0.02	0.36	
	Charge permanentes				8.335
	Charge d'exploitation				2.5
Palier	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	
	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	Dalle pleine en béton	25	0.17	4.25	
	Enduit en mortier de ciment	18	0.02	0.36	
	Charge permanente				5.77
	Charge d'exploitation				2.5

Tableau II.11. Evaluation des charges sur les murs extérieurs

Désignation	Poids volumique (KN/m ²)	Epaisseur e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	10	0,015	0,15
Briques creuses	9	0,15	1,35
Ame d air	0	0,05	0
Briques creuses	9	0,10	0,9
Enduit de ciment	20	0,02	0,4
Charge permanente			2,8

II.4.Descente de charge sur le poteau(P1)

II.4.1Calcul de La surface afférente

Sous G

$$SG_{cc} = S1+ S2+ S3+ S4$$

$$= (2.125+2,325)*1,605 + (2,125+2,325)*2.275$$

$$= 17.266 \text{ m}^2$$

Sous Q

$$S_{Qcc} = (Lps+Lpp) + SG_{cc}$$

$$= 0.3*(2.125+2.325+1.605+2.275) + 17.266$$

$$= 19.765 \text{ m}^2$$

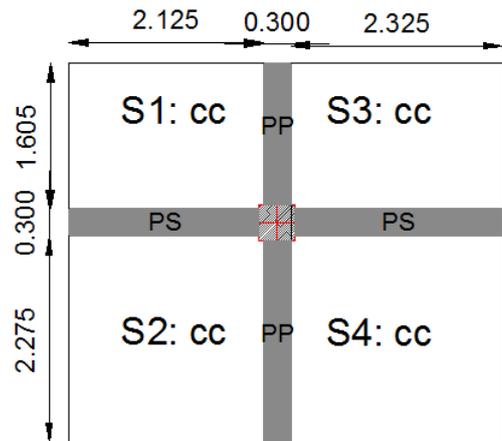


figure II.8.surface afférente de P1

II.4.2.Poids propre des éléments

➤ Plancher terrasse inaccessible

$$G=6.63*17.266=114.474 \text{ KN} \quad Q=1*19.765 = 19.765 \text{ KN}$$

➤ Plancher étage courant

$$G=5,35*17.266= 92.373\text{KN} \quad Q= 1,5*17.266 = 25.899 \text{ KN}$$

➤ Les poutres

$$G_{pp}= 0.3*0.4*25*3.88 = 11.64 \text{ KN}$$

$$G_{ps}= 0.3*0.4*25*4.45= 13.35 \text{ KN}$$

➤ Les poteaux

$$G_{\text{Poteau}} (50*50) = 25*0.5*0.5*3.06= 19.125 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} (40*40) = 25*0.4*0.4*3.06= 12.24 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} (35*35) = 25*0.35*0.35*3.06= 9.371 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} (30*30) = 25*0.3*0.3*3.06= 6.885 \text{ KN}$$

❖ La loi de dégression

Comme notre structure comporte plus de cinq étages, en suivant l'article 6.3 du D.T.R BC 2.2 « charge permanent et charge d'exploitation », la loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages est applicable.

- sous la terrasse : Q_0
- Sous le premier étage ($i=1$) : Q_0+Q_1 .
- sous le deuxième étage ($i=2$) : $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$.
- sous le troisième étage ($i=3$) : $Q_0 +0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- sous le quatrième étage ($i=4$) : $Q_0 +0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2*n}*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+ \dots +Q_n)$.

au rez de chaussée, il y a des locaux commerciaux donc la charge d'exploitation est prise dans sa totalité

Tableau II.12. Evaluation de la descente de charge du poteau P1

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q(KN)
N0 (27,54 m)	Terrasse inaccessible	114.474	19.765
	Poutres	24.99	
	Poteau (30*30)	6.885	
	Total	146.349	19.765
N1 (24,48 m)	Venant de N0	146.349	19.765+29.65
	Plancher corps creux	92.373	49.415
	Poutres	24.99	
	Poteau (35*35)	9.371	
Total	273.083	49.415	
N2 (21,42 m)	Venant de N1	273.083	19.765+0,95*(29.65*2)
	Plancher corps creux	92.373	
	Poutres	24.99	
	Poteau (35*35)	9.371	
Total	399.817	76.1	
N3 (18,36 m)	Venant de N2	399.817	19.765+0,90*(29.65*3)
	Plancher corps creux	92.373	
	Poutres	24.99	
	Poteau (35*35)	9.371	
Total	526.551	99.82	
N4 (15,30m)	Venant de N3	526.551	19.765+0,85*(29.65*4)
	Plancher corps creux	92.373	
	Poutres	24.99	
	Poteau (40*40)	12.24	
Total	656.154	120.575	
N5 (12,24 m)	Venant de N4	656.154	19.765+0,8*(29.65*5)
	Plancher corps creux	92.373	
	Poutres	24.99	
	Poteau (40*40)	12,24	

	Total	785.757	138.365
N6 (9,18m)	Venant de N5	785.757	
	Plancher corps creux	92.373	19.765+0,75*(29.65*6
	Poutres	24.99)
	Poteau (40*40)	12.24	
	Total	915.36	153.19
N7 (6,12 m)	Venant de N6	915.36	
	Plancher corps creux	92.373	19.765+0,714*(29.65*
	Poutres	24.99	7)
	Poteau (50*50)	19.125	
	Total	1051.848	167.96
N8 (3,06m)	Venant de N7	1051.848	
	Plancher corps creux	92.373	19.765+0,687*(29.65*
	Poutres	24.99	8)
	Poteau (50*50)	19.125	
	Total	1188.336	182.72
N9 (00,00 m)	Venant de N8	1188.336	
	Plancher corps creux	92.373	182.72+19.765*5
	Poutres	24.99	
	Poteau (50*50)	19.125	
	Total	1324.824	281.545

II.5.Descente de charge sur le poteau(P2)

II.5.1. calcul de la surface afférente

$$S1= 4,29 \text{ m}^2 ; S2=5,56 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{palier}}= 2,70\text{m}^2 ; S_{\text{volée}}=1,84\text{m}^2$$

$$S_{\text{Dp}}=1,52 \text{ m}^2$$

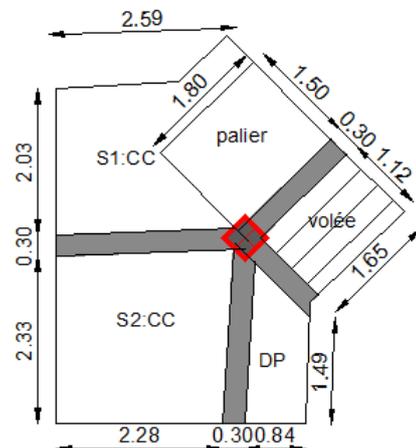


Figure II.9.surface afférente de P2

II.5.2 Poids propre des éléments

➤ Plancher terrasse inaccessible

G=107,163 KN Q=18,238 KN

➤ Plancher étage courant

G=92,44KN Q= 31,897 KN

➤ les poutres

G=23,28 KN

➤ Mur double cloisons

S= 12,156 m² G= 10,21KN

Tableau II.13. Evaluation de la descente de charge du poteau P2

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q(KN)
N0 (27,54 m)	Terrasse inaccessible	107,163	18,238
	Poutres	23,28	
	Poteau (30*30)	6,885	
	Mur	10,21	
	Total	147,538	
N1 (24,48 m)	Venant de N0	147,538	18,238+31,897
	Plancher corps creux	92,44	
	Poutres	23,28	
	Poteau (35*35)	9,371	
	Mur	10,21	
Total	282,839		
N2 (21,42 m)	Venant de N1	282,839	18,238+0,95*(31,897*2)
	Plancher corps creux	92,44	
	Poutres	23,28	
	Poteau (35*35)	9,371	
	Mur	10,21	
Total	418,14		
N3 (18,36 m)	Venant de N2	418,14	18,238+0,90*(31,897*3)
	Plancher corps creux	92,44	
	Poutres	23,28	
	Poteau (35*35)	9,371	
	Mur	10,21	

	Total	553,441	104,3519
N4 (15,30m)	Venant de N3	553,441	
	Plancher corps creux	92,44	18,238+0,85*(31,897*4)
	Poutres	23,28	
	Poteau (40*40)	12,24	
	Mur	10,21	
	Total	691,619	126,6798
N5 (12,24 m)	Venant de N4	691,619	
	Plancher corps creux	92,44	18,238+0,8*(31,897*5)
	Poutres	23,28	
	Poteau (40*40)	12,24	
	Mur	10,21	
	Total	829,781	145,818
N6 (9,18m)	Venant de N5	829,781	
	Plancher corps creux	92,44	18,238+0,75*(31,897*6)
	Poutres	23,28	
	Poteau (40*40)	12,24	
	Mur	10,21	
	Total	967,951	161,7665
N7 (6,12 m)	Venant de N6	967,951	
	Plancher corps creux	92,44	18,238+0,714*(31,897*7)
	Poutres	23,28	
	Poteau (50*50)	12,24	
	Mur	10,21	
	Total	1113,006	177,6512
N8 (3,06m)	Venant de N7	1113,006	
	Plancher corps creux	92,44	18,238+0,687*(31,897*8)
	Poutres	23,28	
	Poteau (50*50),125	19,125	
	Mur	10,21	
	Total	1258,061	193,5359
N9 (00,00 m)	Venant de N8	1258,061	
	Plancher corps creux	92,44	193.5359+18.238*5
	Poutres	23,28	
	Poteau (50*50)	19,125	

	Mur	10,21	
	Total	1403,116	284.756

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (P2) le plus sollicité sous charges verticales.

II.6. Calcul de l'effort normal ultime

$$Nu = 1,35G + 1,5Q = 1,35 * (1403,116) + 1,5 * (284,756) = 2321,3406 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de

10% tel que : $Nu * (1.35G + 1.5Q)$

$$Nu^* = 2321,3406 * 1,1 = 2553,475 \text{ KN}$$

II.7. Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$

Tableau II.14. Vérification des poteaux à la compression simple

Niveaux	Section	Nu*	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème}	50*50	2537,787	10,15	14,2	vérifié
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , et 5 ^{ème}	40*40	1787,531	11,17	14,2	vérifié
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , et 8 ^{ème}	35*35	1051,165	8,581	14,2	vérifié
9 ^{ème}	30*30	278,218	3,09	14,2	vérifié

II.8. Vérification à la stabilité de forme (flambement)

D'après le CBA 93 (Article B.8.4.1), On doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq \alpha * \left[\frac{B * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \implies B_{rcal} \geq \frac{Nu^*}{\alpha * \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_b} \right]}$$

B : aire de la section réduite du poteau, $\implies B_r = (a-2) * (b-2)$

A_s : Section des armatures, $A_s = 1\% B_r$; γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton ; α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 * \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} \text{ pour } \lambda \leq 50 \quad ; \quad \alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

On calcule l'élancement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ i : rayon de giration $i = \frac{I}{B}$; $I = \frac{h \cdot b^3}{12}$

I = moment d'inertie selon le plan de flambement. Comme $h = b$ (poteaux carrés), les calculs de λ restent inchangés

l_f : longueur de flambement $l_f = 0,7 l_0$

$l_0 = 3,06$ m pour tout les étages

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 15. vérification des poteaux au flambement

Niveaux	l_f (m)	Nu^*	I (m)	λ	α	$Br(m^2)$	$B_{r \text{ calculé}}(m^2)$	Observation
RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème}	2,142	2537,787	0,1442	14,84	0,82	0,2304	0,140	vérifié
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , et 5 ^{ème}	2,142	1787,531	0,1153	18,55	0,804	0,1444	0,101	vérifié
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , et 8 ^{ème}	2,142	1051,165	0,1010	21,20	0,792	0,1089	0,060	vérifié
9 ^{ème}	2,142	278,218	0,2738	24,73	0,772	0,0784	0,0163	vérifié

Tableau II.16. Vérification des exigences du RPA99 v2003

poteaux	50*50	40*40	35*35	30*30	observation
Min (b_1, h_1) ≥ 25 cm	50	40	35	30	vérifiée
Min (b_1, h_1) $\geq \frac{h_e}{20}$	13,3	13,3	13,3	13,3	vérifiée
$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	1	1	1	1	vérifiée

Conclusion

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles de **RPA99 (version 2003)**, **BAEL91** et le **DTR**.

Chapitre III

Introduction

La construction est un ensemble d'éléments principaux et secondaires ; dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (plancher corps creux et dalles pleines, escaliers, acrotère et l'ascenseur).

III.1. Etudes des planchers

III.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T calculées à la flexion simple, comme des poutres continues.

1. Les différents types de poutrelles

Tableau III.1. Différents type de poutrelles

Types	Schémas statiques
Type 1	▲ 4.55 m ▲ 4.95 m ▲
Type 2	▲ 4.55 m ▲ 4.95 m ▲ 2.40 m ▲ 4.45 m ▲ 3.21 m ▲
Type 3	▲ 3.51m ▲
Type 4	▲ 4.55 m ▲
Type 5	▲ 2.40 m ▲ 4.45 m ▲ 3.21 m ▲
Type 6	▲ 3.51 m ▲ 4.85 m ▲
Type 7	▲ 4.85 m ▲ 2.30 m ▲ 3.20 m ▲

2. Méthode de calcul des sollicitations :

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

- Méthode forfaitaire. (Annexe E.1 du BAEL 91)
- Méthode de Caquot. (BAEL91art B.6.210)
- calcul RDM.

3. Calcul des charges revenant aux poutrelles

Tableau III.2. Charges revenant aux poutrelles

Type de plancher	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	l ₀ [m]	q _u = (1.35G+1.5Q)xl ₀ [KN/m]	q _s = (G+Q)xl ₀ [KN/m]
Etage courant	5.35	1.5	0.65	6.157	4.453
Terrasse inaccessible	6.63	1	0.65	6.973	4.4595

Avec l₀ : entraxe des poutrelles.

4. Exemple illustratif

Pour le calcul des sollicitations on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire (le type 1 du plancher courant)



Figure III.1. schéma statique de la poutrelle type 1

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

- 1) plancher à surcharge modéré : $Q=1.5\text{KN}/\text{M}^2 \leq \min(2G ; 5\text{KN}/\text{m}^2)$
 - 2) $\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.55}{4.95} = 0.92 \in [0.8 ; 1.25]$
 - 3) $I = \text{constante}$ (même corps creux)
 - 4) Fissuration peu nuisible (car elles ne sont pas exposées aux intempéries)
- Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

4. b. Calcul des sollicitations

➤ **Calcul des moments isostatiques :** $M_0 = ql^2/8$

Travée AB : $M_0^u = 15.933\text{KN.m}$

Travée BC : $M_0^u = 18.858\text{KN.m}$

$M_0^s = 11.524\text{KN.m}$

$M_0^s = 13.639\text{KN.m}$

➤ **Calcul des moments aux appuis**

-appuis de rive :

$M_A = M_C = 0$ (le **BAEL 91** préconise de mettre les aciers de fissuration équilibrant un moment fictif le à $0.15M_0$)

$\Rightarrow M_A = M_C = -0.15 \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

$M_A^u = M_C^u = -2.83\text{KN.m} ; M_A^s = M_C^s = -2.054\text{KN.m}$

-appuis intermédiaire :

$M_B = -0.6 \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0.6 M_0^{BC}$

$M_B^u = -11.315\text{KN.m} ; M_B^s = -8.183\text{KN.m}$

➤ **Calcul des moments en travées**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.35} = 0.219 \Rightarrow \begin{cases} 1+0.3\alpha=1.066 \\ 1.2+0.3\alpha=1.266 \end{cases}$

Travée AB :

$$a) M_t^{AB} + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max (1.05 ; 1+0.3\alpha) M_0^{AB} \Rightarrow M_t^{AB} > 1.066 M_0^{AB} - 0.3 M_0^{BC}$$

$$b) M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0^{AB} \Rightarrow M_t^{AB} > 0.633 M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} = \max (a ; b) \Rightarrow M_t^{AB} > 1.066 M_0^{AB} - 0.3 M_0^{BC}$$

$$ELU : M_t^{AB} = 10.083 \text{KN.m}$$

$$ELS : M_t^{AB} = 8.19 \text{KN.m}$$

Travée BC :

$$a) M_t^{BC} + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max (1.05 ; 1+0.3\alpha) M_0^{BC} \Rightarrow M_t^{BC} > 0.766 M_0^{BC}$$

$$b) M_t^{BC} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0^{BC} \Rightarrow M_t^{BC} > 0.633 M_0^{BC}$$

$$M_t^{BC} = \max (a ; b) \Rightarrow M_t^{BC} > 0.766 M_0^{BC}$$

$$ELU : M_t^{BC} = 11.439 \text{KN.m}$$

$$ELS : M_t^{BC} = 10.444 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$V_A = \frac{qux l_{AB}}{2} = \frac{6.157 \times 4.55}{2} = 14.007 \text{KN}$$

$$V_B = -1.15 \times \frac{qux l_{AB}}{2} = -1.15 \times \frac{6.157 \times 4.55}{2} = -16,108 \text{KN}$$

Travée BC :

$$V_B = -1.15 \times \frac{qux l_{BC}}{2} = -1.15 \times \frac{6.157 \times 4.95}{2} = -17.524 \text{KN}$$

$$V_C = \frac{qux l_{BC}}{2} = \frac{6.157 \times 4.95}{2} = 15.239 \text{KN}$$

Les résultats de tout les types de poutrelles des planchers terrasse inaccessible et étage courant son représentés dans les tableaux (Annexe 1)

4.5 Ferrailage des poutrelles

les sollicitations maximales dans les poutrelles des planchers terrasse inaccessible et étage courant sont représentés dans le tableau suivants :

Tableau III.3. Sollicitations maximales dans les poutrelles des différents planchers

Type de plancher	M_t [KN.m]		$M_{a,int}$ [KN.m]		$M_{a,r}$ [KN.m]		V [KN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Étage courant	15.993	11.524	-11.315	-8.183	-2.83	-2.054	17.524
Terrasse inaccessible	17.759	12.836	-12.484	-9.115	-3.21	-2.28	19.335

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle :

$b=50\text{cm}$; $b_0=10\text{cm}$; $h=24\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $d=22\text{cm}$.

✓ Calcul à l'ELU

1. étage courant

Armatures longitudinales

*En travée

$$M_{tu} = b \times h_0 \times (d - h_0/2) = 0.5 \times 0.04 \times 14.2(0.22 - 0.04/2)$$

$M_{tu} = 56.8\text{KN.m} > M_t = 15.933\text{KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{15.933 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.5 \times 0.22^2} = 0.046$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.059$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.215\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z f_{st}} = \frac{15.933 \times 10^{-3}}{0.215 \times 348} = 2.13\text{ cm}^2$$

* En appuis

Le calcul à la flexion simple conduit à une section d'acier : $A_{a,int} = 1.59\text{ cm}^2$

De même, la section à mettre en appui de rive : $A_{a,r} = 0.376\text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$\text{En travée : } A_{t,min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.33\text{ cm}^2 < A_{cal}$$

$$\text{En appuis : } A_{a,min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.265\text{ cm}^2 < A_{cal}$$

On va adopter pour le ferrailage suivant :

$$A_t = 3\text{HA}10 = 2.36\text{ cm}^2$$

$$A_{a,int} = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1.92\text{ cm}^2$$

$$A_{a,r} = 1\text{HA}10 = 0.79\text{ cm}^2$$

2. terrasse inaccessible

Tableau III.4. Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

	μ_{bu}	α	Z [cm]	A_{cal} [cm ²]	A_t [cm ²]	$A_{choisis}$ [cm ²]
Travée	0.046	0.059	0.215	2.13	1.33	3HA10=2.36
Appuis de rive	0.034	0.0437	0.216	0.376	0.318	1HA10=0.79
Appuis intermédiaire	0.137	0.186	0.204	1.59	0.318	1HA10+1HA12=1.92

Remarque

on voit bien que les sections d'acier obtenues pour les deux types de plancher sont les mêmes; donc il suffit de faire les vérifications pour un seul type (étage courant).

Vérification à l'ELU

Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right] = \min \left[0.2 \frac{25}{1.5}, 5MPa \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

$$\tau_u = \frac{17.524 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22} = 0.796 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33M \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas risque de rupture par cisaillement.

Armature transversales

$$\Phi_t \leq \min (10 ; h/35 ; b/10) = \min (10 ; 24/35 ; 12/10) = 0.685cm$$

Soit $\Phi_t = 8mm$

On choisit un étrier $\Phi_t 6 \Rightarrow A_t = 1.01cm^2$.

Espacement

$$S_t \leq \begin{cases} \min (0.9d ; 40cm) = 19.8 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 101 \text{ cm} \\ \frac{0.8A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28k})} = 194.69 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $S_t = 15cm$

Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant

Appuis de rive : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u^{max}$

$$A_l = A_{travée} = 2.36cm^2$$

$$A_l = 3.15 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \times 17.524 \times 10^{-3} = 0.504cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition Verifiée}$$

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

$$A_l = A_{travée} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(17.524 * 10^{-3} + \frac{(-11.315 * 10^{-3})}{0.9 * 0.22} \right) = -1.14 \text{ cm}^2 < 0$$

⇒ Dans ce cas aucune vérification n'est nécessaire car l'effort tranchant est négligeable .
Pas risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.

Vérification de la jonction Table – Nervure

$$\tau_u = \frac{b_1 * V_u^{max}}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 0.2 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 0.88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas risque de cisaillement à la jonction Table – Nervure.

Vérification de la bielle :

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

$$a \leq \min (0.9.d ; (\text{la largeur de l'appuis} - 4\text{cm})) = 0.198 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V_u = 17.524 \text{ KN} \leq 0.267 * 0.198 * 0.10 * 25 * 10^3 = 132.165 \text{ K} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée :

Position de l'axe neutre (Y) :

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.5 * 0.04^2}{2} - 15 * 2.36 * 10^{-4} (0.22 - 0.04) = -2.372 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

$H < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure ; donc le calcul se fera pour une section en T.

calcul de (Y) :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [(b-b_0) h_0 + 15A] y - [(b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0 \Rightarrow Y = 4.98 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{b y^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 12300.57 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{11.524 * 10^{-3}}{12294.76 * 10^{-8}} * 0.049 = 4.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

En appuis :

$M_{a \max \text{ inter}} = -8.183 \text{ KN.m} < 0 \Rightarrow$ Le calcul se fait pour une section ($b_0 \cdot h$)

$y = 8.15 \text{ cm}$

$I = 5557.09 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition Vérifiée**

❖ **Etat limite de déformation**

1) étage courant

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

1) $h \geq \max \left(\frac{l}{16} ; \frac{M_t^{\max} \times l}{10 \times M_0} \right)$

2) $A_t \leq \frac{3.6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e}$

3) $L \leq 8 \text{ m}$

Pour notre cas on a : $h = 24 \text{ cm}$, $L = 4.55 \text{ m}$

$h = 0.24 < \frac{l}{16} = 0.28 \text{ m} \Rightarrow$ La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul de la flèche qui est conduit selon la méthode exposée à l'article B.6.5, 2 des règles BAEL91.

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

F_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

F_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de : $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{455}{500} = 0.91 \text{ cm}$.

Evaluation des moments en travée

$q_j = g \cdot l_0 = 4 \times 0.65 = 2.6 \text{ KN/m}$ La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons)

$q_g = g \cdot l_0 = 5.35 \times 0.65 = 3.4775 \text{ KN/m}$ (La charge permanente qui revient à la poutrelle).

$q_p = (g + q) \cdot l_0 = (5.35 + 1.5) \times 0.65 = 4.453 \text{ KN/m}$ (La charge permanente et la surcharge d'exploitation)

$\Rightarrow M_j = \frac{q_j \times l^2}{8} = 6.723 \text{ KN.m}$; $M_g = \frac{q_g \times l^2}{8} = 9 \text{ KN.m}$; $M_p = \frac{q_p \times l^2}{8} = 11.522 \text{ KN.m}$

Calcul de ρ et λ

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 22} = 0.0089$$

$$\lambda_i = \frac{0.5 \times b \times f_{t28}}{(2b_0 + 3b)\rho} = 4.34 \quad \text{"déformation instantanée"}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.74 \quad \text{"déformation différée"}$$

Calcul du moment d'inertie et la position de l'axe neutre I et Y

$$Y = 4.98 \text{ cm} ; I = 12300.57 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes σ

$$\sigma_j = \frac{15 \times M_j (d - y)}{I_0} = 140.259 \text{ MPa}$$

$$\sigma_g = \frac{15 \times M_g (d - y)}{I_0} = 187.763 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = \frac{15 \times M_p (d - y)}{I_0} = 240.378 \text{ MPa}$$

Calcul de μ

$$\mu_j = \max \left[0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} \right] = 0.482$$

$$\mu_g = \max \left[0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} \right] = 0.582$$

$$\mu_p = \max \left[0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} \right] = 0.655$$

Calcul de moment d'inertie I_0

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + \frac{b_0 \times h (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y_G)^2$$

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 A d}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 A} = 9.55 \text{ m}$$

$$\Rightarrow I_0 = 29906.86 \text{ cm}^4$$

Calcul des moments d'inertie fictifs I_f

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 10639.98 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 9330.31 \text{ cm}^4$$

$$I_{fjv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_j} = 16345.15 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 8561.05 \text{ cm}^4$$

Calcul de E

$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,8656 \text{ MPa}$. Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,1951 \text{ MPa}$. Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 4.07 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{gi}} = 6.2 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{gv}} = 10.63 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{pi}} = 8.66 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 10.53 - 4.07 + 8.66 - 6.2$$

$\Delta f = 8.92 \text{ mm} < f_{adm} = 9.1 \text{ mm}$la flèche est vérifié.

2) terrasse inaccessible

$\Delta f = 8.99 \text{ mm} < f_{adm} = 9.1 \text{ mm}$la flèche est vérifié.

Remarque : la flèche est vérifiée donc le ferrailage est satisfait

Schéma de ferrailage des poutrelles

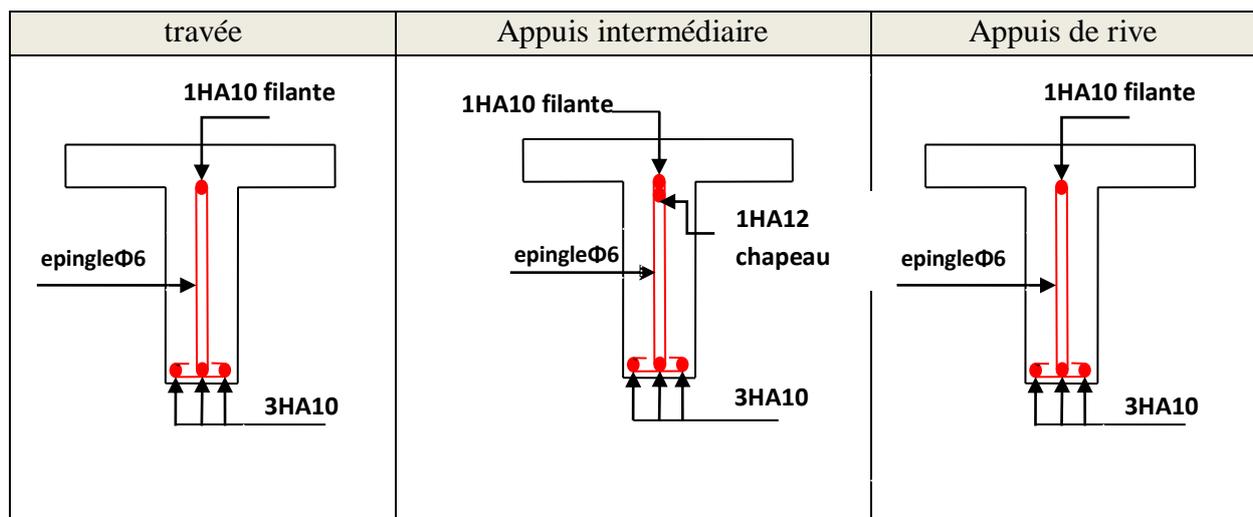


figure III.2. schéma de ferrailage de la poutrelle

III.1.2. Ferrailage de la dalle de compression

On utilise des barres de type rond lisses de nuance Fe =500 MPa

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$50\text{cm} \leq l_0 = 65\text{cm} \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot 65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}. \quad \text{avec } S_t \leq 20 \text{ cm}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,52}{2} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}. \quad \text{avec } S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour un treillis soudés $\phi_6(150 \times 150) \text{ mm}^2$.

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}. \end{cases} \quad \begin{cases} A_{\parallel} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 25\text{cm} \leq 33 \text{ cm}. \end{cases}$$

Schéma de ferrailage de la dalle de compression

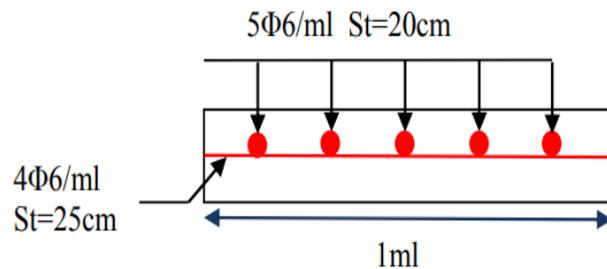
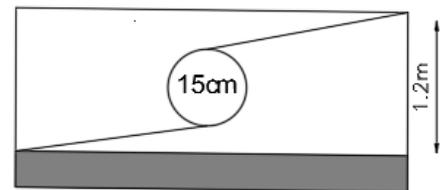


Figure III.3. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.1.3. étude des dalles pleines

On appelle un panneau de dalle la partie de la dalle entouré par des poutres.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \begin{cases} \rho \leq 0.4 & \text{La dalle travaille suivant un seul sens} \\ \rho \geq 0.4 & \text{La dalle travaille suivant les deux sens } l_x \text{ et } l_y \end{cases}$$



Calcul des moments pour $\rho > 0,4$

$$M_t^{x,y} = \begin{cases} 0.85 M_0^{x,y} \rightarrow \text{Pour travée de rive} \\ 0.75 M_0^{x,y} \rightarrow \text{Pour travée intermédiaire} \end{cases}$$

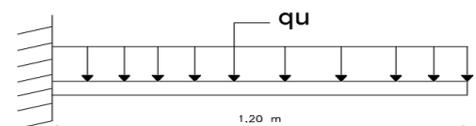


Figure III.4. Schéma statique de la dalle D6

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3M_0^x & \longrightarrow \text{pour appui de rive} \\ -0.5M_0^x & \longrightarrow \text{Pour appui intermédiaire} \end{cases}$$

Dans notre étude on prend les panneaux de dalle les plus sollicités et on ferraille les autres panneaux qui sont identiques avec celui que on à trouvé.

➤ **Exemple de calcul d'une dalle pleine type D6 (palier)**

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

$$G=5,77 \text{ Kn/m}^2 \quad Q=2,5 \text{ Kn/m}^2$$

$$q = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 11,54 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G+Q) \times 1\text{ml} = 8,27 \text{ Kn/ml}$$

$$M_u = \frac{qu \times L^2}{2} = 12,98 \text{ Kn.m}$$

$$M_s = \frac{qs \times L^2}{2} = 9,30 \text{ Kn.m}$$

$$V_u = \frac{qu \times L}{2} = 8,655 \text{ Kn.m}$$

Calcul de la section d'armatures

- Le ferrailage de la dalle pleine se fera à la flexion simple pour 1ml
- F.P.N $e \geq 2\text{cm}$ soit $e = 2\text{cm}$ qui donne $d = e - c = 15 \text{ cm}$.

• **Condition de non fragilité**

$$: A_{x\min} = \rho_0 \times b \times e \quad \text{avec} \quad \rho_0 = 0,0008 \text{ Ha FeE400}$$

Tableau III.5. Ferrailage de la dalle sur 1 appui (palier)

	μ	α	Z(m)	$A_{\text{calculé}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}} (\text{cm}^2)$
travée	0,035	0,045	0,147	2,15	1,36	4HA10=3,14
Appui	0,0162	0,0204	0,149	1,01	1,36	4HA8=2,01

Vérification aux états limites (ELU et ELS)

a) Vérifications à l'ELU

- **Espacements**

$$\text{F.P.N} \quad St \leq \min(3e ; 33\text{cm}); \text{ Soit: } St = 33 \text{ cm}$$

Les armatures de répartition

$A_y = (A_s / 4) = (3,14 / 4) = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml}$. On choisit: **3HA8/ml = 1,51 cm²/ml**

Avec $St \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; **Soit : St= 33 cm**

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{8,655 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,0577 \text{ MPA} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPA}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification à l'ELS

Etats limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_y + 15A_d = 0 \quad I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

Tableau III.6. Vérification des états limites de compression du béton

	Mser	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	observation
Travée	7,905	3,32	7645,31	3,34	15	vérifié
Appui	3,72	2,72	5217,36	1,94	15	vérifié

Vérification de la flèche

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{80 M_0}\right) \times l_x \implies 15 \geq \max(5,625; 6,375) \dots \text{condition vérifié}$$

$$A_t \leq \frac{2b \times d}{f_e} \implies 2,58 \text{ cm}^2 < 7,5 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifié}$$

$$L \leq 8 \text{ m} \implies 1,5 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \text{condition vérifié}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Calcul Des Dalles D1, D2, D4

Les sollicitations dans les dalles sont représenté dans le tableau(Annex2)

Tableau III.7: Calcul du ferrailage

dalle	sens	Acal(cm ² /ml)		Amin(cm ² /ml)		Adopté(cm ² /ml)		St(cm)	
		travée	Appui	travée	Appui	Travée	Appui	travée	Appui
D1	X-X	1,91	0,89	1,12	1,12	4HA10=3,14	4HA8=2,01	25	25
	Y-Y	/	/	/	/	/	/	/	/
D2	X-X	2,18	0,83	1,76	1,76	3HA10=2,36	3HA10=2,36	25	25
	Y-Y	2,18	0,83	1,76	1,76	3HA10=2,36	3HA10=2,36	25	25
D4	X-X	1,75	1,16	1,38	1,38	4HA10=3,14	4HA8=2,01	33	33
	Y-Y	0,43	1,16	1,12	1,38	4HA8=2,01	4HA8=2,01	45	45

Tableau III.8 : Vérifications nécessaires

dalle	sens	Vmax	τ_u	$\bar{\tau}_u$	σ_{bc}		$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_{st}		$\bar{\sigma}_{st}$
					travée	Appui		travée	Appui	
D1	X-X	15,40	0,171	1,17	3,71	2,09	15	164,77	112,83	201,63
	Y-Y	/	/	/	/	/	/	/	/	/
D2	X-X	16,28	0,148	1,17	3,10	1,8	15	195,3	170,12	201,63
	Y-Y	16,28	0,148	1,17	3,10	1,8	15	195,3	110,35	201,63
D4	X-X	15,72	0,131	1,17	3,10	2,46	15	/	/	/
	Y-Y	2,49	0,0207	1,17	1,52	2,46	15	/	/	/

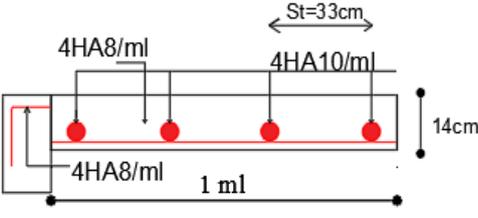
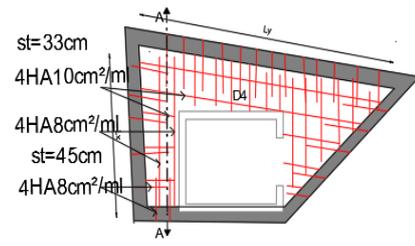
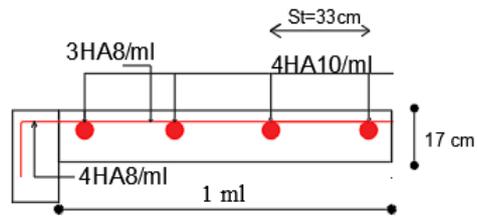
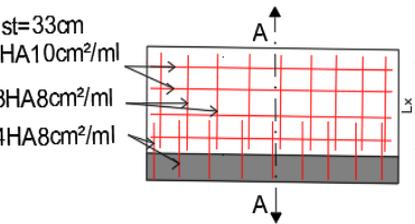
Tableau III.9 vérification de la flèche

dalle	sens	$h/L_x > \text{Max}(3/80; M_t x / 20M_0)$	$A_t / b \times d < 2/Fe$	$L < 8m$	observation
D1	X-X	$14 > (4,125 ; 4,675)$	$3,14 < 5,5$	$1,10 < 8$	verifié
	Y-Y	/	/	/	/
D2	X-X	$14 > (11,51 ; 11,51)$	$3,14 < 6$	$4,35 < 8$	verifié
	Y-Y	$14 > (11,51 ; 11,51)$	$2,01 < 6$	$4,35 < 8$	verifié
D4	X-X	$22 > (16,31 ; 18,49)$	$2,36 < 9,5$	$4,35 < 8$	verifié
	Y-Y	$22 > (16,31 ; 18,49)$	$2,36 < 9,5$	$4,35 < 8$	verifié

Schéma de ferrailage des dalles

Tableau III.10. Schémas de ferrailages

	Coupe A-A	
D1 (balcon)		
D2 (balcon)		

<p>D4</p>		
<p>D6 (palier)</p>		

III .2 . Etude de l’ascenseur

L’ascenseur est un appareille mécanique, servant un déplacement vertical des personnes, ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d’une cabine qui se déplace le long des étages à travers d’une glissière verticale dans la cage d’ascenseur, munie d’un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine. Dans notre projet on adoptera un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

- Fc : Charge due à la rupture du câble = 102KN.
- Pm : salle de la salle machine = 15KN
- Dm : Charge due à la salle de machine = 82KN.
- L : longueur de l’ascenseur = 2.00 m
- l : Largeur de l’ascenseur = 1,60m
- Pp : 6,3 Kn : La charge nominal

III .2 .1 Dalle sous ascenseur

a. Evaluation des charges et surcharges

- La charge permanente
- ✓ Poids de la dalle en béton arme :
- ✓ Poids de la cuvette (la réaction)

$$G_{cuvette} = \frac{Fc}{s} = \frac{102}{3,2} = 3,875 \text{ Kn/m}^2$$

- ✓ Poids propre du revêtement

$$G_{revêtement} = \rho \times e = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{ KN/m}^2$$

La charge totale c’est : $G_t = 36,725 \text{ KN/m}$.

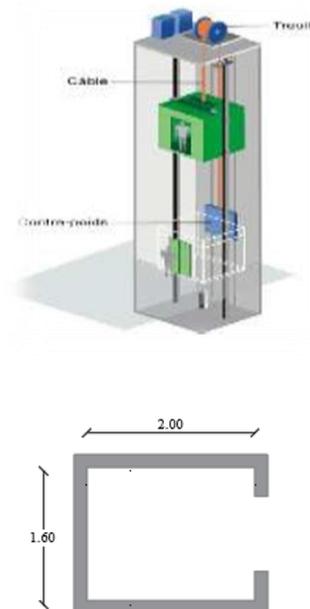


Figure III.5.cage d’ascenseur

- $Q = 1 \text{ Kn/m}^2$ La charge d'exploitation

Combinaisons des charges

Cas d'une charge répartie

L'ELU : $1.35 Gt + 1,5Q = 51,08 \text{ KN/m}^2$

L'ELS : $Gt + Q = 37,725 \text{ KN/m}$

b. Calcul des sollicitations

➤ **Calcul des moments**

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,8 > 0,4$ la dalle travaille dans les deux sens.

ELU

$\mu_x = 0,0561 \quad \mu_y = 0,5959$

$M_0^x = \mu_x \times qu \times l_x^2 = 11,64 \text{ KN.m}$

$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 6,83 \text{ KN.m}$

$M_t^x = 0,85 M_0^x = 9,741 \text{ KN.m}$

$M_t^y = 0,85 M_0^y = 5,805 \text{ KN.m}$

$M_a^x = -0,3 M_0^x = -3,438 \text{ KN.m}$

ELS

$\mu_x = 0,0628 \quad \mu_y = 0,711$

$M_0^x = \mu_x \times qs \times l_x^2 = 9,43 \text{ KN.m}$

$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 6,71 \text{ KN.m}$

$M_t^x = 0,85 M_0^x = 8,0155 \text{ KN.m}$

$M_t^y = 0,85 M_0^y = 5,70 \text{ KN.m}$

$M_a^x = -0,3 M_0^x = -2,83 \text{ KN.m}$

c. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15 cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d = 12 \text{ cm}$.

Tableau III.11. Ferrailage de la dalle d'ascenseur

position	sens	Melu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal (cm ² /ml)	Aadopté (cm ² /ml)	St (cm)
travée	X-X	9,741	0,048	0,06	0,117	2,39	4HA0=3,14	25
	Y-Y	5,805	0,028	0,035	0,118	1,41	4HA8=2,01	25
Appuis	X-X	-3,438	0,017	0,021	0,119	0,83	4HA8=3,14	25

Vérification de la condition de non fragilité

Pour $e > 12 \text{ cm}$ $\rho > 0,4$ avec $f_e = 400 \text{ MPA}$ $\rho_0 = 0,0008 A_x^{min}$

$$A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,2 \text{ cm}^2$$

Vérification du ferrailage longitudinale

$$A_{ty} > \frac{A_{tx}}{4} = 0,785 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des espacements

Selon x et y : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm})$ soit $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant

$$V_U^x = \frac{qu \times L_x}{2} + \frac{l_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 14,84 \text{ KN} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,124 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1,17 \text{ MPA}$$

$$V_U^y = \frac{qu \times L_y}{2} + \frac{l_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 28,98 \text{ KN} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,241 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1,17 \text{ MPA}$$

Vérification à l'ELS

Tableau III.12. Vérifications nécessaires

	sens	Mser	y	I(Cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ̄ _{bc} (MPA)	observation
Travée	X-X	8,0155	2,92	4713,12	4,96	15	vérifiée
	Y-Y	5,70	2,4	3239,42	4,22	15	vérifiée
Appuis	X-X	-2,83	2,4	3239,42	2,09	15	vérifiée
/	sens	h/Lx > Max(3/80; Mtx/20M0)		At / b × d < 2/Fe		L < 8m	observation
Travée	X-X	15 > 8,5 cm		3,14 > 6 cm ²		2 < 8 m	vérifiée
	Y-Y	15 > 8,49 cm		2,01 > 6 cm ²		1,6 < 8m	vérifiée

III .2 .2. Dalle au-dessous de l'ascenseur

La charge concentrée g est appliquée sur la surface $a_0 \times b_0$ de la dalle, elle agit

uniformément sur un air $v \times u$ située sur le plan moyen de la dalle, comme montre la figure suivante :



Figure III.6. Schéma représentant la surface d'impact.

Calcul du rectangle d'impact :

$$U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h_1 \quad ; \quad U = b_0 + h_0 + 2\xi \times h_1$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

On a une vitesse $V = 1 \text{ m/s}$ $a_0 = 80$ $b_0 = 80$

$h_1 = 4 \text{ cm}$ (épaisseur du revêtement sur la dalle)

$h_0 = 20 \text{ cm}$ (épaisseur de la dalle en béton)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- 0,75 si le revêtement est moins résistant
- 1 si le revêtement est en béton, ce qui est le cas pour cette dalle

Donc

$$u = v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm}$$

Les moments sont calculés par les expressions suivantes :

$$\begin{aligned} M_{x1} &= Pu \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} &= Pu \times (M_2 + \nu M_1) \end{aligned} \quad \text{avec } \nu : \text{coefficient de poisson} \quad \begin{cases} \nu = 0 & \rightarrow \text{Elu} \\ \nu = 0,2 & \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

Evaluation des moments du au charge concentré

$$G = Dm + Pm + Pp = 82 + 15 + 6,3 = 103,3 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 G = 139,45 \quad ; \quad Q_s = G = 103,3 \text{ KN}$$

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougins(Annexe 3)

$$M_1 = 0,098 \quad M_2 = 0,063$$

Tableau III.13. Les sollicitations sous charge concentrée

Designation	$M_{x1}(\text{KN.m})$	$M_{y1}(\text{KN.m})$
ELU	13,66	8,78
ELS	11,42	8,53

Evaluation des moments due à la charge répartie (poids propre de la dalle):

$$M_{x2} = \mu_x \times qu \times l_x^2 \quad ; \quad M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \quad ; \quad Qu = 1,35G+1,5Q$$

$$G=4,75 \text{ Kn/m}^2 \quad Q=1 \text{ Kn/m}^2 \quad ; \quad Qs= G+Q$$

Tableau III.14. Les sollicitations sous charges réparties

Designation	M_{x2} (KN.m)	M_{y2} (KN.m)
ELU	1,80	1,07
ELS	1,45	1,04

➤ Superposition des moments

Tableau III.15 .La superposition des moments

désignation	$M_{x0} = M_{x1}+M_{x2}$ (KN.m)	$M_{y0}=M_{y1}+M_{y2}$ (KN.m)
ELU	15 ,46	9,58
ELS	12,87	9,57

Les moments corrigés

Tableau III.16 Les moments corrigés

Designation	M_t^x (KN.m)	M_t^y (KN.m)	M_a^x (KN.m)
ELU	11,595	7,387	-4,638
ELS	10,94	7,17	-3,861

Ferraillage

Le calcul de ferraillage se fera pour une bande de 1m de longueur b= 1 m, d=0.12 m

Tableau III.17 ferrailages de la dalle.

position	sens	Melu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ² /ml)	Aadopté(cm ² /ml)	St(cm)
travée	X-X	11 ,595	0,057	0,073	0,116	2,87	4HA10=3,14	25
	Y-Y	7,387	0,036	0,044	0,117	1,81	4HA8=2,01	25
Appuis	X-X	4,638	0,023	0,029	0,118	1,13	4HA8=2,01	25

Vérification au poinçonnement

$$Pu = 139,45 \text{ KN} \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472,5 \text{ KN} \quad \text{pas de risque de poinçonnement}$$

Pu : Charge de calcul à l'état limite. U_c : Périmètre du rectangle d'impact

h:Epaisseur de la dalle $U_c = 2 \times (u + v)$

Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.18.Vérifications A L'ELU

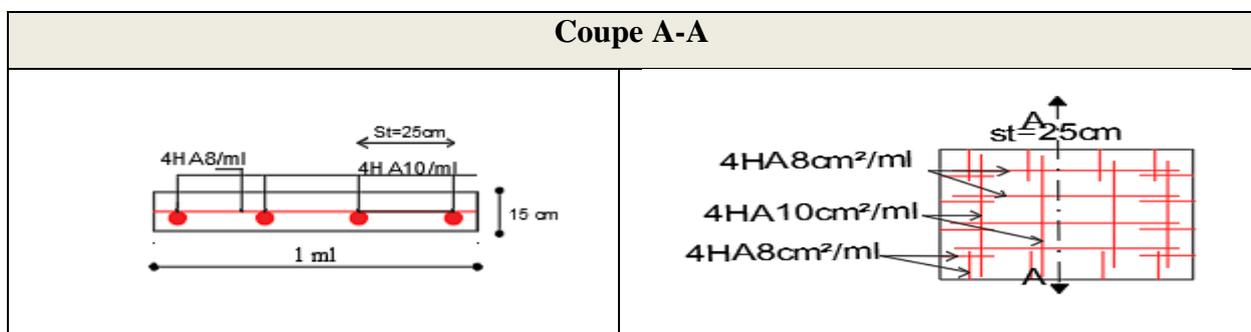
Pu	Vu= Pu/3× v	τu	τ̄u	observation
139,45	44,27	0,37	1,17	vérifiée

Vérification à l'ELS

Tableau III.19. Vérifications A L'ELS

	sens	Mser	y	I(Cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	X-X	9,56	2,92	4713,12	5,92	15	Vérifiée
	Y-Y	7,17	2,4	3239,42	5,31	15	Vérifiée
Appuis	X-X	-3,861	2,4	3239,42	2,86	15	Vérifiée
/	sens	h/Lx>Max(3/80; Mtx/20M0)		At /b×d<2/Fe		L< 8m	observation
Travée	X-X	15> 7,5 cm		3,14 < 6 cm ²		2< 8 m	vérifiée
	Y-Y	15>6 cm		2,01 < 6 cm ²		1,6< 8m	vérifiée

Tableau III.20. Le schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur



III.3. Etude des escaliers

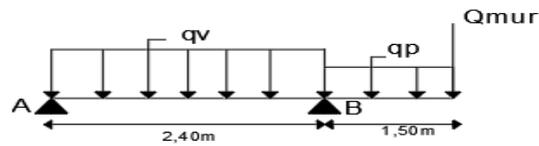


Figure III.7. Schéma statique de l'escalier

$$G_v = 8,335 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 ; \quad q_{u_v} = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = 15,002 \text{ KN/m}$$

$$G_p = 5,77 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 ; \quad q_{u_p} = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 11,54 \text{ KN/m}$$

$$P_{mur} = G_{mur} \times H_{mur} = 2,88 \times 1,13 = 3,164 ; \quad q_{u_{mur}} = 1,35 G_{mur} = 4,27 \text{ KN/m}$$

le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM). Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.21 : Calcul des sollicitations dans l'escalier

	R_A	R_B	M_0	$M_t^{max} = 0,75 M_0$	$M_a = 0,5 M_0$	V^{max}
ELU	9,94	47,66	19,387	14,75	-9,6935	47,66
ELS	7,15	34,42	14,05	10,537	7,025	34,42

➤ **Ferraillage**

FPN, $e=13\text{cm}$, $d=11\text{cm}$, $b=1\text{ml}$, $M_t = 10.75 \text{ KN.m}$; $M_a = -7.05 \text{ KN.m}$

Tableau III.22. Ferraillage de l'escalier

	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	Aadopté(cm^2/ml)	St(cm)
travée	0,045	0,058	0,146	2,86	1,81	4HA10=3,14	25
Appuis	0,030	0,038	1,149	1,861	1,81	4HA8=2,01	25

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0,31 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1,17 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Calcul des armatures de répartition**

on a une charge répartie donc

En travée : $A_r \geq \frac{A_s}{4} = 0,785(\text{cm}^2/\text{ml})$ On choisit : 3HA8 = 1,51(cm²/ml) ; St=33cm

En Appuis : $A_r \geq \frac{A_s}{4} = 0,502(\text{cm}^2/\text{ml})$ On choisit : 3HA8 = 1,51(cm²/ml) ; St=33cm

✓ Vérification des espacements

On a FPN donc :

Sens principale : En travée : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ condition vérifiée

En appuis : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ condition vérifiée

Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 33\text{ cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ condition vérifiée

✓ Vérification à l'ELS.

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay + 15Ad = 0 \quad I = \frac{b}{3} y^3 + 15A (d-y)$$

Tableau III.23. Vérifications A L'ELS

	Mser	y	I(Cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ _{bc} (MPA)	observation
Travée	10,537	3,32	7645,31	4,57	15	vérifiée
Appuis	-7,025	2,72	5217,36	3,66	15	vérifiée
/	h/L > Max(3/80; Mtx/20M0)		At / b × d < 2/Fe		L < 8m	vérifiée
Travée	4,36 > 3,75 cm		3,14 < 7,5 cm ²		3,9 < 8 m	vérifiée

III .4. Etude de la poutre palière

Poids propre de la poutre : 0,3×0,4×25= 3 Kn/ml

Réaction du palier à L'ELU : R_B= 47,66Kn

Réaction du palier à L'ELS : R_B= 34,42Kn

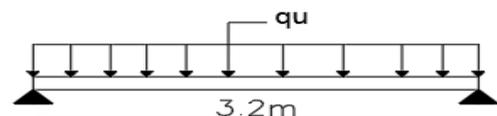


Figure III.8. Schéma statique de la poutre palière

• Calcul des sollicitations

$$Q_u = 1,35G + R_B^U = 51,71 \text{ Kn/ml} \quad ; \quad Q_s = G + R_B^S = 37,42 \text{ Kn/ml}$$

Tableau III.24. Calcul des sollicitations de la poutre palière

	q _{eq} (KN/ml)	M ₀ ^{max} =q ² /8 (Kn.m)	M _t =0,85M ₀ ^{max} =(Kn.m)	M _a =0,4M ₀ ^{max}	Vu (Kn)
ELU	51,71	66,19	56,26	-26,476	82,736
ELS	37,42	47,89	40,71	-19,16	/

➤ **Ferraillage**

Les résultats du ferraillage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.25. Ferraillage de la poutre palière

	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
travée	0,0914	0,120	0,362	4,46	1,38
Appuis	0,043	0,055	0,372	2,04	1,38

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0,3 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = \frac{0,02}{\gamma_b} f_{c28} = 3,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

➤ **Ferraillage à la torsion**

Le moment de torsion est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée il est égale au moment a l appui $M_{tor} = -M_a \times \frac{L}{2} = -15,51 \text{ Kn.m}$

➤ **Ferraillage**

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

➤ **Armatures longitudinales**

$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 3,51 \text{ cm}^2$, $e = \frac{\phi}{6} = 5 \text{ cm}$, $\phi = \min(b, h)$

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer ami hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

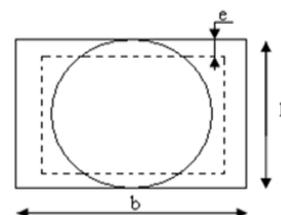


Figure III.9. Section creuse équivalente

$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875 \text{ cm}^2$; $U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 120 \text{ cm}$

✓ Vérification de la contrainte tangentes a la torsion

On doit vérifier : $\tau_{tot}^{tor} = \sqrt{\tau_u^{tor2} + \tau_u^{Fs2}} < \bar{\tau}_u = \frac{0,02}{\gamma_b} f_{c28}$

$$\tau_u^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{15,51 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0875 \times 0,05} = 1,772 \text{ MPA}$$

$$\tau_{tot}^{tor} = \sqrt{(1,771)^2 + 0,66^2} = 1,89 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = \frac{0,02}{\gamma_b} f_{c28} = 3,33 \text{ MPA} \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de rupture par cisaillement

➤ Ferrailage globale

$$\text{En travée : } A_t = A^{Fs} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 4,46 + \frac{3,51}{2} = 6,215 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}10 + 3\text{HA}14 = 6,98 \text{ cm}^2$$

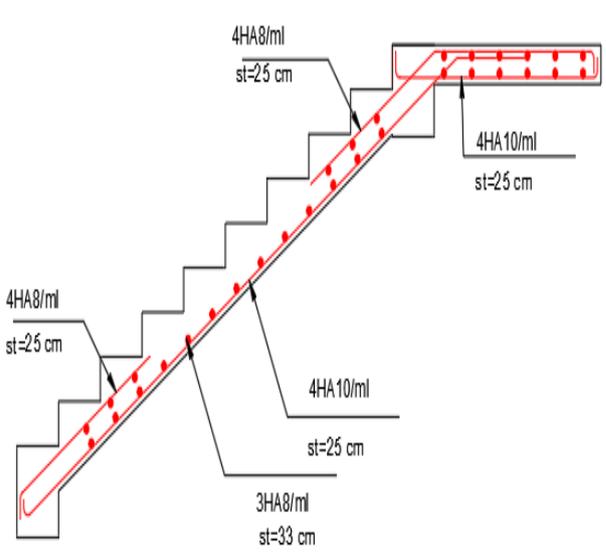
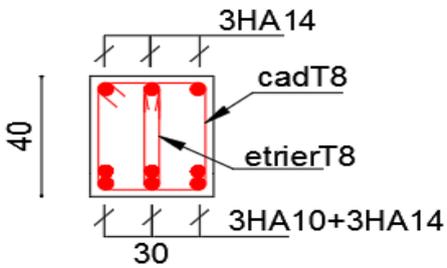
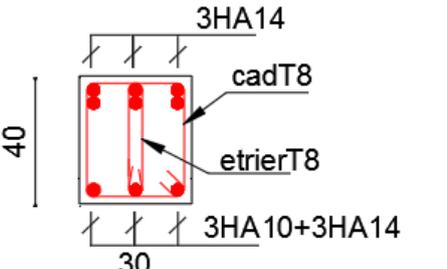
$$\text{En appui : } A_t = A^{Fs} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,045 + \frac{3,51}{2} = 3,8 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification à L'ELS

Tableau III.26. Vérifications A L'ELS

	Mser	y	I(Cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ̄ _{bc} (MPA)	observation
Travée	40,71	13,11	87395,96	6,10	15	vérifiée
Appuis	-19,16	11,02	63827,61	3,31	15	vérifiée
/	h/L > Max(1/16; M t/10M0)		A _t / b × d < 4,2/Fe		L < 8m	vérifiée
Travée	12,5 > 8,4cm		6,98 < 11,97 cm ²		3,2 < 8 m	vérifiée

Tableau III.27. schéma de ferrailage de l'escalier et de la poutre palière

Schéma de ferrailage de l'escalier	Schéma de ferrailage de la poutre palière
	En travée
	
	En appuis
	

III.5. Etude de l'acrotère

Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de 1ml

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivant

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA(Art.6.2.3)}$$

A : coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2 , zone III , A = 0.25)

C_p : facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$)

$W_p = 1,73 \text{ KN/ml}$ poids de l'acrotère

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,73 = 1,39 \text{ KN}$$

Calcul du centre de gravité de la section

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 6,4 \text{ cm} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 27,71 \text{ cm}$$

• **Calcul des sollicitations**

$$G = N_G = W_p = 1,73 \text{ KN/ml} \quad , \quad M_G = 0 \text{ KN.m} \quad ; \quad Q = 1 \quad ; \quad N_Q = 0 \text{ KN} \quad ; \quad M_Q = Q \cdot h = 0,5 \text{ KN.m}$$

$$N_{fp} = 0 \text{ KN} \quad , \quad M_f = F_p \cdot Y_G = 0,38 \text{ KN.m.}$$

Tableau III.28. Différentes combinaisons d'action utilisées

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G + 1,5Q	G+Q
N (KN)	1,73+0+0=1,73	1,35 x 1,73=2,34	1,73
M (KN.m)	0,885	0,75	0,5

• **Calcul de l'excentricité du centre de pression :**

Tableau III.29. L'excentricité du centre de pression

$N_u(\text{KN})$	$M_u(\text{KN/m})$	$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \text{ (m)}$	$\frac{H}{6} \text{ (m)}$
2,34	0,75	0,32	0,08

$$e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Un élément soumis à un effort composé dû à une force de compression doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme selon **(B.A.E.L 91 Art 4.4.1)**.

Pour l'excentricité selon **(C.B.A Art 4.3.5)**.

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que:

e_a : Excentricité additionnelle

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{H}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{50}{250}\right) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0,32 + 0,02 = 0,34cm$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h}$$

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,5} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0,5)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,1} = 0,006m.$$

$$d'ou\grave{a} : e_t = e_2 + e_3 = 0,34 + 0,006 = 0,346m$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2,34KN$$

$$M_U = N_U \times e_t = 2,34 \times 0,346 = 0,809KN.m$$

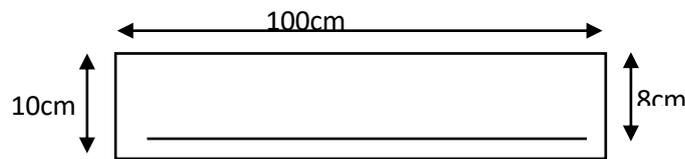


Figure III.10. Section à ferrailer

Ferraillage

À l'ELU

$h = 10 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$;

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

Sous l'effet d'un moment: $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

Tableau III.30. Calcul de la section de ferrailage de l'acrotère

Calculs	Conclusions
$M_{uA} = 0,8792 \text{ KN.m}$	<ul style="list-style-type: none"> $A' = 0$, pas d'armature comprimé. Dans ce cas : $\epsilon_l < \epsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.009 < 0.186$ (pivot A), ϵ_s $= 10^\circ \%$	
$\mu_{bu} = 0.009 < \mu_l = 0.392$	
$\alpha = 0.012$	<ul style="list-style-type: none"> $A_s = 0.25 \text{ cm}^2$.
$z = 0.079 \text{ m}$ $A_l = 0.32 \text{ cm}^2$	

✓ Vérification a l'ELU

▪ condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

▪ Armatures de répartition

$$A_r = A_l / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA6} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

▪ Vérification au cisaillement

$$V_u = F_p + Q = 1,39 + 1 = 2.39 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,029 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

✓ Vérification a l'ELS

$$d = 0.08 \text{ m} ; N_{\text{ser}} = 2.53 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = 0.8 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HA (haute adhérence)}$$

Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_A$$

Tel que e_A : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,5}{1,73} = 0,32 \text{ m} \quad c = 0,08 - 0,32 = -0,25 \text{ m} \quad \text{C à l'extérieur de la section}$$

$$p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b}$$

$$q = -2 * c^3 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b}$$

$$\begin{cases} P = -3 * 0.24^2 + (0.08 + 0.24) * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = -0.167 \text{ m}^2 \\ q = -2 * (-0.24^3) - (0.08 + 0.24)^2 * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = 0.0257 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$Y_{\text{ser}} = Y_c + c \quad Y_c^3 + p \times Y_c + q = 0$$

Par itération $y_c = 0.26 \text{ m}$. Donc, $y = 0.01 \text{ m}$

▪ Calcul des contraintes

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 0.191 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{\text{ser}}}{\mu_t} * y = 1,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 * N_{\text{ser}}}{\mu_t} * (d - y) = 81,51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

Schéma de Ferrailage

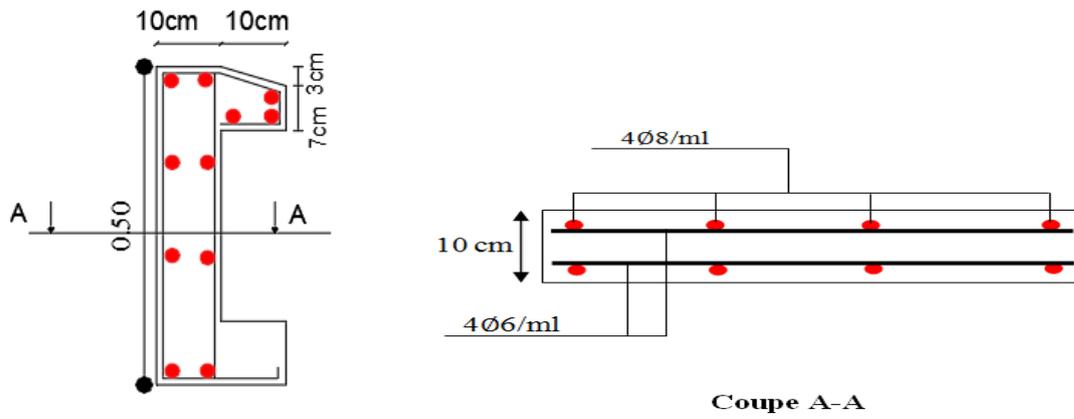


Figure III.11. Schéma de ferrailage de l'acrotère

Chapitre IV

IV.1 Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

IV.2 Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes ;

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 17m (RPA99/version2003 article 4.1.2) la structure est régulière en plan et en élévation, se situe en zone III et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

IV.3 Analyse sismique de la structure

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi ; cette force sismique est calculée par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

IV.4 Calcul de la force sismique totale RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Pour notre cas on a : groupe d'usage 2, zone III $\Rightarrow A = 0,25$ selon le **tableau 4.1** (RPA99/version2003).

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le **tableau 4.3** (RPA99/version2003).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$.

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la **formule 4.4** donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités Pq

N°	Critère q	obs	Pq /xx	obs	Pq /yy
1	Condition minimale des files porteuses	Non	0,05	Non	0,05
2	Redondance en plan	Oui	0,05	Oui	0,05
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0

Les pénalités selon le sens x-x et y-y : $Q_x = 1,1$ et $Q_y = 1,1$

W : poids total de la structure, il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i)

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003(Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.20$.

- **D** : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

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

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$$\xi = 10\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0.76$$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$ tableau 4.7(RPA99).

T : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 33.15m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003. Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 26.82^{\frac{3}{4}} = 0.65s$$

$L_x = 26.82m$; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 26.82m$; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 33.15}{\sqrt{26.82}} = 0.576s \quad T_y = \frac{0.09 \times 33.15}{\sqrt{26.82}} = 0.576s$$

$$T_x = \min(T ; T_x) = 0.576s$$

$$T_y = \min(T ; T_y) = 0.576s$$

$$T_2 \leq T_x \leq 3s \quad \Longrightarrow \quad D_x = 1.729$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3s \quad \Longrightarrow \quad D_y = 1.729$$

A partir des résultats du logiciel **ETABS V.16** on a trouvé : $W_{tot} = 53473.243KN$

Après calcul de tous les paramètres on a la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{Sens X : } V_x = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = 4853.9 \text{ KN}$$

$$\text{Sens Y : } V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = 4853.9 \text{ KN}$$

IV.5 Méthode dynamique modale spectrale

IV.5 .1 Principe

Par la méthode d'analyse modale spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante :

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

IV.5 .2 Disposition des voiles

Après avoir essayé plusieurs dispositions avec les soucis d'éliminer les torsions des premiers modes principaux de vibration et aussi celui d'avoir une interaction voile-portique satisfaisant le règlement RPA99 version 2003, on a opté pour la disposition suivante :

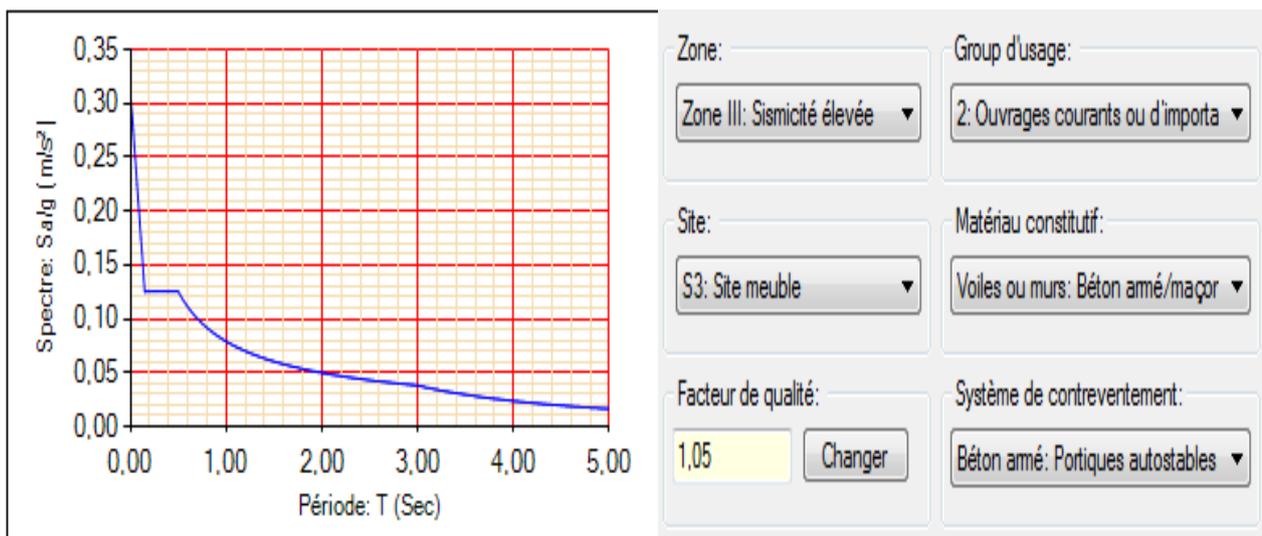


Figure IV.1. Spectre de réponse sens (x) et (y)

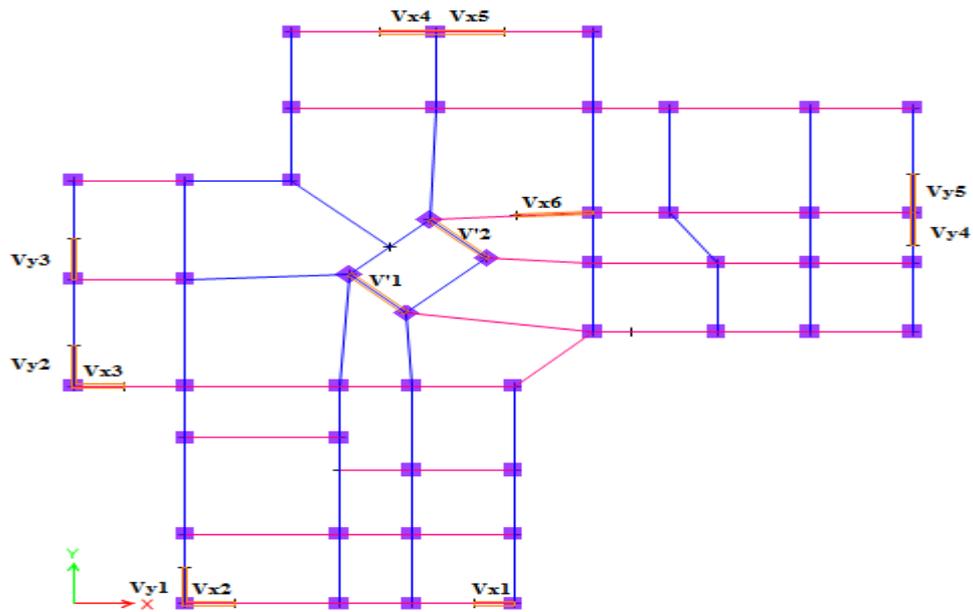


Figure IV.2. Schéma de disposition des voiles

IV.5 .3 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS V.16

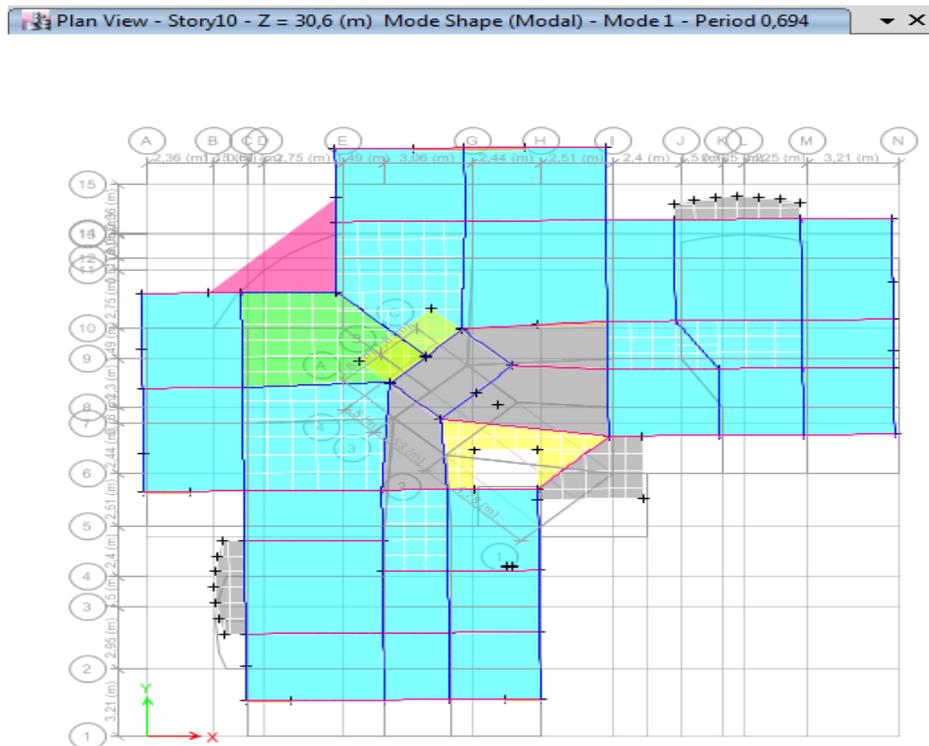


Figure IV.3.1^{er} mode de déformation (translation suivant Y-Y)

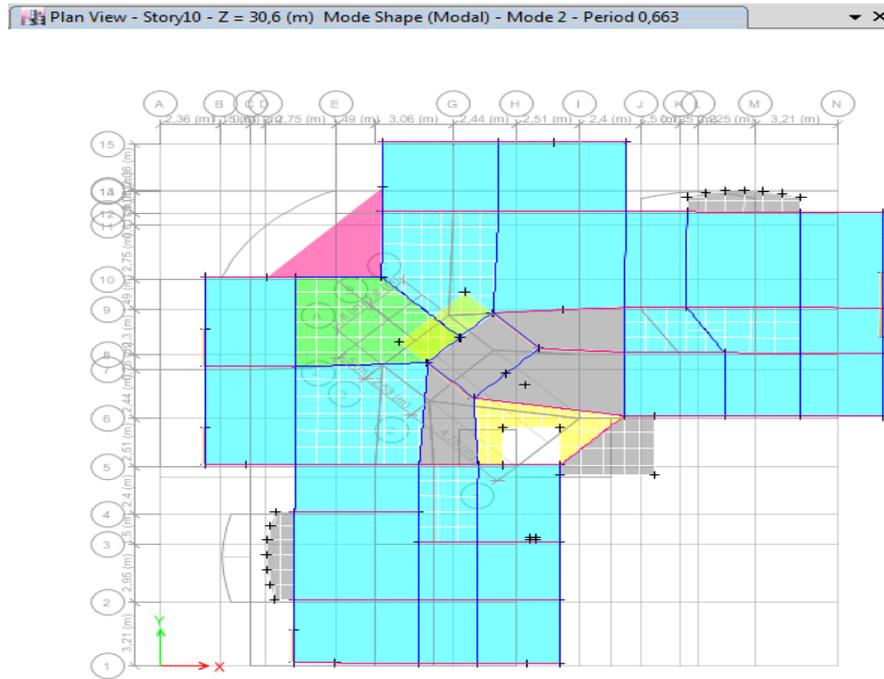


Figure IV.4 .2^{ème} mode de déformation (translation suivant X-X)

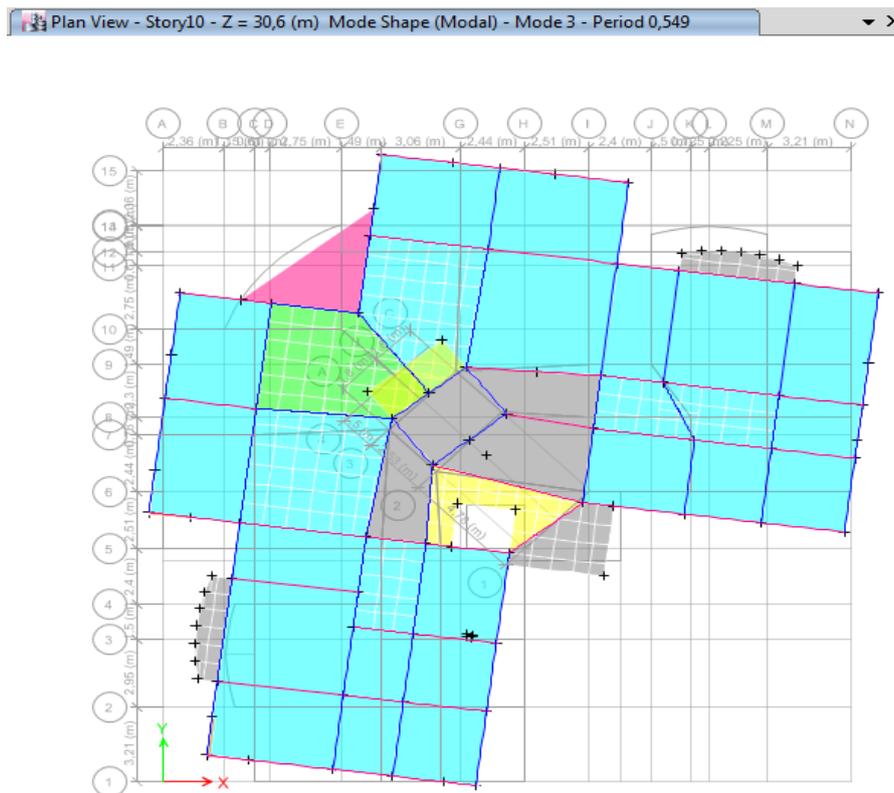


Figure IV.5. 3^{ème} mode de déformation (torsion au tour de Z-Z)

✓ **Périodes de vibration et taux de participation des masses modale**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2 Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Période	Mode individuel (%)		Somme cumulée (%)	
	T(s)	UX	UY	UX	UY
1	0,664	0,0039	0,7330	0,0039	0,7330
2	0,663	0,7369	0,0054	0,7408	0,7384
3	0,549	0,0003	0,0018	0,7411	0,7402
4	0,214	0,0206	0,1158	0,7618	0,8560
5	0,203	0,1158	0,0233	0,8776	0,8793
6	0,171	0,0004	0,0002	0,8780	0,8794
7	0,112	0,0147	0,0328	0,8928	0,9122
8	0,101	0,0350	0,0168	0,9278	0,9289

Interprétation des résultats : Ces résultats montrent que la participation modale suivant la direction X atteint 90% lorsqu'on prend huit modes, et dans la direction Y elle atteint 90% lorsqu'on prend sept modes.

IV.5 .4 Vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003

IV.5 .4.1 Vérification de la période

Le RPA (art 4.2.4) recommande que la période dynamique soit inférieure à celle calculé par la formule empirique majoré de 30%

$$T_{dy} = 0,694s < T_{sX,y} = 1,3 \times 0,576 = 0,749 s \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée}$$

IV.5 .4.2Vérification de l'interaction voiles portiques

IV.5.4.2.1 Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.3 Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	497772,4	9207,72	84,39	15,61
1 ^{er} étage	45141,55	8439,926	84,25	15,75
2 ^{ème} étage	39836,3	7602,89	83,97	16,03
3 ^{ème} étage	34090,78	7197,131	82,57	17,43
4 ^{ème} étage	29096,98	6241,209	82,34	17,66
5 ^{ème} étage	24147,37	5242,474	82,16	17,84
6 ^{ème} étage	18911,59	4525,172	80,69	19,31
7 ^{ème} étage	14235,29	3430,311	80,58	19,42
8 ^{ème} étage	9613,38	2281,879	80,82	19,18
9 ^{ème} étage	4901,401	1211,013	80,19	19,81

Interprétation des résultats : Ces résultats montre que l'interaction sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages

IV.5.4.2.2 Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	1810,8881	2272,0152	44,35	55,65	1813,2067	2074,4667	46,64	53,36
1 ^{er} étage	2194,6282	1717,9156	56,09	43,91	2076,49	1610,982	56,31	43,69
2 ^{ème} étage	2519,3387	1241,7924	66,98	33,02	2361,1151	1160,469	67,05	32,95
3 ^{ème} étage	2227,9408	1305,2988	63,06	36,94	2095,7728	1210,2832	63,39	36,61
4 ^{ème} étage	2217,0796	1066,8293	67,51	32,49	2084,6921	990,3324	67,79	32,21
5 ^{ème} étage	2145,6363	813,6723	72,50	27,50	2029,4358	750,5515	73,00	27,00
6 ^{ème} étage	1613,6503	913,7239	63,85	36,15	1545,3304	835,4969	64,91	35,09
7 ^{ème} étage	1444,2469	629,2046	69,65	30,35	1386,1647	578,6237	70,55	29,45
8 ^{ème} étage	1206,5763	360,9961	76,97	23,03	1152,6882	344,9025	76,97	23,03
9 ^{ème} étage	891,7474	181,8158	83,06	16,94	871,6827	178,2187	83,03	16,97

Interprétation des résultats : le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

IV.5 .5 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue V_{dy} / V_{st} ne doit pas être inférieure à 80%., ces rapports sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	4853,9	3883,12	4278,3852	vérifiée
Sens yy	4853,8	3883,12	4149,7683	vérifiée

Interprétation des résultats : La condition des efforts tranchants est vérifiée.

IV.5 .6 Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

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

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage C à d $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e :Étant la hauteur de l'étage.

Tableau IV.6 Vérification des déplacements.

Niveaux	h_k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (Cm)	δ_{k-1} (Cm)	Δ_k (Cm)	Δ_k / h_k %	δ_{ek} (Cm)	δ_k (Cm)	δ_{k-1} (Cm)	Δ_k (Cm)	Δ_k / h_k %
RDC	306	0,0835	0,4175	0	0,42	0,136	0,089	0,445	0	0,45	0,145
1^{er} étage	306	0,2477	1,2385	0,4175	0,82	0,268	0,2645	1,323	0,445	0,88	0,287
2^{ème} étage	306	0,4442	2,221	1,2385	0,98	0,321	0,4776	2,338	1,323	1,07	0,348
3^{ème} étage	306	0,6596	3,298	2,221	1,08	0,352	0,7145	3,573	2,338	1,18	0,387
4^{ème} étage	306	0,8758	4,379	3,298	1,08	0,353	0,9559	4,780	3,573	1,21	0,394
5^{ème} étage	306	1,0841	5,4205	4,379	1,04	0,340	1,1909	5,955	4,780	1,18	0,384
6^{ème} étage	306	1,2872	6,436	5,4205	1,02	0,332	1,4174	7,087	5,955	1,13	0,370
7^{ème} étage	306	1,4694	7,347	6,436	0,91	0,298	1,6223	8,112	7,087	1,02	0,335
8^{ème} étage	306	1,6282	8,141	7,347	0,79	0,259	1,8017	9,009	8,112	0,9	0,293
9^{ème} étage	306	1,7676	8,823	8,141	0,68	0,223	1,9559	9,800	9,009	0,79	0,259

Interprétation des résultats : les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage ce qui signifie que la condition est vérifiée.

↳ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau IV.7 Vérification à L'effet P-Δ.

Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
RDC	306	53473,243	0,42	4278,3852	0,017	0,45	4149,7683	0,019
1 ^{er} étage	306	48510,665	0,82	4219,7379	0,031	0,88	4091,6083	0,034
2 ^{ème} étage	306	42939,743	0,98	4052,4611	0,034	1,07	3926,6463	0,038
3 ^{ème} étage	306	37368,82	1,08	3811,416	0,035	1,18	3690,7368	0,039
4 ^{ème} étage	306	31992,739	1,08	3509,5253	0,032	1,21	3397,8916	0,037
5 ^{ème} étage	306	26616,657	1,04	3129,6432	0,029	1,18	3031,9756	0,034
6 ^{ème} étage	306	21240,576	1,02	2673,8801	0,026	1,13	2594,7057	0,030
7 ^{ème} étage	306	16041,358	0,91	2155,1102	0,022	1,02	2096,6763	0,026
8 ^{ème} étage	306	10842,141	0,79	1563,651	0,018	0,9	1524,5849	0,021
9 ^{ème} étage	306	5642,923	0,68	866,6788	0,014	0,79	844,7291	0,017

IV.5.7 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

(Formule 7.2)
$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton

Tableau IV.8 Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Dimensions			N (KN)	v	observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème}	60	60	3600	2686,462	0,2985	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , et 5 ^{ème}	55	55	3025	1496.6126	0.1979	Vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , et 8 ^{ème}	50	50	2500	844.7961	0,135	Vérifiée
9 ^{ème}	45	45	2025	253.3705	0,050	Vérifiée

Interprétation des résultats : On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3 Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

A la fin on a opté pour les démentions suivantes :

Tableau IV.9 dimensionne finale des éléments structuraux :

Niveaux	RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , et 5 ^{ème}	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , et 8 ^{ème}	9 ^{ème}
Poteaux	60×60	55×55	50×50	45×45
Voiles	15 cm			
p-principale	35× 40cm ²			
p-secondaire	35× 40cm ²			

IV.6 Conclusion

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des démentions des éléments et des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en Satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les exigences de RPA99/2003, Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre Favorablement aux conditions du RPA99 /2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et dépasser au calcul des éléments structuraux.

Chapitre V

V.1.Introduction

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferraillements doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur BAEL91 et RPA99 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

V.1.1Hypothèses

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque type de poteaux.

Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée.

La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par les règlements en vigueur.

V.2.Etude des poteaux

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composées. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

En considérant les sollicitations suivantes :

$N_{\max} \rightarrow M$ correspondant

$M_{\max} \rightarrow N$ correspondant

$N_{\min} \rightarrow M$ correspondant

- ❖ **Combinaison des charges**
- ✓ $1,35 G + 1,5 Q$ situation durable (ELU)
- ✓ $G + Q$ELS
- ✓ $G + Q \pm E$ } Situation accidentelle
- ✓ $0,8 G \pm E$ }

V.2.1.les recommandations de RPA99/2013

➤ Armature longitudinale

RPA99/2003 (art 7.4.2.1) exige une certaine condition à respecter

- $A^{\min} = 0,9 \% b \times h$ en zone III
- $A^{\max} = 4\% b \times h$ en zones courantes.
- $A^{\max} = 6\% b \times h$ en zone de recouvrements.
- $\phi_l^{\min} \leq 12mm$.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50ϕ en zone III
- $St \leq 20$ cm.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème}	60×60	32,4	144	216
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , et 5 ^{ème}	55×55	27,225	121	181,5
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , et 8 ^{ème}	50×50	22,5	100	150
9 ^{ème}	45×45	18,225	81	121,5

V.2.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites de notre modèle fait à base du Logiciel **ETABS V16**, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après

Tableau. V.2. Sollicitations dans les poteaux

Section	N ^{max} → M ^{corr}		N ^{min} → M ^{corr}		M ^{max} → N ^{corr}		V(KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
60×60	3085,5353	111,9496	-1015,6425	-31,6405	-195,5118	-340,9532	119,4764
55×55	1495,5598	-32,9995	-99,0222	-73,2372	158,5718	769,9944	103,1021
50×50	843,9942	-33,2332	-95,0602	-41,0929	-123,4034	543,1915	77,8969
45×45	253,1281	-26,4221	-56,3268	-13,4185	-109,1606	147,1359	72,4908

V.2.3. Calcul de ferrailage

a) Les armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrailages donnés par le RPA en zone III et celui donné par le calcul analytique.

- Exemple de calcul**

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux (60× 60), et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

$h = 60\text{cm}$, $b = 60\text{ cm}$, $d = 55\text{ cm}$, $d' = 5\text{cm}$

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$, $f_{bu} = 18,47\text{ MPA}$

Situation courante : $\gamma_b = 1.5$ et $\gamma_s = 1.15$, $f_{bu} = 14,2\text{ MPA}$

a) Calcul sous N_{\min} et M_{cor}

$N = -1015,62425\text{ KN}$ (de traction) , $M = -31,6405\text{KN.m.....}$ (ELA)

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{33,6405}{1015,5353} = 0.031\text{m}$$

$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.60}{2} = 0.3\text{m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$A_{s1} = \frac{N_u e_2}{f_{s10} \times (d - d')}, \quad A_{s2} = \frac{N_u e_1}{f_{s10} \times (d - d')}$$

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G \quad ; \quad e_1 = \left(\frac{0,6}{2} - 0,05\right) + 0,031 = 0,281\text{m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 \quad ; \quad e_2 = (0,55 - 0,05) - 0,281 = 0,219\text{m}$$

$$A_{s1} = 14,26\text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{s2} = 11,12\text{ cm}^2$$

d) Condition de non fragilité

$$A^{\min} = B \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 18.70\text{cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des différents niveaux.

Tableau V.3.. Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveau	Section n (cm ²)	Combinaison n	Type de section	A _{clcu} (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	A adoptée (cm ²)
RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème}	60×60	G+Q+E _{xmin}	SET	18,7	32,4	12HA20 = 37,7
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , et 5 ^{ème}	55×55	ELU	SPC	4,147	27,225	4HA20+8HA16= 28,65
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , et 8 ^{ème}	50×50	G+Q+E _{xmax}	SPC	3,60	22,5	4HA20+8HA14= 24,89
9 ^{ème}	45×45	G+Q+E _{xmax}	SPC	2,44	18,1225	4HA16+4HA14= 20,36

b) Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \text{RPA99(Art7.4.2.2)}$$

h_1 : la section brute du poteau

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- dans la zone nodale : $t \leq 10$ cm. en zone III
- dans la zone courante : $t \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\phi_l)$ en zone III

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ :Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 ; \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; \quad (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$A_t^{\min} = 0,3\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0,8\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes

$$\text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

Tableau V.4. Armatures transversales dans les poteaux

Niveau x	B (cm ²)	ϕ_l^{\min} (cm)	l_f (m)	λ_g	V_u (KN)	S_{tzone} nodale (cm)	S_{tzone} courante (cm)	ρ	A_t^{calcul} (cm ²)	A_t^{\min} (cm ²)	$A_t^{adopté}$ (cm ²)
RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème}	60×60	1.6	2.142	3.57	119,47	10	10	3.75	1,87	2,655	6HA10=4,71
3 ^{ème} ,4 ^{ème} , et 5 ^{ème}	55×55	1.6	2.142	3.89	103,10	10	10	3.75	1,76	2,43	6 HA10=4,71
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , et 8 ^{ème}	50×50	1.4	2.142	4.28	77,89	10	10	3.75	1,46	2,21	6 HA10= 4,71
9 ^{ème}	45×45	1.4	2.142	4.76	72,49	10	10	3.75	1,51	1,99	6HA10 = 4,71

Conformément au RPA99/V2003 et au BAEL 99, le diamètre des armatures transversales est

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \quad \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6,66\text{mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

V.2.4. Vérifications

V.2.4.1. Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le BAEL99 (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre).

Exemple de calcul : on vérifie que : $N_{\max} \leq N_d = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$.

Tel que : α est le coefficient fonction de l'élançement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

B_r : Section réduite du béton. , $B_r = (a - 2)(b - 2)$

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

L_f : Longueur de flambement ($0.7 \times l_0$)

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

λ Élançement du poteau prise : $\lambda = 3,46 \times l_f / b \dots\dots\dots$ poteau rectangulaire.

Tableau V.5. Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Niveau	Section (m2)	Lf (m)	λ	α	As (cm²)	Br (cm²)	Nd ^{max} (KN)	Nu (KN)	Obs
RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème}	60×60	2,142	12,36	0,829	37,7	3364	6870,72	3085,535	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , et 5 ^{ème}	55×55	2,142	13,49	0,825	28,65	2809	5113,65	1495,559	Vérifiée

6 ^{ème} , 7 ^{ème} , et 8 ^{ème}	50×50	2,142	14,84	0,820	24,89	2304	4208,57	843,994	Vérifiée
9 ^{ème}	45×45	2,142	16,84	0,814	20,36	1849	3363,65	253,128	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'ya pas de risque de flambement.

V.2.4.2. Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit :

- Pour une section partiellement comprimé

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inf erieure.}$$

S = b × h + 15(A + A') : section homogénéisée

$$v = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d') \quad \text{et } v' = h - v ; d = h - 3$$

$$I_{yy} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

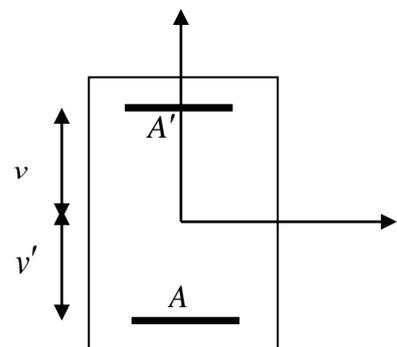


Figure V.1. Section d'un poteau.

- Pour une section entièrement tendue

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , et 5 ^{ème}	Niveau	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , et 8 ^{ème}	9 ^{ème}
Section	60×60	55×55	Section	50×50	45×45
d (cm)	55	50	As(cm2)	24,89	20,36
A (cm2)	37,7	28,65	C(m)	-0,166	0,085

V (cm)	S E C	33,78	30,3	S P C	P(m ²)	0,086	0,1
V' (cm)		27,97	24,7		q(m ³)	-0,02	-0,04
I _{yy} (m ⁴)		0,015	0,011		Yc(m)	0,168	0,12
N _{ser} (KN)		1609,2961	1088,561 5		Y(m)	0,002	0,001
M _{ser} (KN.m)		47,7066	54,8605		μt(m ³)	0,007	0,0045
M _{serG} (KN.m)		0,096	0,085		Nser(Kn)	614,7926	185,175
σ _{bc1} (Mpa)		6,75	5,49		Mser (kn.m)	51,8305	58,1015
σ _{bc2} (Mpa)		2,08	1,24		σbc (MPa)	0,168	0,04
σ̄ _{bc} (Mpa)		15	15		σ̄ _{bc} (Mpa)	15	15
Obs	Vérifiée	Vérifiée	Obs	Vérifiée	Vérifiée		

Dans le tableau V.6, on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

V.2.4.3. Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\bar{\tau} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{RPA (art 7.4.3.2)}$$

$$\text{Telle que : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau V.7.

Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	D (cm)	V _u (KN)	τ MPa	τ̄ _{adm} MPa	observation
RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème}	60×60	2.142	3.57	0.04	55	119,7464	0.362	1	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , et 5 ^{ème}	55×55	2.142	3.89	0.04	50	103,1021	0.375	1	Vérifiée

6 ^{ème} , 7 ^{ème} , et 8 ^{ème}	50×50	2.142	4.28	0.04	45	77,8969	0.346	1	Vérifiée
9 ^{ème}	44×45	2.142	4.76	0.04	40	72,4908	0.403	1	Vérifiée

D'après tableau V.7, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 concernant les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages

❖ Disposition constructive des poteaux

▪ Longueurs de recouvrement

Selon le RPA 99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale de recouvrement est :

$L_r > 50 \times \phi$ en zone III.

$\phi = 20$ mm donc $L_r > 100$ cm ; on adopte $L_r = 100$ cm

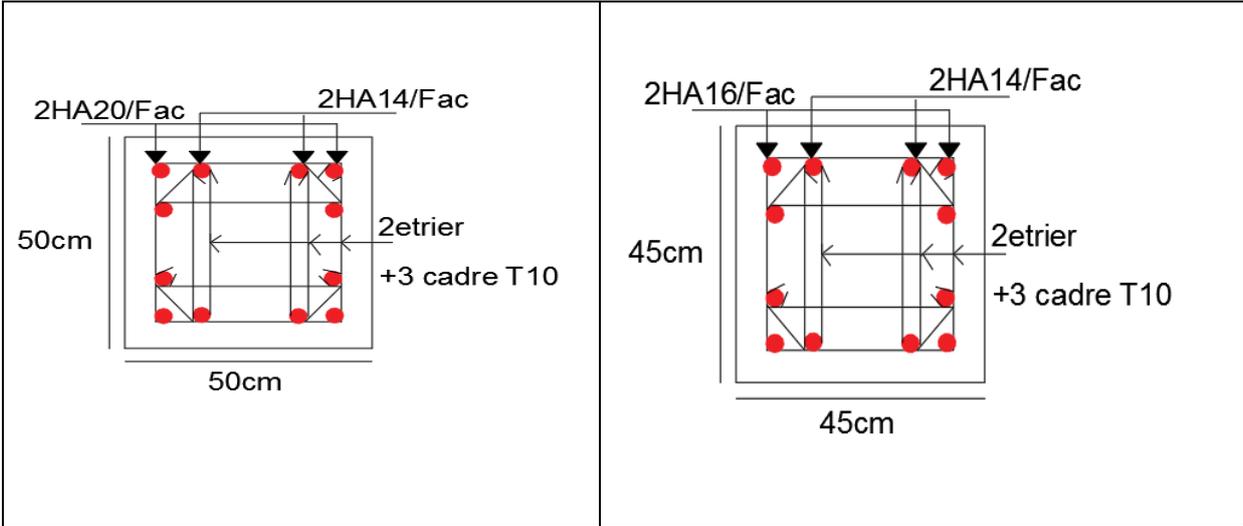
$\phi = 16$ mm donc $L_r > 80$ cm ; on adopte $L_r = 90$ cm

$\phi = 14$ mm donc $L_r > 70$ cm ; on adopte $L_r = 80$ cm

❖ Schémas de ferrillages

Tableau V.8. Schéma de ferrillages des poteaux

Poteaux (60×60)cm ²	Poteaux (55×55)cm ²
Poteaux (50×50)cm ²	Poteaux (45×45)cm ²



$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.172}) = 0.237$$

$$z = 0.37 (1 - 0.4 \times 0.237) = 0.335 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z f_{st}} = \frac{152.1397 \times 10^{-3}}{0.335 \times 400} = 11.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_s = 3\text{HA}16 + 2\text{HA}20 = 12.31 \text{ cm}^2$

➤ **Armature en appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{157.8834 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.37^2 \times 18.47} = 0.178 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.178 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.178}) = 0.247$$

$$z = 0.37 (1 - 0.4 \times 0.237) = 0.333 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z f_{st}} = \frac{157.8834 \times 10^{-3}}{0.333 \times 400} = 11.85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2$$

on opte pour $A_s = 3\text{HA}16 + 2\text{HA}20 = 12.31 \text{ cm}^2$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Tableau. V.9. Récapitulatif des Sollicitations et ferrailages des poutres

Niv	Type de Poutre	Section [cm ²]	Localisation	M [KN.m]	Vu [KN]	A _{cal} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{adpt} [cm ²]	Nombre de barres
RDC	P.P	35*40	appuis	157.8834	377.8091	11.85	7	12.31	3HA16+2HA20
			travée	152.1397		11.35		12.31	3HA16+2HA20
	P.S	35*40	appuis	112.8211	138.7164	8.18	7	9.42	3HA16+3HA12
			travée	105.225		7.60		8.01	3HA14+3HA12
1	P.P	35*40	appuis	187.4204	422.2205	14.41	7	15.45	3HA20+3HA16
			travée	171.468		12.99		14.04	3HA20+3HA14
	P.S	35*40	appuis	154.0313	188.1958	11.52	7	12.31	3HA16+2HA20
			travée	137.6465		10.18		10.65	3HA16+3HA14
3	P.P	35*40	appuis	182.0905	335.0871	13.92	7	14.04	3HA20+3HA14
			travée	152.4423		11.38		12.31	3HA16+2HA20

5	P.S	35*40	appuis	160.8043	189.9621	12.07	7	12.31	3HA16+2HA20
			travée	136.9923		10.13		10.65	3HA16+3HA14
6	P.P	35*40	appuis	127.4207	176.3783	9.34	7	10.65	3HA16+3HA14
			travée	110.3486		7.99		9.11	3HA16+2HA14
8	P.S	35*40	appuis	135.4751	155.4236	9.99	7	10.65	3HA16+3HA14
			travée	107.4427		7.76		8.01	3HA14+3HA12
9	P.P	35*40	appuis	91.0976	81.5421	6.51	7	8.01	3HA14+3HA12
			travée	62.5569		4.39		8.01	3HA14+3HA12
	P.S	35*40	appuis	72.8994	76.5467	5.13	7	8.01	3HA14+3HA12
			travée	56.7194		3.96		8.01	3HA14+3HA12

V.3.4 vérifications des armatures selon le RPA99

- **Longueur de recouvrement** : $l_r > 50 \varnothing$

$\varnothing = 2.0 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 100 \text{ cm}$; on adopte $l_r = 105 \text{ cm}$

$\varnothing = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 80 \text{ cm}$; on adopte $l_r = 85 \text{ cm}$

$\varnothing = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 70 \text{ cm}$; on adopte $l_r = 75 \text{ cm}$

$\varnothing = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 60 \text{ cm}$; on adopte $l_r = 65 \text{ cm}$

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales**

En zone courante : $A_{\max} = 4\% (b \times h) = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% (b \times h) = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

V.3.5. armature transversale

1) Calcul de \varnothing_t

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par :

$$\varnothing_t \leq \min (\varnothing_l ; h/35 ; b/10) = \min (12 ; 11.4 ; 3.5)$$

$$\varnothing_t \leq 11.4 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T8 pour toutes les poutres

2) Calcul des espacements des armatures transversales

Les espacements seront calculés directement selon les recommandations du **RPA 99Art (7.5.2.2)**

Zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_l^{min}) = \min (10 : 14.4) \text{ mm} \Rightarrow$ soit $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow$ soit $S_t = 15 \text{ cm}$

3) Vérification des sections d'armatures transversales

$A_t^{min} = 0.003.S_t.b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01\text{cm}^2$ condition vérifiée

V.3.6.Vérification à l'ELU

1) condition de non fragilité

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.039 \text{ cm}^2 < A_{cal} \Rightarrow$ poutre principale et secondaire

2) vérification des contraintes tangentielles :

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min (0.133 \times f_{e28} ; 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa (FPN)}$

Tableau V.10. Vérification de la contrainte tangentielle

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ [MPa]	Observation
Principales	422.2205	3.26	3.33	Vérifiée
Secondaire	189.9621	1.47	3.33	Vérifiée

3) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

en appuis de rive : $A_l \geq A^{riv} = \frac{V^{max} \times Y_s}{f_e}$

en appuis intermédiaire : $A_l \geq A^{int} = (V^{max} + \frac{M_a}{0.9 \times d}) \frac{Y_s}{f_e}$

Tableau V.11. Vérification au cisaillement.

Poutres	V^{max} [KN]	M_a [KN.m]	A_l [cm ²]	A_l^{riv} [cm ²]	A_l^{int} [cm ²]	Observation
Principales	422.2205	-187.4204	15.45	12.14	-4.04	Vérifiée
Secondaire	189.9621	-160.8043	12.31	5.46	-8.42	Vérifiée

V.3.7.Vérification à l'ELS

1) Etat limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut vérifier juste la contrainte de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

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

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

Tableau V.12. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	localisation	M _{ser} [KN.m]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ _{bc} [MPa]	σ̄ _{bc} [MPa]	Observation
Principale	appuis	48.4326	12.87	94828.547	6.57	15	vérifiée
	Travée	31.5878	13.52	104168.70	4.10	15	vérifiée
Secondaire	Appuis	53.4208	14.37	116429.88	6.59	15	vérifiée
	travée	43.1249	12.87	94828.547	5.85	15	vérifiée

2) Vérification de la flèche

D'après le **CBA93** et **BAEL91/99**, la vérification de la flèche est inutile si :

1) $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t^{max}}{10 \times M_0}\right)$; 2) $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A_s}{bxd}$; 3) $L \leq 8\text{m}$ **BAEL91 (Art B.6.5)**

❖ **Poutre principale**

1) $\frac{h}{l} = \frac{0.4}{3.51} = 0.114 > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t^{max}}{10 \times M_0}\right) = 0.0625$

2) $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 < \frac{A_s}{bxd} = \frac{9.11}{35 \times 37} = 0.00703$

3) $L = 3.51 \text{ m} < 8\text{m}$

❖ **Poutre secondaire**

1) $\frac{h}{l} = \frac{0.4}{3.51} = 0.114 > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t^{max}}{10 \times M_0}\right) = 0.0625$

2) $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 < \frac{A_s}{bxd} = \frac{8.01}{35 \times 37} = 0.00618$

3) $L = 3.51 \text{ m} < 8\text{m}$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Type	RDC	
	Appuis	travée
poutre principale		
Poutre Secondaire		

Tableau V.13. Schéma de ferrillage des poutres

V.4. Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se formant dans les poutres plutôt que dans les poteaux,

RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_E|)$$

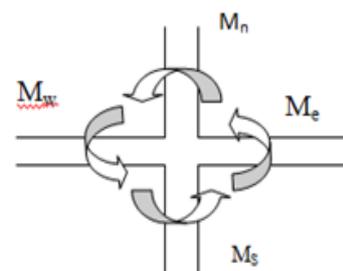


Figure V.2. Les moments dans la zone nodale

1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant M_r d'une section de béton

Dépend :

- des dimensions de la section du béton.
- de la quantité d'acier dans la section du béton.
- de la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que :
$$M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } Z = 0.9 \times h$$

Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	As (cm ²)	σ_{st} (MPa)	M _R (KN.m)
RDC ;1 ^{er} ;2 ^{ème} étage	60	54	18.85	348	354.05
3 ^{ème} ;4 ^{ème} ;5 ^{ème} étage	55	49.5	14.325	348	246.762
6 ^{ème} ;7 ^{ème} ;8 ^{ème} étage	50	45	12.445	348	194.888
9 ^{ème} étage	45	40.5	10.18	348	143.476

2) Détermination du moment résistant dans les poutres

Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres:

Niveaux	Poutres	h (cm)	Z (cm)	As (cm ²)	σ_{st} (MPa)	M _E (KN.m)
RDC	PP	40	36	12.31	348	154.22
	PS	40	36	9.42	348	118.01
1 ^{er} ; 2 ^{ème} étage	PP	40	36	15.45	348	193.56
	PS	40	36	12.31	348	154.22
3 ^{ème} ;4 ^{ème} ;5 ^{ème} étage	PP	40	36	14.04	348	175.89
	PS	40	36	12.31	348	154.22
6 ^{ème} ;7 ^{ème} ;8 ^{ème} étage	PP	40	36	10.65	348	133.42
	PS	40	36	10.65	348	133.42
9 ^{ème} étage	PP	40	36	8.01	348	100.35
	PS	40	36	8.01	348	100.35
Niveaux	Poutres	h (cm)	Z (cm)	As (cm ²)	σ_{st} (MPa)	M _W (KN.m)
RDC	PP	40	36	12.31	348	154.22
	PS	40	36	8.01	348	100.35

1 ^{er} ; 2 ^{ème} étage	PP	40	36	14.04	348	175.89
	PS	40	36	10.65	348	133.42
3 ^{ème} ;4 ^{ème} ;5 ^{ème} étage	PP	40	36	12.31	348	154.22
	PS	40	36	10.65	348	133.42
6 ^{ème} ;7 ^{ème} ;8 ^{ème} étage	PP	40	36	9.11	348	114.13
	PS	40	36	8.01	348	100.35
9 ^{ème} étage	PP	40	36	8.01	348	100.35
	PS	40	36	8.01	348	100.35

Tableau V.16. Vérification de la zone nodale dans le sens principal

niveau	Poutres principales						Observation
	M _N [KN.m]	M _S [KN.m]	M _N +M _S [KN.m]	M _W [KN.m]	M _E [KN.m]	1.25 (M _W +M _E) [KN.m]	
RDC	311.66	311.66	623.32	154.22	154.22	385.55	vérifiée
1 ^{er} étage	311.66	311.66	623.32	175.89	193.56	461.81	vérifiée
2 ^{ème}	311.66	311.66	623.32	175.89	193.56	461.81	vérifiée
3 ^{ème}	246.76	311.66	558.42	154.22	175.89	412.63	vérifiée
4 ^{ème}	246.76	246.76	493.52	154.22	175.89	412.63	vérifiée
5 ^{ème}	246.76	246.76	493.52	154.22	175.89	412.63	vérifiée
6 ^{ème}	194.88	246.76	441.64	114.13	133.42	309.43	vérifiée
7 ^{ème}	194.88	194.88	389.76	114.13	133.42	309.43	vérifiée
8 ^{ème}	194.88	194.88	389.76	114.13	133.42	309.43	vérifiée
9 ^{ème}	143.47	194.88	338.35	100.35	100.35	250.87	vérifiée

Tableau V.17. Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire :

niveau	Poutres secondaires						Observation
	M _N [KN.m]	M _S [KN.m]	M _N +M _S [KN.m]	M _W [KN.m]	M _E [KN.m]	1.25(M _W +M _E) [KN.m]	
RDC	311.66	311.66	623.32	118.01	100.35	272.95	vérifiée

1 ^{er} étage	311.66	311.66	623.32	154.22	133.42	359.8	vérifiée
2 ^{ème}	311.66	311.66	623.32	154.22	133.42	359.8	vérifiée
3 ^{ème}	246.76	311.66	558.42	154.22	133.42	359.8	vérifiée
4 ^{ème}	246.76	246.76	493.52	154.22	133.42	359.8	vérifiée
5 ^{ème}	246.76	246.76	493.52	154.22	133.42	359.8	vérifiée
6 ^{ème}	194.88	246.76	441.64	133.42	100.35	292.21	vérifiée
7 ^{ème}	194.88	194.88	389.76	133.42	100.35	292.21	vérifiée
8 ^{ème}	194.88	194.88	389.76	133.42	100.35	292.21	vérifiée
9 ^{ème}	143.47	194.88	338.35	100.35	100.35	250.87	vérifiée

Conclusion

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.5. études des voiles

V.5.1. Introduction

Le **RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant trois niveaux ou 11 m de hauteur dans la zone III.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

1) **1.35G+1.5Q**

2) **G+Q±E**

3) **0.8G±E**

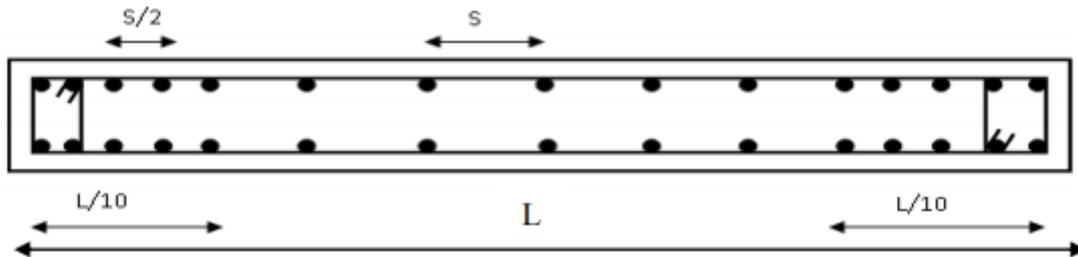
V.5.2. Recommandation du RPA 99/Version2003

1. Armatures verticales (art 7.7.4.1)

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ $A_{min}=0.2\% \times L_t \times e$ avec L_t : longueur de la zone tendue; e : épaisseur du voile

- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.
- ✓ les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.



2. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à $10 \times \emptyset$.

3. Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égal au minimum à 4 épingles/m².

4. Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par acier de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$ avec $V = 1.4 V_u$

V.5.3. Règles communes aux armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3)

- Le pourcentage minimal d'armature est de :
 - ✓ $A_{\min} = 0.15\% \times e \times h$ dans la zone extrême du voile.
 - ✓ $A_{\min} = 0.10\% \times e \times h$ dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- l'espacement $S_t \leq \min((1.5e; 30\text{cm}))$; avec e : épaisseur du voile.
- les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m².
- 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 possible de charges.

V.5.4. sollicitation de calcul

Tableau V.18. Sollicitations maximales de calcul dans le voile Vx // à X-X'

Niveau	N ^{max} et M ^{cor}		N ^{max} et M ^{cor}		N ^{min} et M ^{cor}		V ^{max} (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN.)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC+étage 1,2	1389.6968	1065.6068	1065.6068	1389.6968	192.8689	934.4113	194.1778
étage 3, 4,5	894.1879	165.8892	606.5503	777.035	321.781	19.5804	138.8889
étage 6, 7,8	466.1792	410.2939	410.2939	466.1792	74.7228	61.3572	89.9183
étage 9	188.4462	161.9303	161.9303	188.4462	16.1332	61.8215	88.7877

Tableau V. 19. Sollicitations maximales de calcul dans le voile VY // à Y-Y'

Niveau	N ^{max} et M ^{cor}		N ^{max} et M ^{cor}		N ^{min} et M ^{cor}		V ^{max} (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN.)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC+étage 1,2	949.3798	238.9178	999.278	875.6896	243.0114	169.6326	210.2404
étage 3, 4,5	673.8374	119.5938	797.1324	563.8593	221.2528	150.8523	177.2778
étage 6, 7,8	319.665	447.3382	447.3382	319.655	77.8339	309.3734	109.7297
étage 9	146.6463	84.4271	84.4271	146.6463	3.1455	30.27551	58.3933

V.5.5.Calcul du ferrailage

On va exposer un seul exemple de calcul //à (X-X') et les autres seront résumés dans un tableau.

1. calcul sous N^{min} et M^{cor}

- **armatures verticales**

le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section, la section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandation du **RPA99**.

$L = 2.45 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m} ; d = 2.40 \text{ m}.$

$N^{\min} = 192.8689 \text{ KN}; M_{\text{cor}} = 934.4113 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (\text{ELA})$

$e_G = M/N = 4.84 > L/2 = 1.225 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'extérieur de la section

\Rightarrow le section est partiellement comprimée (SPC)

$M_{UA} = M + N (d - L/2) = 1161.03 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{exd^2xf_{bu}} = 0.0727 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0944 \Rightarrow z = d (1 - 0.4\alpha) = 2.31\text{m} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{zf_{st}} = 12.57 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = 7.75 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul de la longueur de la partie tendue l_t :

$$L_t = \frac{\sigma^{min} x L}{\sigma^{min} + \sigma^{max}}$$

$$\sigma^{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = -5.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma^{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 6.752 \text{ MPa}$$

$$L_t = 1.12 \text{ m}$$

✓ Calcul de la longueur de la partie comprimée l_c

$$L_c = l - 2L_t = 0.21 \text{ m}$$

- armatures minimales dans la zone tendue

$$A_v^{min} / \text{tend} = 0.2\% \times e \times L_t = 3.37 \text{ cm}^2$$

- armatures minimales dans tout le voile

$$A_v^{min} = 0.15\% \times e \times L_t = 5.51 \text{ cm}^2$$

- armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_v^{min} / \text{comp} = 0.1\% \times e \times L_c = 0.31 \text{ cm}^2$$

- espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min ((1.5e ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm} \quad \text{on opte pour } S_t = 20 \text{ cm}$$

- armatures horizontales

La section d'armatures horizontales se calcule suivant le formule suivante :

$$A_h \geq \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} ; \tau_u = \frac{1.4 \times V}{exd} = 0.75 \text{ MPa} \Rightarrow A_h \geq 0.703 \text{ cm}^2$$

NB : le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables

sens x-x

Tableau V.20. Ferrailage du voile $V_{x3=2,45}$

Niveau	RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	9 ^{ème}
M (KN.m)	934,4113	606,5503	61,3572	61,8215
N (KN)	192,8689	777,035	74,7228	16,1332
V (KN)	194,1778	138,8889	89,9183	88,7877
τ(MPa)	0,75	0,54	0,34	0,34
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
σ_{\max}(MPa)	6,752	6,15	0,61	0,45
σ_{\min}(MPa)	-5,70	-1,93	-0,20	-0,37
Section	SPC	SPC	SPC	SPC
L_T (m)	1,12	0,58	0,62	1,09
L_C (m)	0,21	1,28	1,22	0,26
A_{\min}^{tendu} (cm²)	3,37	1,75	1,85	3,28
$A_{\min}^{\text{comprimé}}$ (cm²)	0,31	1,92	1,83	0,39
$A_{\text{face}}^{\text{calculé}}$ (cm²)	7,75	0	0	0,44
A_v^{\min} (cm²)	5,51	5,51	5,51	5,51
$A_v^{\text{adopté}}$ (cm²)	10HA10=7,85	8HA10=6,28	8HA10=6,28	8HA10=6,28
S_t (cm)	20	20	20	20
$A_h^{\text{calculé}}$ (cm²)	0,703	0,51	0,32	0,32
A_h^{\min} (cm²)	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{\text{adopté}}$ (cm²)	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57
S_t (cm)	20	20	20	20

Sens y-y

Tableau V.21. Ferrailage du voile $V_{y1}=1,90$

Niveau	RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	9 ^{ème}
M (KN.m)	999,278	797,1324	309,3734	30,2751
N (KN)	875,6896	563,5893	77,8339	3,1455
V (KN)	201,2404	177,2778	109,7297	85,3933
τ (MPa)	1,1	0,97	0,6	0,47
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
σ_{max} (MPa)	14,14492	10,81	3,701	0,342
σ_{min} (MPa)	-7,999	-6,85	-3,155	-0,324
Section	SPC	SPC	SPC	SPC
L_T (m)	0,69	0,74	0,87	0,92
L_C (m)	0,53	0,43	0,15	0,06
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2,06	2,21	2,62	2,76
$A_{min}^{comprimé}$ (cm ²)	0,79	0,64	0,23	0,09
$A_{face}^{calculé}$ (cm ²)	5,10	4,95	3,29	0,37
A_v^{min} (cm ²)	4,28	4,28	4,28	4,28
$A_v^{adopté}$ (cm ²)	8HA10=6,28	8HA10=6,28	8HA10=6,28	8HA10=6,28
S_t (cm)	20	20	20	20
$A_h^{calculé}$ (cm ²)	1,03	0,91	0,56	0,44
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57
S_t (cm)	20	20	20	20

le ferrailage des autres voiles sont présentés dans l'annexe 7

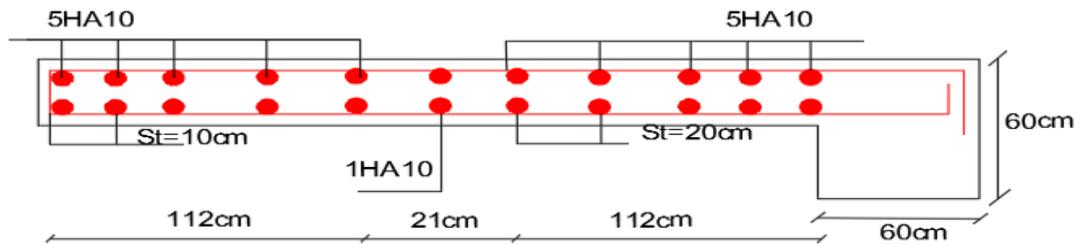


Figure V.2. Schéma de ferrailage du voile

IV. 6 Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par les BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS/V16**. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS V16**. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

Chapitre VI

VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations

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

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

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

VI.2.2. Capacité portante du sol

La contrainte du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 1,80\text{bar}$

VI.2.3. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

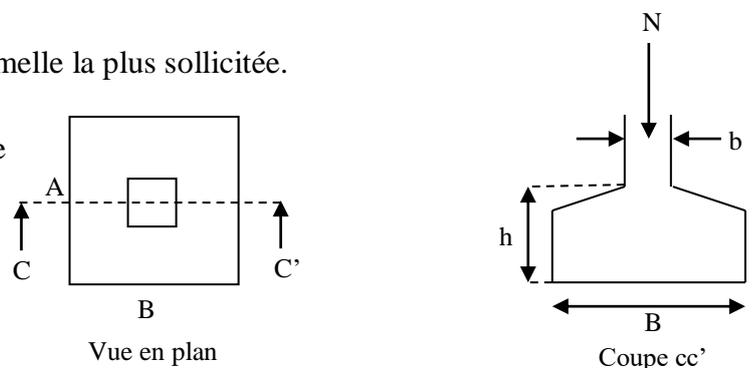
Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le logiciel ETABS.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.



Figur VI.1 Vue d'une semelle isolée

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad (*)$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de

$$A \text{ dans } (*) \text{ et on trouve la valeur de } B : B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1,9601}{0.18}} = 3,3m$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, car la plus distance minimale entre axes des poteaux est de 2.40m, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI.2.4. Vérification des semelles filantes

$$\frac{N}{S} \geq \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

Choissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux N1, N2, N3, N4, N5,

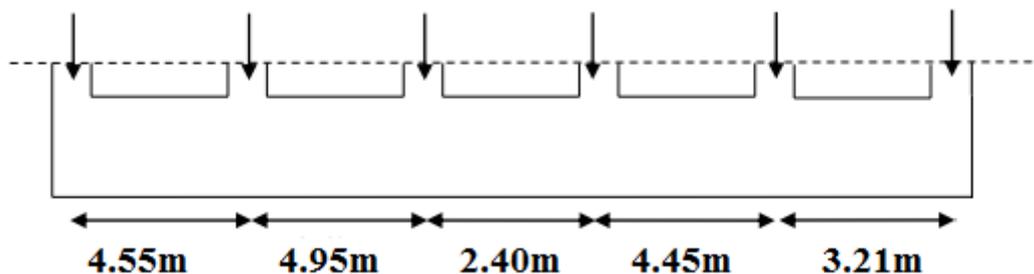


Figure VI.2. semelle filante

$$N = \sum_1^6 N$$

$$N = 1379,2481 + 1510,5105 + 1148,2143 + 1164,8309 + 1371,2489 + 1541,2494 = 8115,3021 \text{ KN}$$

$$B_1 \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{8115,3021}{180 \times 21,06} = 2,14m .$$

Remarque

pas de chevauchement entre les semelles filantes si on tient compte de l'axe minimale des portées de 2.4m, sauf que ces derniers sont très rapprochés (vide de 26 cm uniquement). A cause de cette condition, on préfère d'utiliser un radier générale.

VI.2.5. Vérification du radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

VI.2.5.1. Pré dimensionnement

La condition de coffrage :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad ht \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$L_{\max} = 5,17m \Rightarrow h_r \geq 25,85cm$ on prend $h_r = 30cm$.

$L_{\max} = 5,17m \Rightarrow ht \geq 51,7$ on prend $h_t = 55cm$

- La condition de raideur (rigidité) :

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t \geq 76cm$.

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$h_t = 80cm$ Pour les nervures du radier.

$h_r = 30cm$ Pour le radier.

- La surface du radier :

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{58,882}{0,18} = 327,13m^2.$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bât} = 465,52m^2$.

VI.2.5.2. Vérifications nécessaires

- a) Vérification au poinçonnement :

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

On doit vérifier : $Q_u \leq 0,045 \times U_c \times ht \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91** (Article

H.III.10)

Q_u : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

U_c : le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\left. \begin{matrix} A = a + h \\ B = b + h \end{matrix} \right\} \Rightarrow U_c = 5,6m$$

Nous avons : $Q_u = 1,7779MN \leq 3,36MN$ **condition vérifiée**

b) Vérification des contraintes dans le sol

La formule suivante doit être vérifiée : $\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$.

A partir du logiciel **AUTAUCAD** on a : $I_{xx} = 119252,9233 m^4$, $I_{yy} = 56380,2967m^4$ et $X_g = 8,7768 m$, $Y_g = 14,5777m$.

➤ **Dans le sens x-x :**

$$N_u = 58882,9036KN \text{ et } M_x = 134882,831KN.m$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_g = 0,14MPA$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_g = 0,11MPA$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,1325 < \sigma_{sol} = 0,18MPA$$

➤ **Dans le sens y-y :**

$$N_u = 58882,9036KN \text{ et } M_y = 104736,305KN.m$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times Y_x = 0,14MPA$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times Y_x = 0,11MPA$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,1325MPA < \sigma_{sol} = 0,18MPA$$

c) Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$ **RPA99** (Article

10.1.5)

➤ **Suivant x-x :**

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{134882,831}{58882,9032} = 2,29m < \frac{B}{4} = 6,705m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Suivant y-y :**

$$e_y = \frac{M_y}{N} = 1,77m < \frac{B}{4} = 6,705m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{radier} \times \gamma_w$

FS : coefficient de sécurité (FS = 1.5).

H : la hauteur d'ancrage du radier (H = 2.5m).

S : surface du radier

$$N \geq 1,5 \times 2,5 \times 465,52 \times 10 \quad N = 58882,9036 \text{ KN} \geq 17457 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VI.3. Ferrailage

VI.3.1. La dalle du radier

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $l_x = 4,35m$ et

$$l_y = 4,57m$$

1. *Calcul des sollicitations :*

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{84039,58}{465,52} = 180,52 \text{ KN} / m^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{62374,30}{465,52} = 133,98 \text{ KN} / m^2.$$

N_u : effort ultime (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annex3)}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 140,05KNm$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 124,29.KNm$

➤ En travée :

Sens x-x' : $M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 105,03KNm$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 93,21KNm$

➤ En appui :

$M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -70,025KNm$

$M_a^y = -0.5 \times M_0^y = -70,025KNm$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.30m^2$

2. Condition de non fragilité:

On calcule A_{min} :

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$h_r = 30cm$

$b = 100cm$

$\rho = 0.95$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 2,45cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 2,4cm^2 / ml \end{cases}$$

C'est vérifié

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau VI.1. Résumé des résultats du ferrailage

		$M (KNm)$	$A_{calc} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2/ml)$	$S_t (cm)$
Sens x-x	Travée	105,03	11,81	2,45	6HA16=12,06	20
	Appui	70,025	7,73	2,45	5HA16=10,05	20
Sens y-y	Travée	93,21	10,42	2,4	6HA16=12,06	20
	Appui	70,025	7,73	2,4	5HA16=10,05	20

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min [0.15 \times f_{c28} / \gamma_b, 4MPa] = 2,5MPa.$$

• $V_y = 279,5KN.$ $V_x = 261,754KN.$

$$\tau_u = \frac{279,5}{1 \times 0.27} = 1,03MPa < 2,5MPa. \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

↳ Vérification à l'ELS

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \eta) = 201,63MPa.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2. Résumé des résultats de vérification à l'ELS

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	Y (m)	I (m4)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	91,83	0,082	0,0008	9,41	313,89	15	201,63
	M_a	61,225	0,076	0,0007	6,64	254,52	15	201,63
y-y	M_t	84,82	0,082	0,0008	8,43	298,99	15	201,63
	M_a	61,225	0,076	0,0007	6,64	254,52	15	201,63

On remarque que la $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ condition n'est pas vérifiée dans. Donc il faut recalculer la section d'acier tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service

Tableau VI.3. Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	A_{calc} (cm ²)	A_{adop} (cm ² /ml)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	St(cm)
x-x	M_t	91,83	18,45	6HA20=18,85	198,15	201,63	20
	M_a	61,225	12,09	5HA20=15,71	163,47	201,63	20
y-y	M_t	84,82	16,62	6HA20=18,85	190,29	201,63	20
	M_a	61,225	12,09	5HA20=15,71	163,47	201,63	20

VI.3.2. Schéma de ferrailage

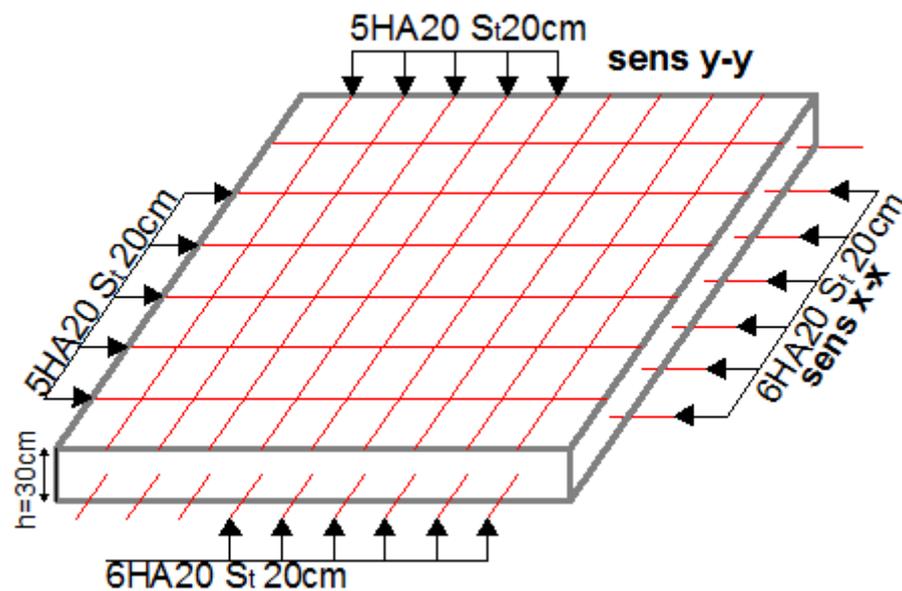
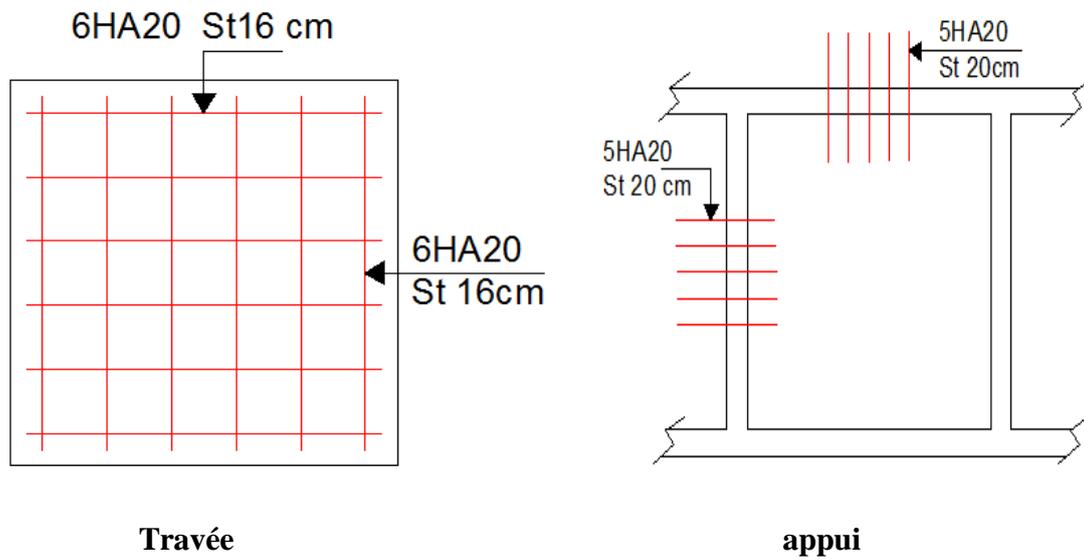


Figure VI.3. Schéma de ferrailage du radier

VI.3.3. Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable. La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

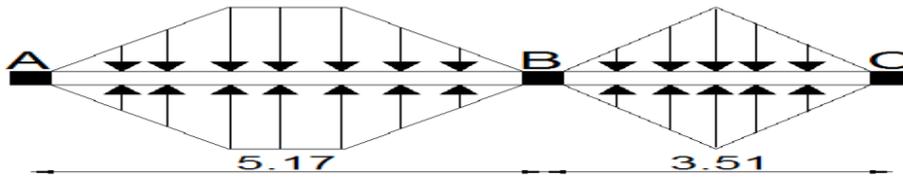


Figure VI.4. Sollicitations sur les nervures

Charge triangulaire

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

Charge trapézoïdale

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

Calcul des sollicitations

1) Moments aux appuis

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \quad \text{avec :} \quad \text{Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l \\ 0.8 \times l \end{cases}$$

:

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{avec} \quad M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

2) Moment en travée

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- Sens longitudinal (x-x):

Remarque

Pour le cas de notre structure on a pris un seul type de nervure (le plus sollicité) pour les deux sens vue la symétrie du plan.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure dans les deux sens X et Y

Travée	L(m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
			M _g	M _d		
A-B	5,17	672,26	0	-1507,07	2,15	1410 ,29
B-C	3,51	422,42	-1507,07	0	2.77	122,21

VI.3.4. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0,8m$

$h_0=0.3m$

$b_0=0.60m$

$d=0.77m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{5,17}{10}; \frac{4,55}{2})$

soit : $b_1 = 0.50m$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.60$

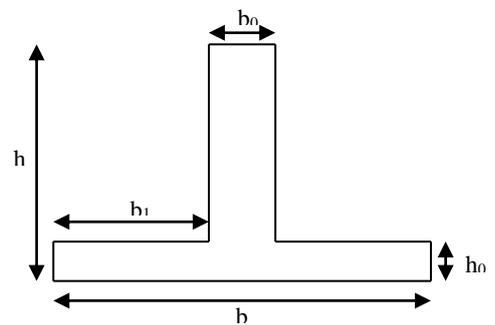


Figure VI.5. Section à ferrailer

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 . Ferrailage de la nervure dans les deux sens

Sens	Localisation	M _u (KNm)	A _{cat} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
X-Xet	Travée	1410,29	63,22	14,88	10HA25+5HA20=64 ,8
	Appui	1507,07	68,85	5,58	15HA25=73,63
Y-Y					

➤ **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63MPa.$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Vérifications à l'ELS

Sens	Localisation	M_{ser} (KNm)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	935,15	0,251	0,0346	6,78	15	210,32	201,63
Y-Y	Appui	1118,53	0,379	0,0277	15,26	15	236,21	201,63

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ et la condition $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ (au niveau de l'appui) n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service.

Tableau VI.7 Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS

Sens	Localisation	M_{ser} (KNm)	A (Cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	935,15	74,49	5HA32+7H25=74,57	4,39	15	91,12	201,63
Y-Y	Appui	1118,53	92,69	10HA32+5HA25=95,8	14,52	15	188,30	201,63

Remarque

Après avoir augmenté la section des armatures à l'ELS la condition de la contrainte de compression au niveau de l'appui est vérifiée donc il n'est pas nécessaire d'augmenter la section du béton.

Vérification de l'effort tranchant

$$V_A = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 175,14 \text{ KN.}$$

$$V_B = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 758,14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = 0,973 \leq \bar{\tau} = \min [0,15 \times f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPA}] = 2,5 \text{ MPA.}$$

➤ Armatures transversales :
(Article 3.2.1)

Béton Armé IUP GCI3

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t \right) = \min(22,85; 60; 25) = 25 \text{ mm} \text{ soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

Soit $5\phi_{10} = 3,93 \text{ cm}^2$

➤ Espacement des aciers transversaux :

$$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 40 \text{ cm}$$

$$St \leq (A_t \cdot f_e) / (0,4 \times b_0) \Rightarrow St \leq 65,5,5 \text{ cm}$$

$$St \leq 0,8 \times A_t \times f_e / b_0 [\tau_u - 0,3 \times f_{t28}] \Rightarrow St \leq 61,10 \text{ cm}$$

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

Armatures de peau

D'après le CBA (Article A.7.3), on doit mettre des armatures de peau de
 Pour éviter tout risque de fissures $A_p = 0,2\% (b_0 \cdot h)$
 Nous avons : $ht = 80 \text{ cm} \Rightarrow A_p = 0,2\% (0,6 \cdot 0,80) = 9,6 \text{ cm}^2$
 On adopte $4HA20 = 12,57 \text{ cm}^2$

VI.3.5. Schéma de ferrailage :

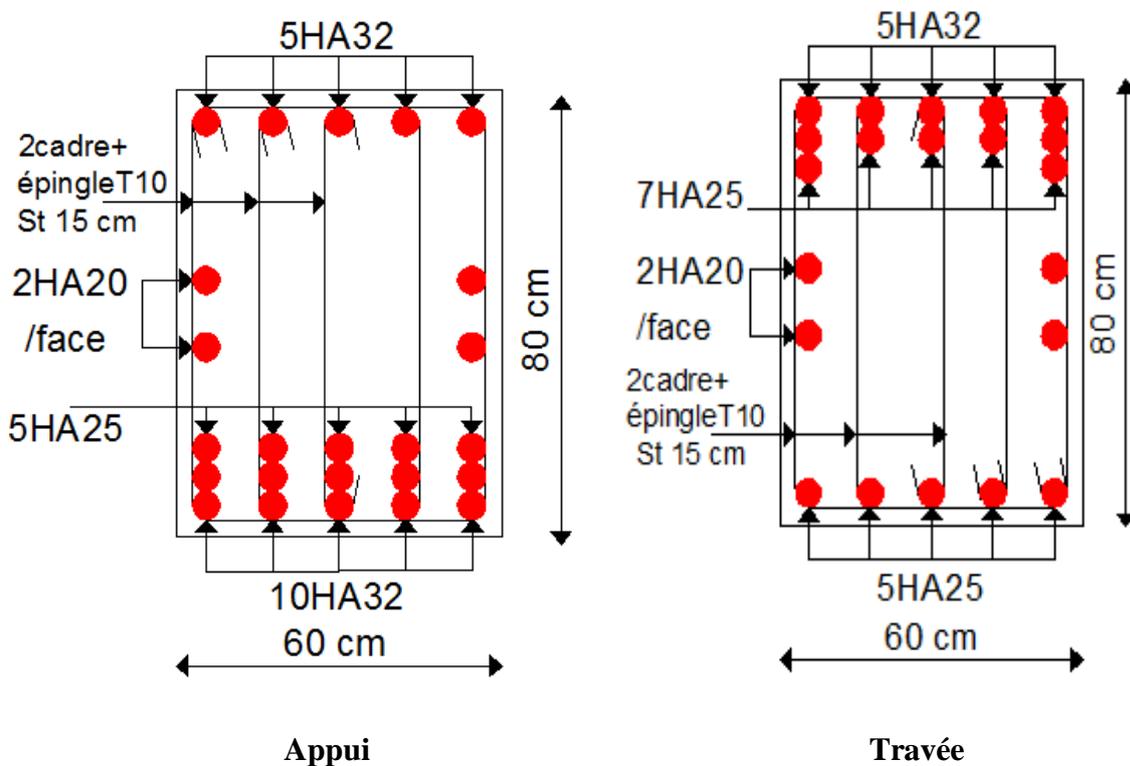


Figure VI.6. Schéma de ferrailage des nervures

V.5 Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution à été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. La même raisons dans le cas de semelle filante. Nous avons adopté un radier nervuré ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier : 30cm

Sections des nervures sens $(b \cdot h) = (60 \cdot 80) \text{ cm}^2$.

Conclusion Générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir tous nos acquis pédagogiques durant le cursus universitaire ainsi que d'approfondir d'avantage nos connaissances dans le domaine de bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels ETABS V16, Autocad etc.

Les points important tirés de cette étude sont :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
3. Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
4. La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
5. Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites Trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les prochaines promotions

Bibliographie

- **BAEL91/99** : (Béton armé aux états limites)
- **RPA99**: Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- Mémoires de fin d'étude
- Cahiers de cours béton du cursus

Annexes

ANNEXE 1

sollicitations dans les poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Terrasse inaccessible							
Types de poutrelles	ELU			ELS			V[KN]
	M _t [KN.m]	M _{a.int} [KN.m]	M _{a.r} [KN.m]	M _t [KN.m]	M _{a.int} [KN.m]	M _{a.r} [KN.m]	
Type1	12.892	-12.484	-3.21	8.92	-9.115	-2.28	19.335
Type2	12.412	-10.343	-1.762	9.082	-7.507	-1.29	17.583
Type 3	10.461	/	-1.57	7.638	/	-1.15	11.922
Type4	17.579	/	-2.64	12.836	/	-1.93	15.454
Type5	10.696	-6.596	-0.88	7.837	-4.787	-0.64	15.327
Type6	14.961	-10.747	-2.02	10.945	-7.8	-1.46	18.689
Type7	15.169	-10.27	-1.9	11.095	-7.454	-1.46	18.591

sollicitations dans les poutrelles du plancher étage courant

Etage courant							
Types de poutrelles	ELU			ELS			V[KN]
	M _t [KN.m]	M _{a.int} [KN.m]	M _{a.r} [KN.m]	M _t [KN.m]	M _{a.int} [KN.m]	M _{a.r} [KN.m]	
Type1	14.439	-11.315	-2.83	10.444	-8.183	-2.054	17.524
Type2	11.076	-9.785	-1.68	8.036	-7.017	-1.2	16.028
Type 3	9.482	/	-1.42	6.858	/	-1.03	10.806
Type4	15.933	/	-2.39	11.524	/	-1.73	14.007
Type5	9.452	-6.24	-0.83	6.872	-4.475	-0.60	13.901
Type6	13.377	-10.167	-1.90	9.701	-7.291	-1.37	17.027
Type7	13.571	-9.716	-1.9	9.841	-6.967	-1.37	16.934

ANNEXE 2

dalles	sens	Qu(KN/ml)	Qs(KN/ml)	Mt(KN.m)		Ma(KN.m)	
				ELU	ELS	ELU	ELS
D1	X-X	14,005	8,85	7,20	5,2105	-3,39	-2,45
	Y-Y			/	/	/	/
D2	X-X	17,84	12,83	10,557	9,1035	-6,21	-5,28
	Y-Y			10,557	9,1035	-6,21	-5,28
D4	X-X	11,125	8,13	7,14	5,445	-4,76	-3,57
	Y-Y			1,785	2,205	-4,76	-3,57

ANNEXE 3

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_X	μ_Y	μ_X	μ_Y		μ_X	μ_Y	μ_X	μ_Y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE 4

$$\rho = 0.8$$

$\frac{y}{r} \backslash \frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
Valeurs de M_1	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077	
0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075	
0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,075	
0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069	
0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066	
0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061	
0,7	0,150	0,137	0,125	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057	
0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053	
0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049	
1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045	
Valeurs de M_2	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083	
0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070	
0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061	
0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058	
0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047	
0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043	
0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038	
0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033	
0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029	
1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027	

ANNEXE 5

Tableau de ferrailage

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXE 6

Niveau	Poutres	Appuis	travée
Etage 1 et 2	P.P		
	P.S		
Etage 3,4 et 5	P.P		
	P.S		

Etage 6,7 et 8	P.P	<p>3HA14fil 3HA16 chap 1cadre+ 1étrierT8 3HA16 b=35cm h=40cm</p>	<p>3HA14 1cadre+ 1étrierT8 2HA20 3HA16 b=35cm h=40cm</p>
	P.S	<p>3HA14fil 3HA16 chap 1cadre+ 1étrierT8 3HA12 b=35cm h=40cm</p>	<p>3HA16 1cadre+ 1étrierT8 3HA16 3HA14 b=35cm h=40cm</p>
Terrasse inaccessible	P.P	<p>3HA1fil 3HA14 chap 1cadre+ 1étrierT8 3HA12 b=35cm h=40cm</p>	<p>3HA12 1cadre+ 1étrierT8 3HA14 3HA12 b=35cm h=40cm</p>

ANNEXE7

A) Ferrailage du voile des escaliers V1' et V2' (L=2,53m)

Niveau	RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	9 ^{ème}
M (KN.m)	426,7	301,72	188,81	119,28
N (KN)	115,39	240,018	146,9	60,66
V (KN)	166,225	100,46	57,72	78,81
τ (MPa)	0,68	0,41	0,24	0,32
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
σ_{\max} (MPa)	2,97	2,51	1,57	0,90
σ_{\min} (MPa)	-2,36	-1,25	-0,79	-0,58
Section	SPC	SPC	SPC	SPC
L_T (m)	1,12	0,84	0,85	0,99
L_C (m)	0,29	0,85	0,83	0,54
A_{\min}^{tendu} (cm ²)	3,36	2,52	2,55	2,98
$A_{\min}^{comprimé}$ (cm ²)	0,41	1,27	1,25	0,81
$A_{face}^{calculé}$ (cm ²)	2,93	0,089	0,63	0,44
A_v^{min} (cm ²)	5,69	5,69	5,69	5,69
$A_v^{adopté}$ (cm ²)	8HA10 = 6,28	8HA10 = 6,28	8HA10 = 6,28	8HA10 = 6,28
S_t (cm)	20	20	20	20
$A_h^{calculé}$ (cm ²)	0,64	0,39	0,22	0,3
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	2Ø10 = 1,57	2Ø10 = 1,57	2Ø10 = 1,57	2Ø10 = 1,57
S_t (cm)	20	20	20	20

ANNEXE7

b) Ferrailage du voile des escaliers Vx1 (L=1,25m)

Niveau	RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	9 ^{ème}
M (KN.m)	535,6617	379,9696	186,4694	43,9074
N (KN)	58,9767	33,9165	3,5031	-0,934
V (KN)	115,0051	87,373	46,977	31,9809
τ(MPa)	0,95	0,72	0,39	0,27
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
σ_{max}(MPa)	14,027	9,90	4,79	-1,12
σ_{min}(MPa)	-13,4	-9,54	-4,76	1,11
L_T (m)	0,61	0,61	0,62	0,62
L_C (m)	0,03	0,02	0,01	0,01
A_{min}^{tendu} (cm²)	1,83	1,84	1,87	1,87
$A_{min}^{comprimé}$ (cm²)	0,04	0,02	0,01	0,01
$A_{face}^{calculé}$ (cm²)	11,38	7,94	3,93	0,93
A_v^{min} (cm²)	2,8125	2,8125	2,8125	2,8125
$A_v^{adopté}$ (cm²)				
S_t (cm)	20	20	20	20
$A_h^{calculé}$ (cm²)	0,89	0,68	0,37	0,25
A_h^{min} (cm²)	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$ (cm²)				
S_t (cm)	20	20	20	20

ANNEXE7

c) Ferrailage du voile Vx2 et Vx3 (L=1,6m)

Niveau	RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	9 ^{ème}
M (KN.m)	869,1347	371,5935	75,4057	26,5719
N (KN)	553,9374	113,9467	3,3035	-2,154
V (KN)	180,9256	156,9485	105,933	106 1589
τ(MPa)	1,17	1,02	0,69	0,9
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
σ_{\max}(MPa)	14,81	6,28	1,19	-0,42
σ_{\min}(MPa)	-11,27	-5,33	-1,16	0,41
L_T (m)	0,66	0,73	0,79	0,78
L_C (m)	0,27	0,13	0,02	0,03
A_{\min}^{tendu} (cm²)	1,99	2,2	2,37	2,35
$A_{\min}^{comprimé}$ (cm²)	0,41	0,2	0,03	0,05
$A_{face}^{calculé}$ (cm²)	9,82	4,79	1,18	0,47
A_v^{min} (cm²)	3,6	3,6	3,6	3,6
$A_v^{adopté}$ (cm²)	9HA12=10,18	5HA12=5,65	4HA12=4,52	4HA12=4,52
S_t (cm)	20	20	20	20
$A_h^{calculé}$ (cm²)	1,1	0,95	0,64	0,65
A_h^{min} (cm²)	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$ (cm²)	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57
S_t (cm)	20	20	20	20

ANNEXE7

e) Ferrailage du voile Vx4 (L=1,8m)

Niveau	RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	9 ^{ème}
M (KN.m)	857,4196	530,5351	217,8838	60,01
N (KN)	137,9065	149,8265	65,2829	33,099
V (KN)	179,4218	119,5061	-55,0559	-25,8942
τ (MPa)	1,03	0,69	0,32	0,15
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
σ_{\max} (MPa)	11,09	7,10	-2,93	-0,86
σ_{\min} (MPa)	-10,07	-5,99	2,45	0,619
L_T (m)	0,86	0,82	0,82	0,75
L_C (m)	0,09	0,15	0,16	0,3
A_{\min}^{tendu} (cm ²)	2,57	2,47	2,46	2,25
$A_{\min}^{comprimé}$ (cm ²)	0,13	0,23	0,24	0,45
$A_{face}^{calculé}$ (cm ²)	11,38	6,05	3,97	1,28
A_v^{min} (cm ²)	4,05	4,05	4,05	4,05
$A_v^{adopté}$ (cm ²)	11HA12=12,44	6HA12=6,79	4HA12=4,52	4HA12=4,52
S_t (cm)	20	20	20	20
$A_h^{calculé}$ (cm ²)	0,97	0,65	0,30	0,14
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57
S_t (cm)	20	20	20	20

ANNEXE7

d) Ferrailage du voile Vy1 (L=1,65m)

Niveau	RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	9 ^{ème}
M (KN.m)	986,5515	599,6758	278,0546	132,2065
N (KN)	369,7811	133,0226	10,7093	1,0015
V (KN)	176,3803	145,2954	79,1461	92,4501
τ(MPa)	1,11	0,91	0,5	0,58
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	2,47
σ_{max}(MPa)	14,98	9,34	4,13	1,94
σ_{min}(MPa)	-13,007	-8,27	-4,04	-1,93
L_T (m)	0,74	0,77	0,82	0,82
L_C (m)	0,17	0,1	0,02	0,01
A_{min}^{tendu} (cm²)	2,22	2,32	2,45	2,47
A_{min}^{comprimé} (cm²)	0,26	0,15	0,03	0,01
A_{face}^{calculé} (cm²)	12,85	8,26	4,30	2,07
A_v^{min} (cm²)	3,7125	3,7125	3,7125	3,7125
A_v^{adopté} (cm²)	12HA12=13,57	9HA12=10,18	4HA12=4,52	4HA12=4,52
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{calculé} (cm²)	1,04	0,86	0,47	0,54
A_h^{min} (cm²)	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adopté} (cm²)	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57
S_t (cm)	20	20	20	20

ANNEXE7

b) Ferrailage du voile Vy2 (L=1,85m)

Niveau	RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	9 ^{ème}
M (KN.m)	312,1697	516,9812	242,6156	21,0799
N (KN)	122,386	151,7331	13,0743	8,5361
V (KN)	143,1375	117,7135	78,4078	42,1262
τ(MPa)	0,8	0,66	0,44	0,24
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
σ_{max}(MPa)	4,09	6,58	2,88	0,27
σ_{min}(MPa)	-3,21	-5,49	-2,788	-0,21
L_T (m)	0,81	0,84	0,91	0,81
L_C (m)	0,22	0,17	0,03	0,23
A_{min}^{tendu} (cm²)	2,44	2,52	2,73	2,43
A_{min}^{comprimé} (cm²)	0,34	0,25	0,05	0,35
A_{face}^{calculé} (cm²)	2,91	5,58	3,25	0,18
A_v^{min} (cm²)	4,16	4,1625	4,1625	4,1625
A_v^{adopté} (cm²)	5HA12=5,65	5HA12=5,65	5HA12=5,65	5HA12=5,65
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{calculé} (cm²)	0,75	0,62	0,41	0,22
A_h^{min} (cm²)	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adopté} (cm²)	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57
S_t (cm)	20	20	20	20

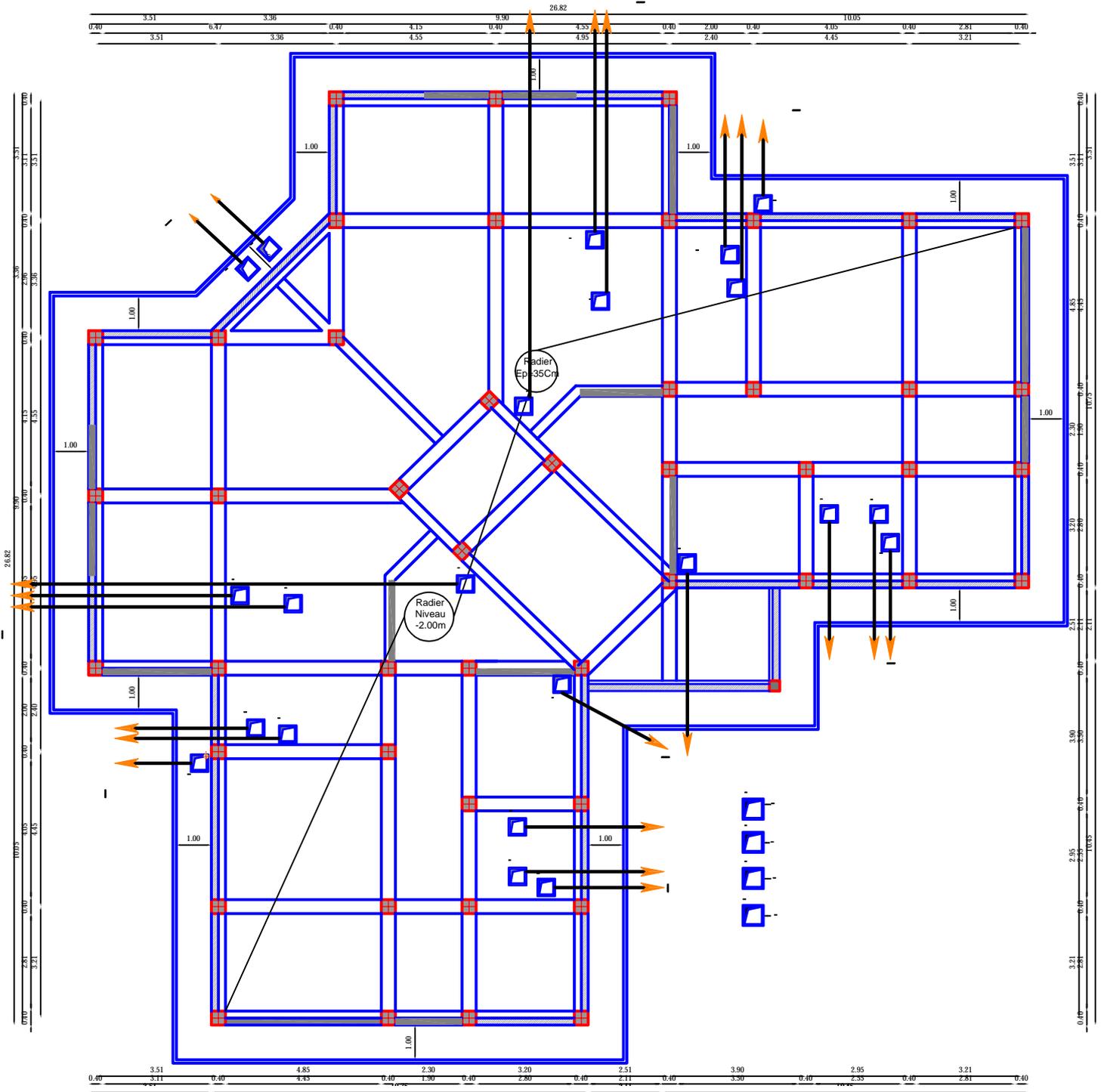
ANNEXE7

f) Ferrailage du voile L=2,15m

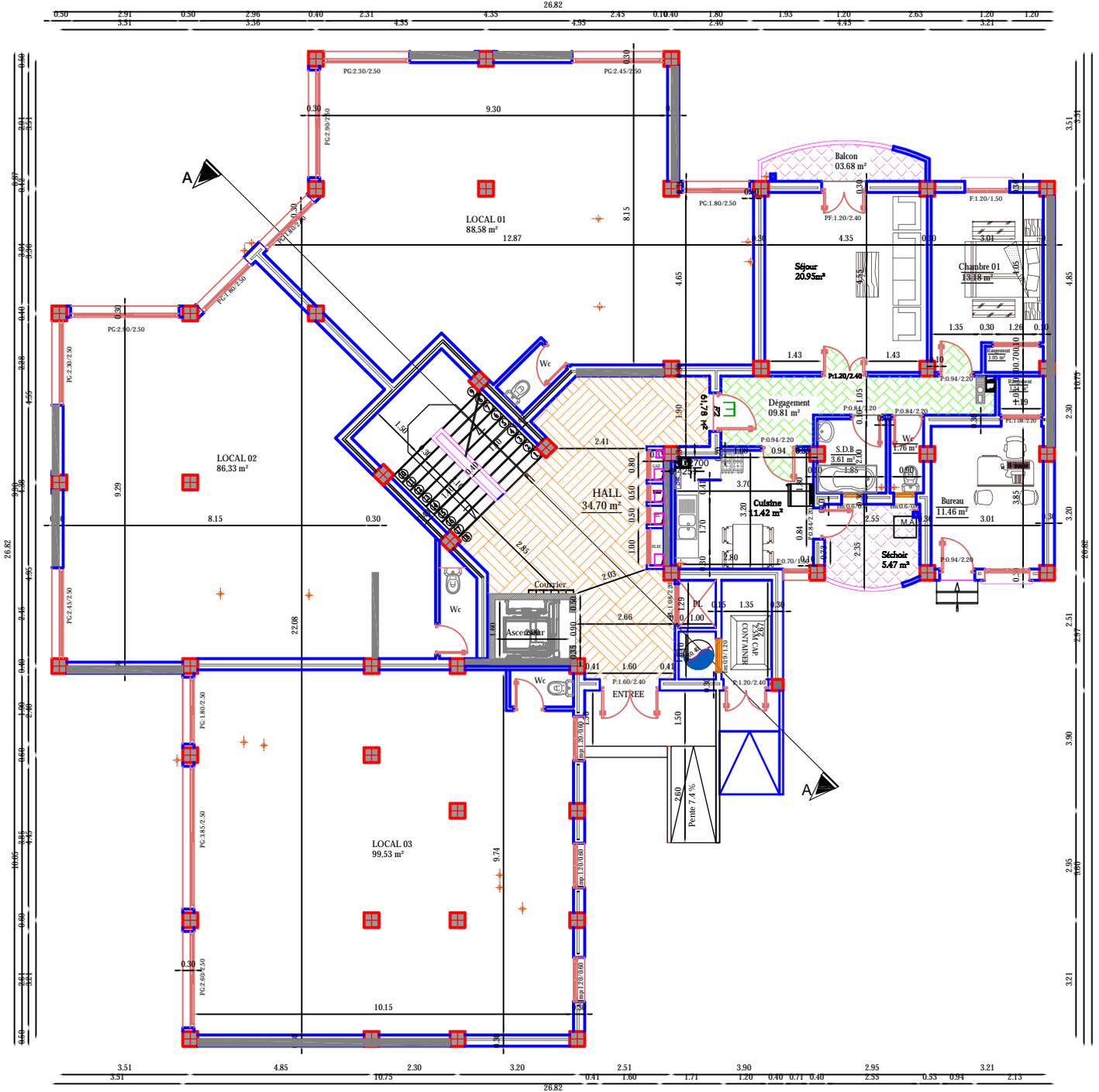
Niveau	RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	9 ^{ème}
M (KN.m)	1096,6781	646,127	264,795	88,0631
N (KN)	145,8544	130,45	59,423	-35,9958
V (KN)	219,2111	148,6261	70,9943	34,7066
τ(MPa)	1,06	0,76	0,34	0,17
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
σ_{max}(MPa)	9,94	5,99	2,47	0,91
σ_{min}(MPa)	-6,04	-5,19	-2,107	-0,31
L_T (m)	1,02	1	0,99	0,92
L_C (m)	0,1	0,16	0,17	0,31
A_{min}^{tendu} (cm²)	3,07	2,99	2,97	2,75
$A_{min}^{comprimé}$ (cm²)	0,15	0,23	0,26	0,47
$A_{face}^{calculé}$ (cm²)	12,033	6,34	3,93	0
A_v^{min} (cm²)	4,84	4,84	4,84	4,84
$A_v^{adopté}$ (cm²)	11HA10	6HA10=6,79	6HA10=6,79	6HA10=6,79
S_t (cm)	20	20	20	20
$A_h^{calculé}$ (cm²)	0,99	0,67	0,32	0,16
A_h^{min} (cm²)	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$ (cm²)	2Ø10 = 1,57	2Ø10 = 1,57	2Ø10 = 1,57	2Ø10 = 1,57
S_t (cm)	20	20	20	20

plans

PLAN REZ DE CHAUSSEE 3/4 C +1/4 Conciergerie + 9

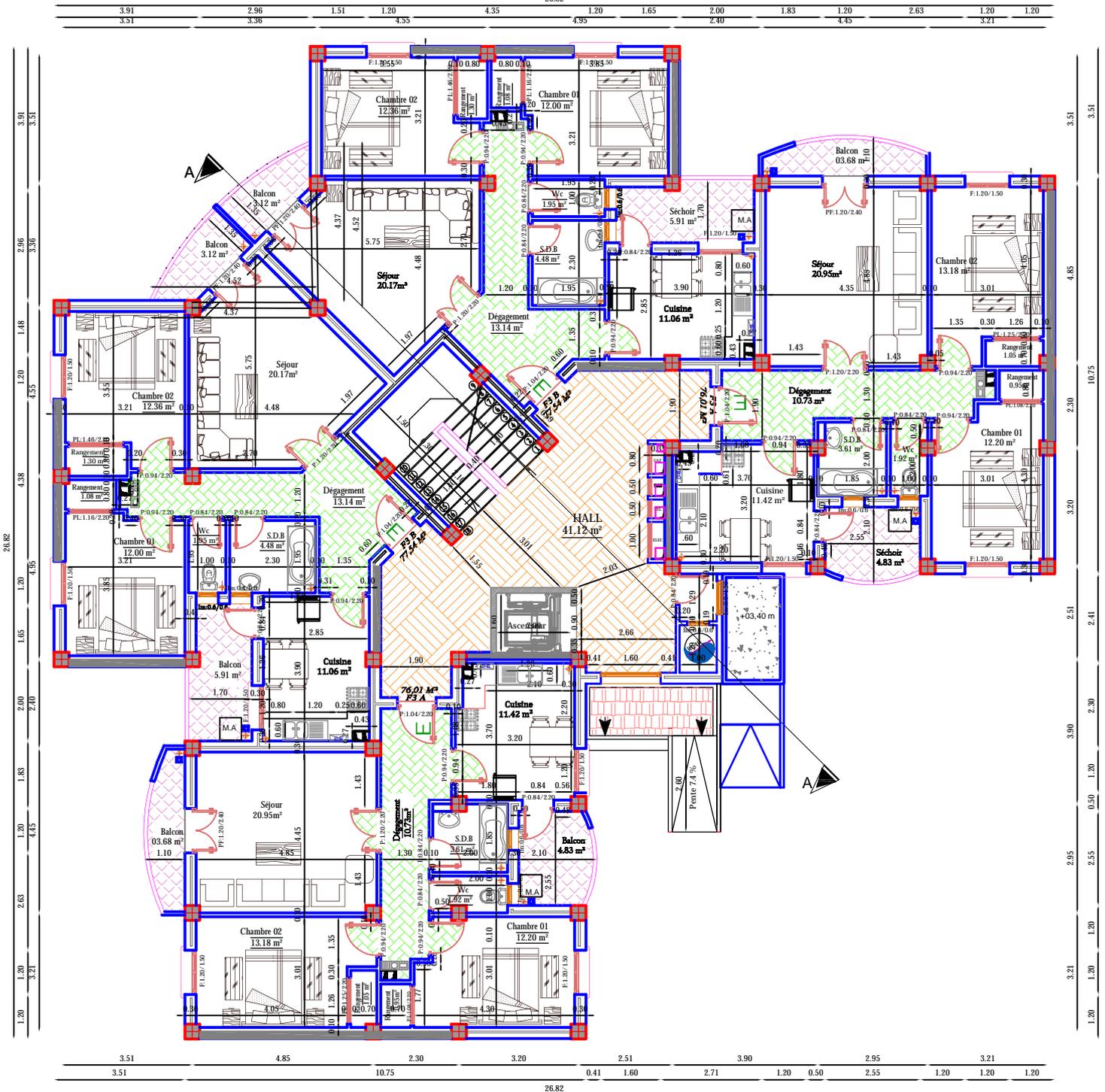


PLAN REZ DE CHAUSSEE 3/4 C +1/4 Conciergerie + 9

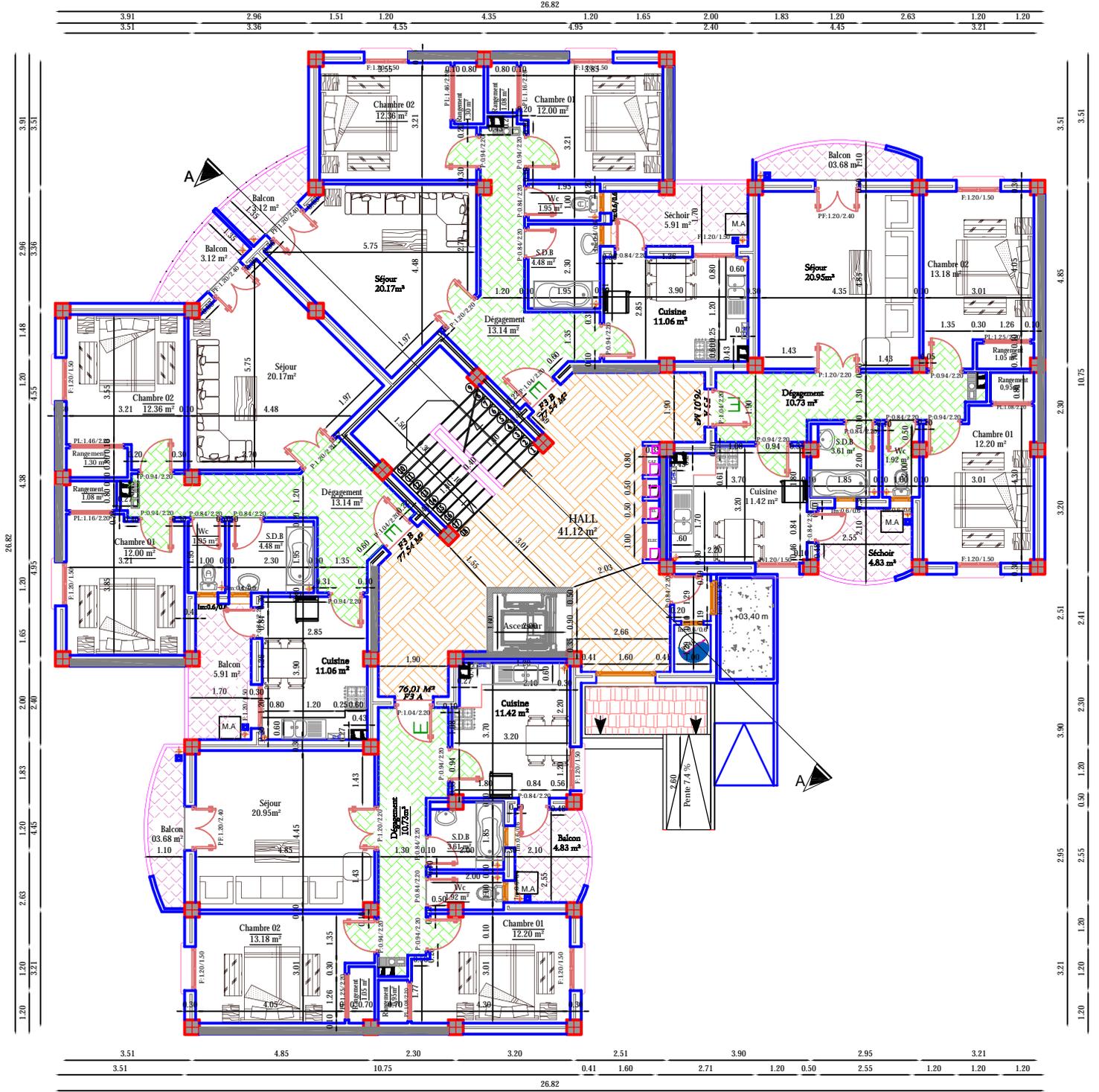


PLAN ETAGE 01 - 03 BÂTIMENT R+9

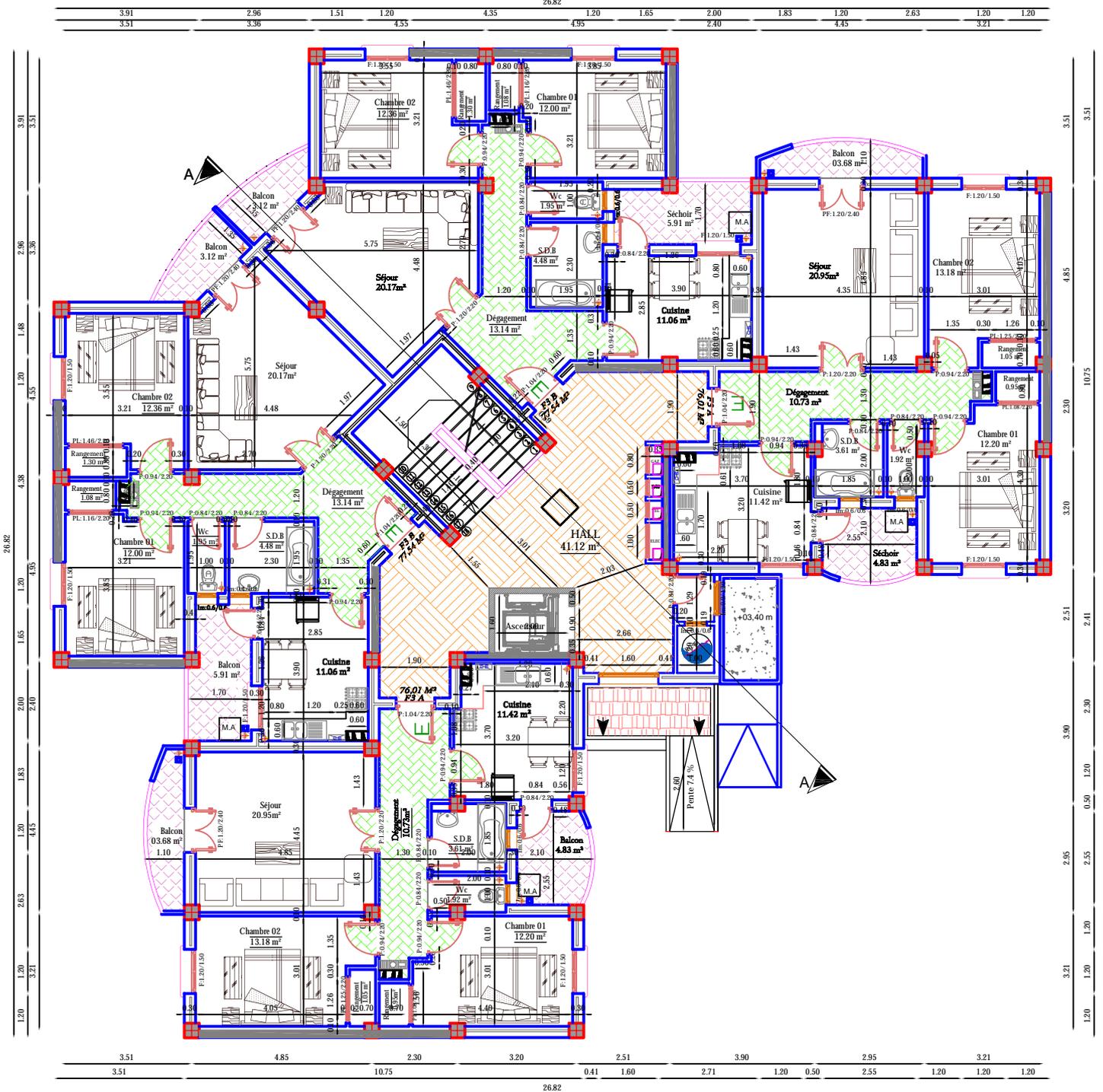
26.82



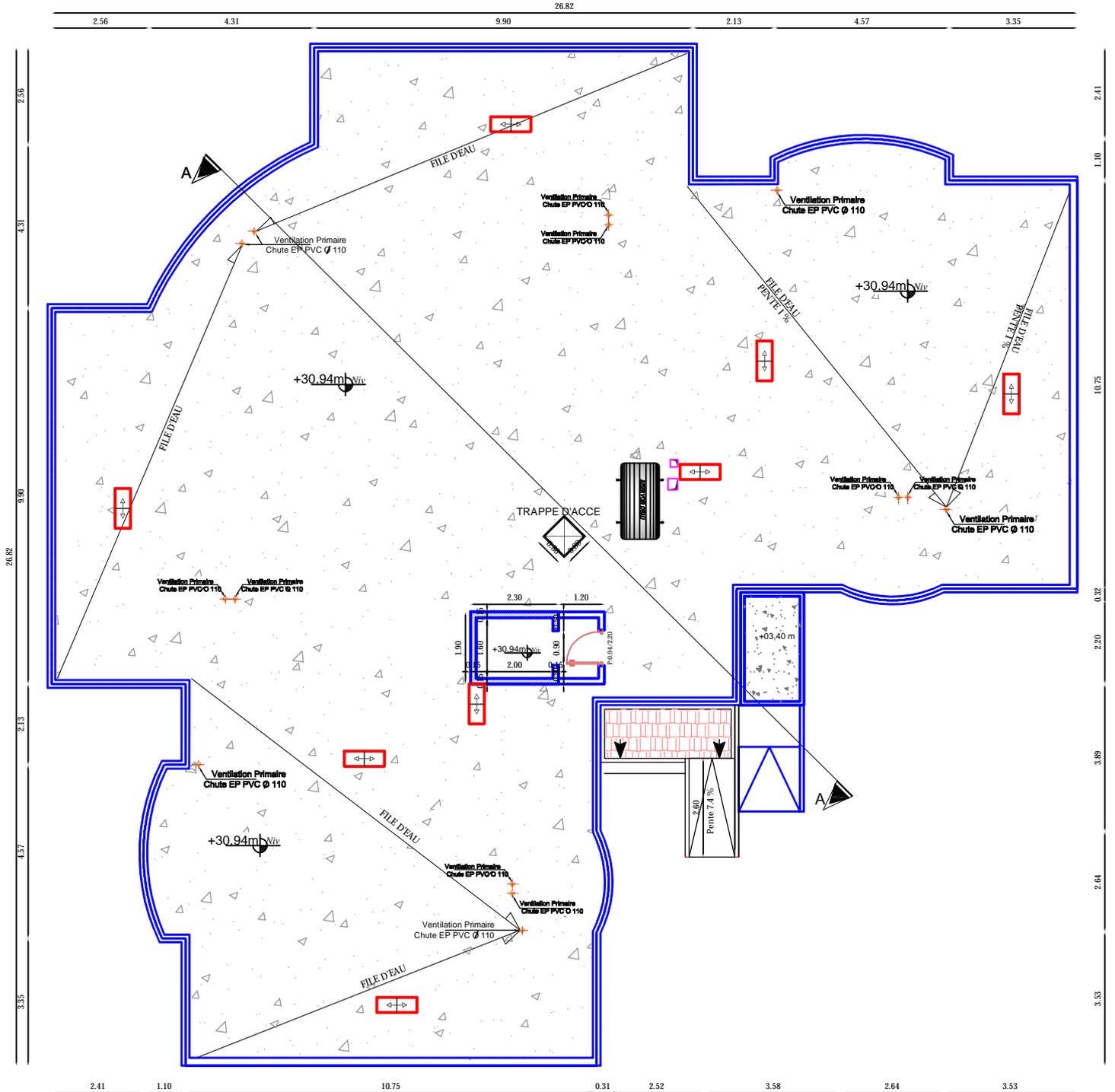
PLAN ETAGE 02 - 04 BÂTIMENT R+9



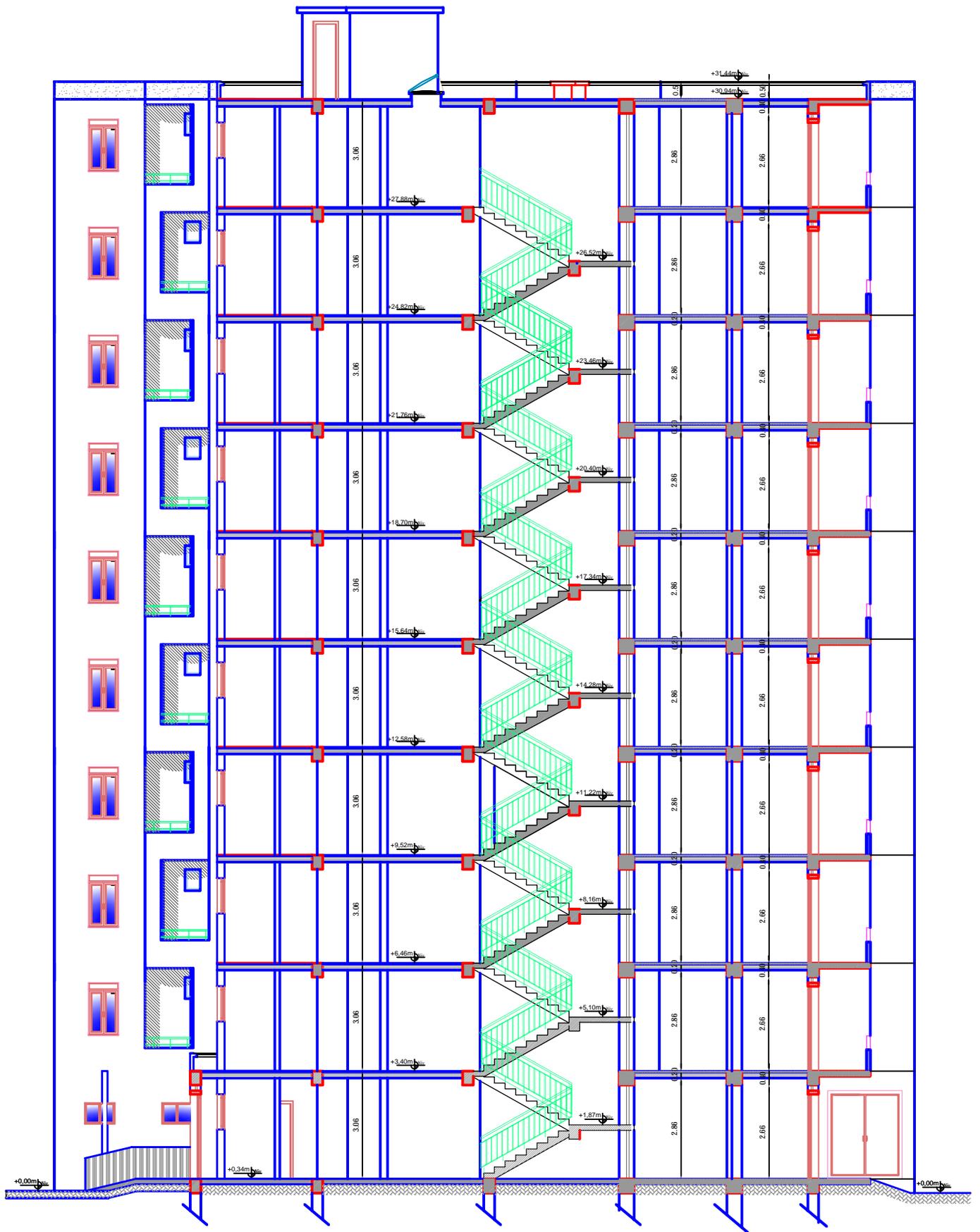
PLAN ETAGE 09 BÂTIMENT R+9



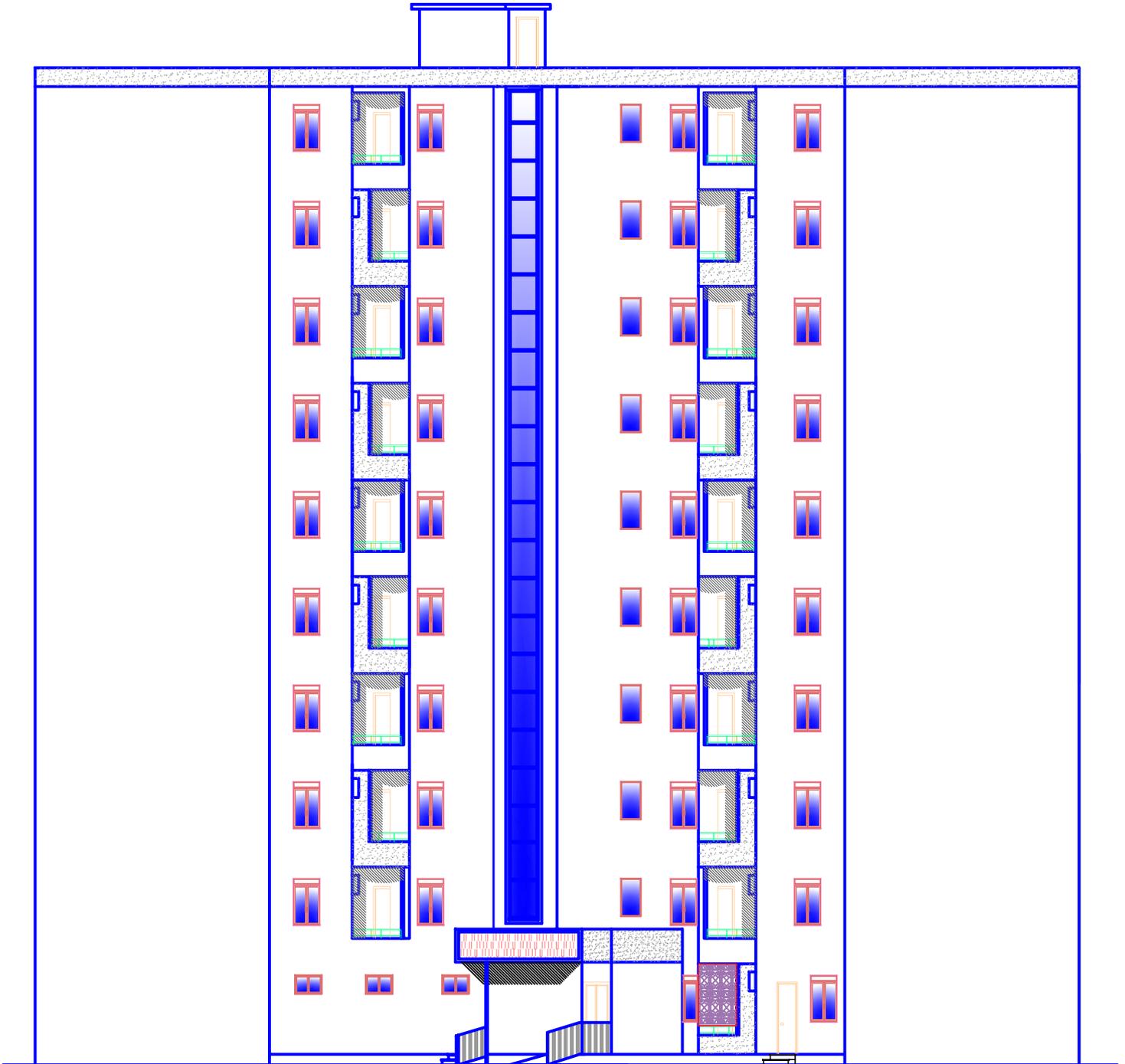
PLAN LOCAL MACHINERIE BÂTIMENT R+9



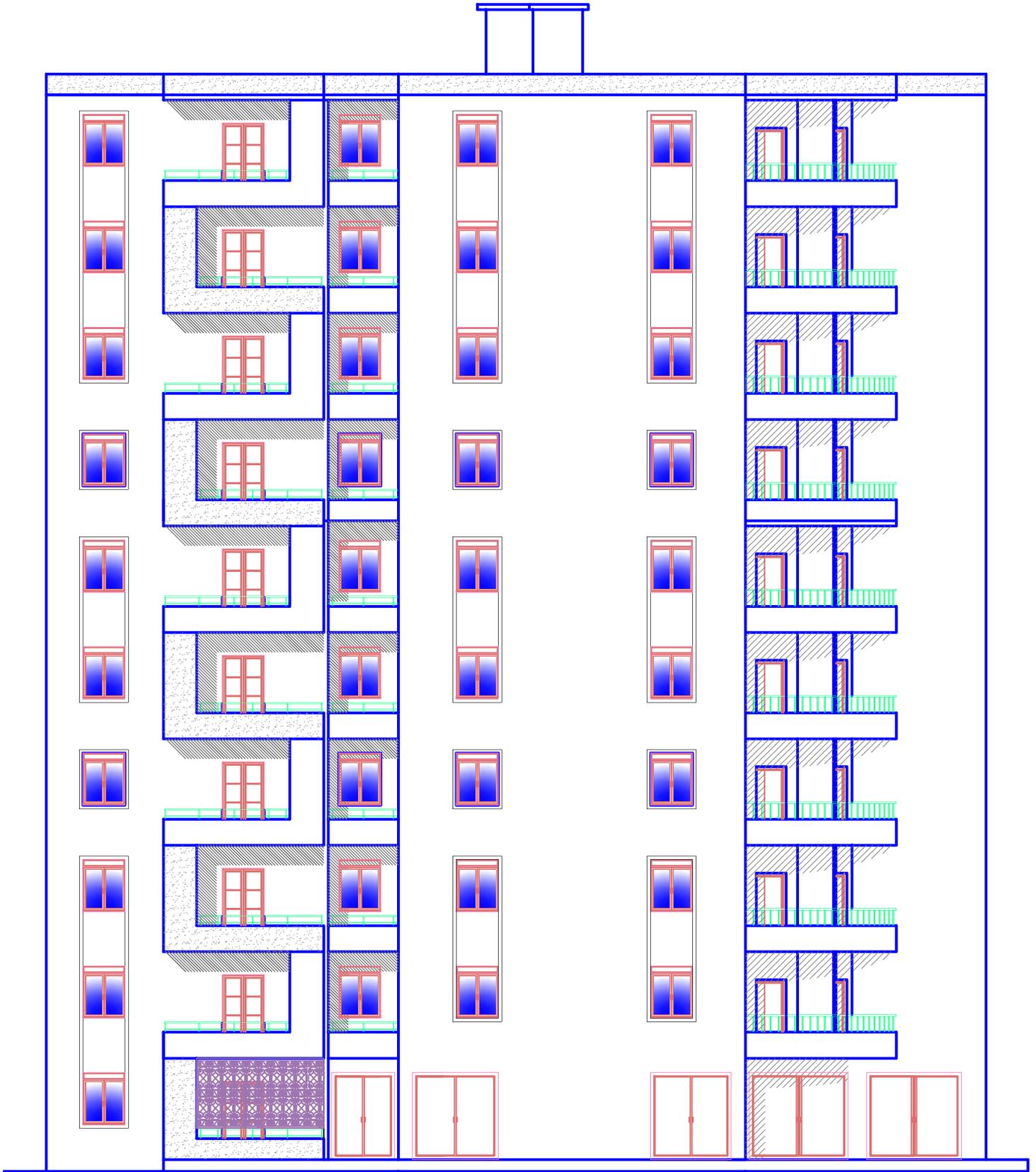
PLAN COUPE A-A BÂTIMENT R+9



FACADE PRINCIPAL BÂTIMENT R+9



FACADE POSTERIEURE BÂTIMENT R+9



IV – CONCLUSION – RECOMMANDATIONS

A la lumière des résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique menée par notre laboratoire sur le site nous pouvons conclure que le site est apte à recevoir le projet prévu avec les conditions de fondations suivantes :

Blocs	L'ancrage des fondations (m)	La contrainte de sol Q_{adm} (bars)	Type de fondation
Pour les blocs en R+5	D = 2.00 m	$Q_{adm} = 1.50$ bars	Fondation superficielle.
Pour les blocs en R+9	D = 2.50 m	$Q_{adm} = 1.80$ bars	

Recommandations particulières :

- Prévoir des systèmes de drainage adéquat et un dallage superficiels pour le captage de toute venue d'eau au site de projet.
- Assurer un chaînage soigné de l'infrastructure.
- Respecter la classification sismique de la région d'étude zone de forte activité sismique(III).
- Le site d'étude est classer comme site meuble «S3».
- Entamer les travaux de terrassement en saison favorable.
- Les fondations doivent être ancrées au niveau de la même formation géologique.

Le laboratoire LNHC-Unité de HAMMADI reste à votre entière disposition pour toutes autres informations que vous jugerez nécessaires.

L'Ingénieur Chargé d'Études

Le Chef Département Études

BOURARI
INGÉNIEUR
CHARGÉ D'ÉTUDES

Le Directeur d'unité

LAÏBI Abdelaziz
Chef Département
Études ET