



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

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'études

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Matériaux et Structures

Thème :

Etude d'une Résidence Touristique (R+8+ sous-sol) à usage d'habitation et commerciale contreventé par un système mixte (Voiles-Portiques).

Réalisé par :

Mr : Kadous A/Halim

M^{elle} : Hamadouche Ouacila

Encadré par :

Mr : Ourtemache

Membre de jury :

M^{me} : Suidi

M^{me} : Sfaksi

Promotion 2015-2016



SOMMAIRE

Chapitre I : généralité

I. Présentation de l'ouvrage :.....	1
I.1. caractéristiques géométriques :	1
I.2. Définition des éléments de l'ouvrage :	1
I.2.1. L'ossature :.....	1
I.2.2. les planchers :.....	1
I.2.3. Les escaliers :	1
I.2.4. Les éléments de remplissage :.....	1
I.2.5. La terrasse :	1
I.2.6 L'acrotère :	2
I.2.7 dalle pleine :	2
I.2.8 L'ascenseur :	2
I.3. Règlements et normes utilisés :.....	2
I.4. Les états limites :.....	2
I.4.1. Hypothèses de calcul :	3
I.5. Les Caractéristiques des matériaux :.....	4
I.5.1. Béton :	4
I.5.1.1. Définition :	4
I.5.1.2. Les constituants du béton :	5
I.5.1.3. Résistance du béton :.....	5
I.5.1.4. Module de déformation longitudinale du béton	7
I.5.1.5. Module déformation transversale :.....	7
I.5.1.6. Coefficient de Poisson :	7
I.5.1.7. Diagramme des contraintes- déformations :	8
I.5.2. L'Acier :.....	8
I.5.2.1. Définition :	8
I.5.2.2. Différents types d'aciers :	8
I.5.2.3. Contrainte limite :	9
I.5.2.4. Diagramme des contraintes – déformations :.....	9
I.6. Actions et sollicitations :.....	10
I.6.1. Les actions :	10
I.6.1.1. Actions permanente(G) :.....	10
I.6.1.2. Actions variables(Qi) :	10

SOMMAIRE

I.6.1.3. Actions accidentelles(FA) :.....	10
I.6.2. Calcul des sollicitations :	10
I.6.3. Sollicitations de Calcul :	11

ChapitreII : Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	12
II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :.....	12
II.2.1. Les Planchers :.....	12
II.2.1.1. Plancher à corps creux :.....	12
II.2.1.2. Planchers à dalles pleines :	14
II.2.2. Acrotère	16
II.2.3. Les escaliers :.....	16
II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :.....	21
II.3.1. Les Poutres :	21
II.3.1.1. poutres principales :.....	21
II.3.1.2. les poutres secondaires :	21
II.3.2. Les voile :	22
II.4. Evaluation des charges et surcharges :	23
II.5. Descente de charge :	24
II.5.1. La loi de dégression de charge :	24
II.5.1.1. La descente de charge pour le poteau (E-5) :	26
II.5.1.2.Poteau de la cage d'escalier (D-5) :.....	28
II.5.2. Vérifications :.....	30

Chapitre III : études des éléments secondaires

III.1. Introduction :	34
III.2. Etude des planchers :.....	34
III.2.1. Planchers à corps creux :.....	34
III.2.1.1. Méthodes de calculs des poutrelles :	34
a. Méthode Forfaitaire :.....	34
b. Méthode de Caquot (Annexe 2) :	36
III.1.7. Ferrailage des poutrelles :	42
III.3. Plancher à dalle pleine :	54
III.3.1. Dalle pleine des balcons :.....	54
III.4. Etude de l'escalier :	61

SOMMAIRE

III.5. Étude de l'ascenseur :.....	73
III.5.1. Evaluation des charges et surcharges :.....	74
III.5.2. Cas d'une charge répartie :.....	74
III.5.3. Cas d'une charge concentrée.....	76
III.5.3.1. Calcul des moments selon le BAEL 91 :.....	77
III.6. Etude de l'acrotère :	80
III.6.1 hypothèses de calcul :.....	80
III.6.2 Evaluation des charges et surcharges :.....	80
III.6.2.1. Charge verticale :	80
III.6.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :.....	80
III.6.3 : Calcul des sollicitations :	81

Chapitre IV : étude dynamique

IV.1. Introduction :	87
IV.2. Méthode de calcul :.....	87
IV.3. Analyse sismique de la structure :.....	87
IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :.....	91
IV.5.1. Disposition des voiles :	92
IV.5.2. Mode de vibration et taux de participation des masses :.....	92
IV.5.3. Comportement de la structure :.....	93
IV.5.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.....	94

CHAPITRE V :études des éléments principaux

V.1. Introduction :	100
V.2. Etude des poteaux :.....	100
V.2.1. Recommandation du RPA 99/Version2003 :.....	100
V.2.2. Sollicitations dans les poteaux :.....	102
V.2.3. Ferrailage des armatures longitudinales :	102
V.2.4. Ferrailage des armatures transversales :	102
V.2.5. Vérification :.....	104
V.2.5.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement) :	104
V.2.5.2. Vérification des contraintes de compression :	105
V.2.5.3. Vérification aux sollicitations tangentés :.....	106
V.2.6. Disposition constructive des poteaux :	106
V.3. Etude des poutres :	108

SOMMAIRE

V.3.1. Recommandation du RPA99/V2003 :	108
V.3.2. Les sections minimales et maximales préconisé par le RPA99/V2003 :.....	109
V.3.3. Sollicitations de calculs :	109
V.3.4. Ferrailage des armatures longitudinales :	109
V.3.5. Ferrailage des armatures transversales :	110
V.3.6. Vérification :.....	111
V.3.7. Schéma de ferrailage des poutres :	115
V.4. Etude des voiles :.....	116
V.4.1. Recommandation du RPA 99/V2003 :	117
V.4.2. Disposition des voiles :.....	118
V.4.3. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles :.....	118
V.4.4. Ferrailage des voiles :	120
Schéma de ferrailage :.....	123
V.5. Conclusion :.....	123

CHAPITRE VI : étude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	124
VI.2. Choix du type des fondations :	124
VI.3. Eudes des fondations :.....	124
VI3.1. Pré dimensionnement :	126
VI3.2. Vérifications nécessaires :	127
VI 3.3. Ferrailage :.....	129
VI 3.3.1. La dalle du radier :	129
VI 3.3.2. Calcul des nervures :.....	132
Fig.VI.9. Schéma de ferrailage des nervures (x-x)	137
VI.4. Etude du voile périphérique :.....	138

Symboles Et Notations

A (ou A_s ou A_t) : Aire d'une section d'acier (longitudinal).

A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

E_s : Module de Young de l'acier.

E_{ij} : Module de Young instantané à l'âge de j jours.

E_{vj} : Module de Young diffère à l'âge de j jours.

F : Force ou action en général.

I_1 : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS).

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service.

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime.

N_{ser} : Effort normal de calcul de service.

N_u : Effort normal de calcul ultime.

P : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

V_u : Effort tranchant de calcul ultime.

a : Largeur d'un poteau ou d'un voile.

b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau.

b_0 : Largeur de l'âme d'une poutre.

d (et d_0) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton.

e : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours.

G : Action permanente.

h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation.

h_0 : Hauteur du talon d'une poutre.

h_1 : Hauteur du hourdis d'une poutre.

j : Nombre de jours de maturité du béton.

L, l : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau.

L_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

q : Charge permanente unitaire.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Symboles Et Notations

- y_1 : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
- y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
- z (ou z_b) : Bras de levier du couple de flexion.
- α_u : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée a l'ELU.
- γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (*gamma*).
- γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
- ε_{bcmax} : Déformations maximale du béton comprime (*epsilon*).
- ε_{st} : Déformations des armatures tendues.
- ε_{sc} : Déformations des armatures comprimées.
- η : Coefficient de fissuration relatif a une armature (*eta*).
- λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (*lambda*).
- μ_{ser} : Moment ultime réduit a l'ELS (*mu*).
- μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU.
- ν : Coefficient de poisson (*nu*).
- ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (*rho*).
- σ : Contrainte normale (*sigma*).
- σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprime.
- σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
- σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.
- τ : Contrainte tangente (*tau*).
- τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.
- τ_s : Contrainte d'adhérence.
- τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.
- φ : Coefficient de fluage (*phi*).
- Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.
- Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.
- ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (*psi*).

Liste des figures

Fig. I.1. Règle des trois pivots.....	4
Fig. I.2. la résistance en fonction de l'âge du béton.....	5
Fig. I.3. Diagramme contrainte-déformation pour le béton.....	8
Fig. I.4. Diagramme contraintes-déformations de calcul acier.....	9
Fig. II.1. Plancher à corps creux.....	13
Fig. II.2. Schéma de la disposition des poutrelles.....	14
Fig. II.3. Schéma d'une poutrelle.....	15
Fig. II.4. Dalle pleine sur deux appuis.....	16
Fig. II.5. Dalle pleine sur deux appuis.....	16
Fig. II.6. Dalles pleine sur trois appuis.....	16
Fig. II.7. L'acrotère.....	17
Fig. II.8. Détail d'un escalier.....	17
Fig. II.9. Escalier à trois volées.....	19
Fig. II.10. Schéma statique de la 1 ^{ère} et 3 ^{ème} volée.....	19
Fig. II.11. Schéma statique de la 2 ^{ème} volée.....	20
Fig. II.12. Schéma statique du type 2.....	21
Fig. II.13. Coupe verticale d'un voile.....	23
Fig. II.14. La loi de dégression de charge.....	26
Fig. II.15. Surface qui revient au Poteau.....	27
Fig. II.16. Surface qui revient au Poteau.....	29
Fig. III.1. Schéma d'une Poutre continue.....	34
Fig.III.2. Moment sur une poutre de 2 travées.....	35
Fig.III.3. Moment sur poutre plus de 2 travées.....	35
Fig. III.4. Effort tranchant sur une poutre à deux travées.....	36
Fig. III.5. Effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.....	36
Fig. III. 6. Schéma statique d'une poutrelle.....	36
Fig III.7. Schéma statique de poutrelle type (5).....	38
Fig. III. 8. Schéma statique d'une poutrelle.....	39
Fig III. 9. Schéma statique de la poutrelle.....	41
Fig. III.10. Schéma statique de la poutrelle.....	41
Fig. III.11. Schéma du ferrailage de la dalle de compression.....	47
Fig. III.12. Dalle pleine type (1).....	54
Fig. III.13. Section de la dalle pleine a ferrailé.....	55

Liste des figures

Fig. III.14. Schéma de ferrailage des dalles des balcons.....	56
Fig. III.15. Dalle pleine type (2).....	57
Fig. III.16. Schéma de la dalle.....	57
Fig. III.17. Section de la dalle pleine a ferrailé.....	59
Fig. III.18. Schéma de ferrailage de type (3).....	60
Fig. III.19. Vue en plan de l'escalier type (1).....	61
Fig. III.20. Schéma statique de la 2 ^{ème} volée	67
Fig. III.21. Schéma de ferrailage des volées (1) et (3).....	69
Fig. III.22. Schéma de ferrailage de la volée (2).....	69
Fig. III.23. Schéma statique de la poutre palière	70
Fig. III.24. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	73
Fig. III.25. Cage d'ascenseur.....	73
Fig. III.26. Schéma représentant la surface d'impact.....	76
Fig. III.27. Vue en coupe du ferrailage de la dalle.....	79
Fig. III.28. Schéma de ferrailage de la dalle.....	80
Fig. III.29. Schéma statique de l'acrotère.....	80
Fig. III.30. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	86
Fig. IV.1. Spectre de réponse.....	91
Fig. IV.2. Schéma de la disposition des voiles.....	92
Fig. IV.3. Mode 1, Translation suivant l'axe x-x.....	93
Fig. IV.4. Mode 2, Translation suivant l'axe Y-Y.....	93
Fig. IV.5. Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z.....	94
Fig. V.1. Zone nodale.....	100
Fig. V.2. Section d'un poteau.....	105
Fig. V.3. Schéma de ferrailage des poteaux.....	108
Fig. V.4. Schéma de la zone nodale.....	113
Fig. V.5. Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	115
Fig. V.6. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	116
Fig. V.7. Disposition des armatures dans les voiles.....	117
Fig. V.8. Schéma de répartition des voiles.....	118
Fig. V.9. Schéma d'un voile plein.....	120
Fig. V.10. Schéma de ferrailage du voile V_{x1}	123
Fig. VI.1. Semelle isolée	124

Liste des figures

Fig. VI.2. Semelle filante.....	125
Fig. VI.3. Dalle sur quatre appuis.....	130
Fig.VI.4. Schéma de ferrailage de la dalle du radier.....	132
Fig.VI.5. Schéma de rupture de la dalle du radier.....	133
Fig.VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y.....	134
Fig.VI.7. Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x.....	135
Fig.VI.8. Section à ferrailer.....	135
Fig.VI.9. Schéma de ferrailage des nervures (x-x).....	137
Fig.VI.10. Schéma de ferrailage des nervures (y-y).....	137
Fig.VI.11. Répartition des contraintes sur le voile périphérique.....	139
Fig.VI.12. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	141

Liste des tableaux

Tab II.1. Évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible.....	23
Tab II.2. Evaluation des charges des planchers étages courants.....	23
Tab II.3. Évaluation des charges des planchers dalles pleines.....	24
Tab II.4. Evaluation des charges des murs extérieurs.....	24
Tab II.5. La loi de dégression de charge.....	25
Tab II.6. Descente de charge pour le poteau (E-5).....	26
Tab II.7. Descente de charge pour le poteau (D-5).....	29
Tab II.8. Vérification du critère de résistance.....	31
Tab II.9. Vérification du critère de stabilité de forme.....	32
Tab II.10. Vérification des conditions du RPA.....	33
Tab III.1. Différents types de poutrelles.....	37
Tab III.2. Chargement des poutrelles.....	38
Tab III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	40
Tab III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	41
Tab III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'habitation.....	41
Tab III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'habitation.....	41
Tab III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial.....	41
Tab III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commercial.....	42
Tab III.9. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	46
Tab III.10. Ferrailage des poutrelles.....	52
Tab III.11. Choix des barres de ferrailage.....	53
Tab III.12. Vérification des états limites de compression du béton.....	53
Tab III.13. Vérification des états limites de déformation.....	53
Tab III.14. Calcul du ferrailage de la dalle du balcon type1.a.....	55
Tab III.15. Vérification des contraintes.....	56
Tab III.16. ferrailage de panneau sur 01 appui.....	58
Tab III.17. Calcul du ferrailage de la dalle D ₃	59
Tab III.18. Vérification des contraintes.....	60
Tab III.19. Résultats de ferrailage de la 1 ^{ère} et la 2 ^{ème} volée.....	62
Tab III.20. Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	64
Tab III.21. Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	68
Tab III.22. Vérification des résultats de calcul.....	71
Tab III.23. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	75
Tab III.24. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	75

Liste des tableaux

Tab III.25. Ferrailage de la dalle de la salle des machines	78
Tab III.26. Charge permanente revenant à l'acrotère	80
Tab III.27. Combinaisons d'action de l'acrotère	81
Tab IV.1. Valeurs des pénalités Pq	88
Tab IV.2. Mode de vibration et taux de participation des masses.....	92
Tab IV.3. Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	95
Tab IV.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	95
Tab IV.5. Résumé des résultats.....	96
Tab IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	96
Tab IV.7. Vérification des déplacements.....	97
Tab IV.8. Vérification des effets (P- Δ) sens x.....	98
Tab IV.9. Vérification des effets (P- Δ) sens y.....	99
Tab V.1. Les sections minimales et maximales dans les poteaux Préconisés par le RPA99/V2003.....	101
Tab V.2. Sollicitations dans les poteaux.....	102
Tab V.3. Armatures longitudinales des poteaux.....	102
Tab V.4. Armature transversale des poteaux.....	103
Tab V.5. Vérification du flambement pour les poteaux.....	105
Tab V.6. Vérification des contraintes dans le béton.....	106
Tab V.7. Vérification des contraintes tangentielles.....	106
Tab V.8. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/v2003.....	109
Tab V.9. Les sollicitations les plus défavorables.....	109
Tab V.10. Armatures longitudinales des poutres.....	110
Tab V.11. Vérification de l'effort tranchant.....	111
Tab V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	111
Tab V.13. Vérification de la contrainte limite de béton à L'ELS.....	112
Tab V.14. Moments résistant dans les poteaux.....	114
Tab V.15. Moments résistant dans les poutres.....	114
Tab V.16. Vérification de la zone nodale.....	114
Tab V.17. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=2.75m$ à tous les niveaux.....	119
Tab V.18. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=3.00m$ à tous les niveaux.....	119
Tab V.19. Sollicitations maximales dans le voile $V_y=4.00m$ à tous les niveaux.....	119
Tab V.20. Ferrailage le voile $V_{x1}=2.75m$ sur toute la hauteur.....	121
Tab V.21. Ferrailage le voile $V_{x2} = 3.00m$ sur toute la hauteur.....	22
Tab V.22. Ferrailage du voile $V_{y1} =4.00 m$ sur toute la hauteur.....	122

Liste des tableaux

Tab.VI.1 Résumé des résultats de ferrailages du radier.	130
Tab.VI.2. Vérification des contraintes de la dalle du radier.....	131
Tab.VI.3. Vérification des contraintes de la dalle du radier après redimensionnement de la section d'acier.	132
Tab.VI.4. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELU.....	134
Tab.VI.5. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELS.	134
Tab.VI.6. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELU.....	135
Tab.VI.7. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELS.	135
Tab.VI.8. Résumé des résultats de ferrailage des nervures.....	136
Tab.VI.9. Vérification des contraintes des nervures du radier.	136
Tab.VI.10. Section des armatures du voile périphérique	139
Tab.VI.11. Vérification des contraintes.	141

Remerciements

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

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur M^R : M.OURTIEMACHE pour ses conseils, son suivi et ses orientations tout au long de la réalisation de ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ce qui ont participé de près ou de loin à la réalisation ce travail.

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents

A mon seul frère Salim

A mes sœurs : Souhila, Siham et Thinhinane

A mes beaux-frères : Mourad et Chabane

A mes neveux : Walid, Wassim et Wail

A ma nièce : Aline

A mes oncles et mes tantes

A mes cousins et cousines

A tous mes amis (es) sans exception

A mon binôme Halim et toute sa famille.

H. Ouacila

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*À mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont
donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance
afin de me voir devenir ce que je suis,*

Merci mes parents.

*À mes très chers frères : Mohamed, Sofiane et A/Oueheb qui m'ont
soutenu et encouragé durant toutes mes études.*

*À mes très chères sœurs : Karima et Merieme qui m'ont
aidé durant les moments les plus pénibles.*

À toute ma famille sans exception.

À mon binôme OUAÏLA et sa famille.

À tous mes meilleurs amis.

K.A/Halim

INTRODUCTION

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui sont à l'origine de mouvements forts du sol.

Le mouvement sismique a pour effets d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables. Son action s'exerce donc d'une manière fondamentalement dynamique.

L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base sur une connaissance approfondie du mouvement du sol.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'une résidence multifonctionnel (R+8+sous-sol, RDC et mezzanine), il regroupe à la fois commerces et logements d'habitations et il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Nos trois premiers chapitres se résument au calcul statique, ensuite nous entamant l'étude dynamique dans le IV chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles porteurs.

Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA, sa réponse va être calculée en utilisant le SAP2000, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et enfin le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VI.

I. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude, est une résidence touristique composé de 11 niveaux (Sous-sol + RDC + mezzanine + 8 étages). Cet ouvrage se trouve à Baccaro sur la RN n°9, au niveau de la sortie ouest de la ville Tichy et à quelques kilomètres de la ville de Bejaia, cet ouvrage est à usage multiple (commerce + hôtellerie).

I.1. caractéristiques géométriques :

Hauteur totale de l'ouvrage : 33.66m,

Hauteur du sous-sol : 3,06 m,

Hauteur de la mezzanine : 3.06m,

Hauteur du RDC : 6.12 m,

Hauteur des autres étages : 3,06 m,

Longueur : 31,68 m,

Largeur : 29,50 m.

I.2. Définition des éléments de l'ouvrage :

I.2.1. L'ossature :

En se référant au RPA 99 version 2003 qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage), ce qui est le cas dans notre projet.

I.2.2. les planchers :

Les planchers ce sont généralement des aires planes destinées à séparer les différents niveaux du bâtiment, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles).

Dans notre projet on trouve des planchers à dalles pleine pour les (balcons et la dalle d'ascenseur) et des planchers à corps creux.

I.2.3. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulé sur place.

I.2.4. Les éléments de remplissage :

- Les murs d'extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10cm.

I.2.5. La terrasse :

Notre projet comporte deux terrasses inaccessibles, la première au RDC et l'autre au dernier niveau.

I.2.6 L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture, sa hauteur est de 40cm.

I.2.7 dalle pleine :

C'est un élément porteur, constitué d'une plaque en béton armé, son épaisseur dépend des conditions d'utilisation et de ces dimensions.

I.2.8 L'ascenseur :

C'est un élément mécanique, sert à déplacer les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I.3. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/ version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- DTR BC 2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- BAEL 91 révisées 99.

I.4. Les états limites :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

a. Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a trois (03) états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique,
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux,
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

b. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a trois (03) états limites :

- Etat limite d'ouverture des fissures,
- Etat limite de déformation (flèche maximale),

- Etat limite de compression du béton.

I.4.1. Hypothèses de calcul :

❖ A l'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- Les sections droites restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

$$\begin{cases} \text{En flexion} \rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰} \\ \text{En compression simple} \rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \end{cases}$$

- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) (fig. I.1) Règle des trois pivots :

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (fig. I.1). On distingue trois domaines :

~ Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

~ Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

~ Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la fig. I.2) : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

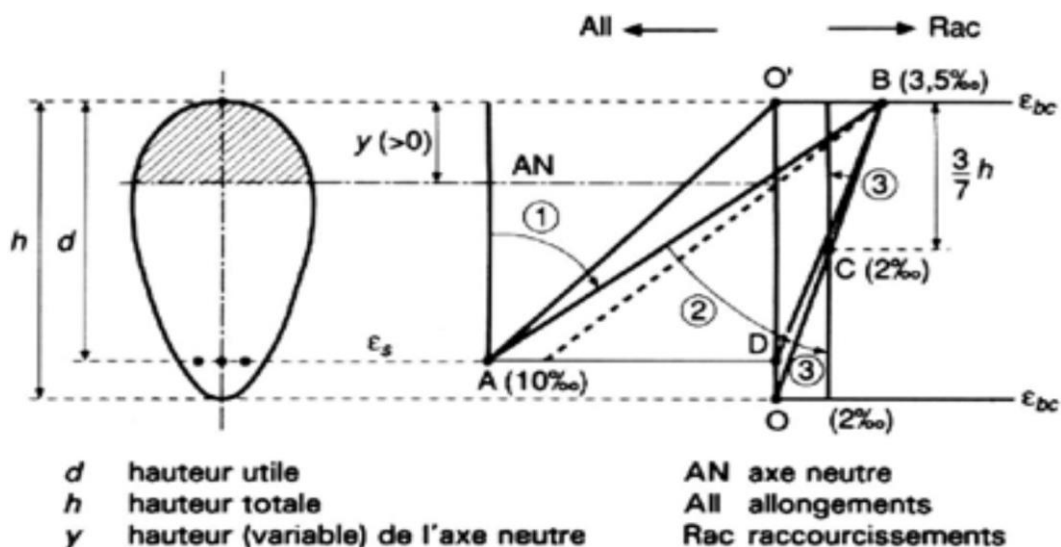


Fig. I.1. Règle des trois pivots

Le diagramme passe par :

Le pivot A si : $y \leq 0.2596 \times d$

Le pivot B si : $0.2593 \times d \leq y \leq h$

Le pivot C si : $y \geq h$

❖ A L'ELS :

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le frottement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Par convention, le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.5. Les Caractéristiques des matériaux :

I.5.1. Béton :

I.5.1.1. Définition :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants (éventuellement).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL),

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C) est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression,
- Une souplesse d'utilisation,
- Un entretien facile,
- Une bonne résistance aux feux,
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

I.5.1.2. Les constituants du béton :

➤ Le ciment :

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

➤ Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de 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.

➤ L'eau : C'est l'eau de gâchage.

I.5.1.3. Résistance du béton :

a. Résistance mécanique à la compression f_{cj} :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa. (RPA 99 article 8.1.1)

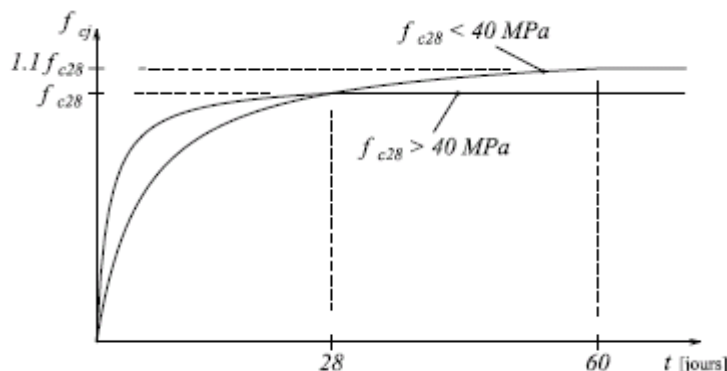


Fig.I.2. la résistance en fonction de l'âge du béton

On peut admettre en première approximation que pour $j \leq 28$ jours la résistance f_{cj} des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

BAEL 91 Art (A.2.1.11)

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour : } f_{c28} > 40 \text{MPa}$$

Avec :

f_{cj} : Résistance du béton à l'âge j .

j : L'âge en jours.

Pour : $j \geq 60$ jour on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$

- Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

a. Résistance à la traction f_{ij} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours, notée (f_{ij}), est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{Avec : } f_{cj} \leq 60 \text{MPa} \quad \text{BAEL 91 Art (A.2.1.1.2)}$$

Dans laquelle f_{ij} et f_{cj} sont exprimés en MPa (ou N/mm²)

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{MPa}$.

- Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ donc : $f_{i28} = 2.1 \text{MPa}$

b. Contrainte limite :

❖ Etat limite ultime :

- Contrainte ultime de compression :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 Art (A.4.3.4)}$$

Avec :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Si : } t > 24\text{h} \\ 0.9 & \text{Si : } 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ 0.8 & \text{Si : } t < 1\text{h} \end{cases}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1.15 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

D'après le BAEL 91 Art (A.5.1.2.1.1) on a :

$$\tau_{adm} = \min(0.20f_{cj} / \gamma_b; 5MPa) \rightarrow \text{Pour la fissuration peu nuisible.}$$

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

▸ Dans notre cas on a $f_{c28} = 25MPa$ donc :

$$\tau_{adm} = 3.33MPa \rightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2.50MPa \rightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

- ❖ **Contrainte limite à l'ELS :**

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivant

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa \quad \text{CBA 93 Art (A.4.5.2)}$$

I.5.1.4. Module de déformation longitudinale du béton

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA 93 Art (A.2.1.2.1)}$$

- Pour des charges de longue durée d'application (cas courant), le module de déformation différée du béton à « j » jours est :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA Art (A.2.1.2.2)}$$

I.5.1.5. Module déformation transversale :

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

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45MPa$$

I.5.1.6. Coefficient de Poisson :

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinal}}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(ELS)} \\ 0 & \text{(ELU)} \end{cases} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.3)}$$

I.5.1.7. Diagramme des contraintes- déformations :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal

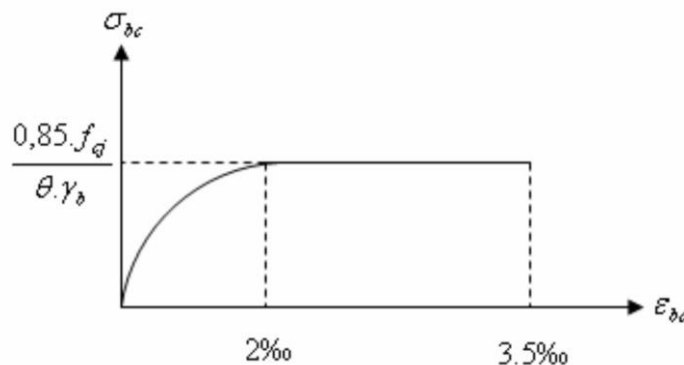


Fig. I.3. Diagramme contrainte-déformation pour le béton

Le diagramme (parabole-rectangle) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

3.5‰ : en flexion simple ou composée.

Pour :

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0.28 \times f_{bu} \times 10^3 \times \varepsilon_{bc} \times (4 - 10^3 \times \varepsilon_{bc})$$

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

I.5.2. L'Acier :

I.5.2.1. Définition :

L'acier est fabriqué à partir du Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

I.5.2.2. Différents types d'aciers :

On utilisera trois types d'armatures :

- Hautes adhérences de nuance Fe400 (les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structures).
- Treillis soudés de nuance Fe500 (dans la dalle de compression des poutrelles).
- Ronds lisses de nuance Fe235 (les armatures transversales des poutrelles).

I.5.2.3. Contrainte limite :

- **Contraintes limites σ_s :**

~ à ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tq : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{cas général} \\ 1 & \text{cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

~ à ELS :

BAEL91 (article A.4.5.32)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable : pas de vérification

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas2 : fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] \text{ MPa}$$

Cas 3 : fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] \text{ MPa}$$

Avec :

f_{tj} : Résistance à la traction du béton à l'âge de « j » jours.

η : Coefficient de fissuration :

- { h = 1 pour les ronds lisses et et les treillis soudés
- { h = 1.6 pour les hautes adhérences

I.5.2.4. Diagramme des contraintes – déformations :

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation(ϵ_s) est conventionnellement défini comme suit :

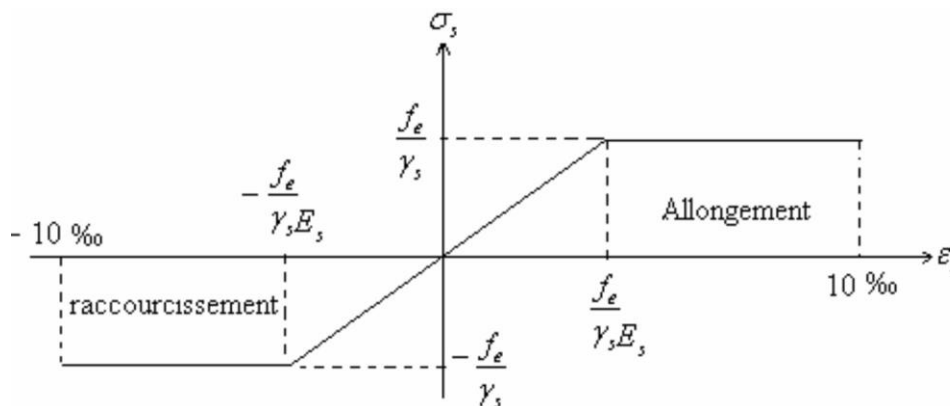


Fig. I.4. Diagramme contraintes-déformations de calcul acier

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ε_s .

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité ayant pour valeur.

$\gamma_s=1$ situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s=1.15$ situation durable ou transitoire.

I.6. Actions et sollicitations :

I.6.1. Les actions :

Les actions sont les forces et les couples de forces dus aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées (retrait, fluage...), on distingue trois catégories d'actions :

I.6.1.1. Actions permanente(G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure ;
- Le poids des cloisons, revêtement ;
- Le poids des poussées des terres et des liquides.

I.6.1.2. Actions variables(Qi) :

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

- Les charges d'exploitations ;
- Les charges climatiques ;
- Les charges appliquées à la cour d'exécution ;
- Les charges dues à la température.

I.6.1.3. Actions accidentelles(FA) :

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application, on peut citer :

- Les séismes (E) ;
- Les explosions ;
- Les chocs ;
- Les feux.

I.6.2. Calcul des sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

G_{\max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_i : Action variable dite de base.

Q_i : Autres actions variables dites d'accompagnement.

I.6.3. Sollicitations de Calcul :

I.6.3.1. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes :

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- Les trois La résistance de tous les éléments de construction,
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

❖ Les combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ (pour les poteaux seulement)} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

Avec :

G : étant l'action permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : l'action du séisme.

I.6.3.2. Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton,
- La fissuration du béton,
- La déformation des éléments.

II.1. Introduction

Ce chapitre consiste à pré dimensionner les éléments selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99, du CBA93 et DTR. Afin de résister et de reprendre les sollicitations, la transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondation → sol.

II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure.

II.2.1. Les Planchers :

Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes,...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine pour les balcons.

II.2.1.1. Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est parmi les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment, il est composé de poutrelles, de cors creux (hourdis) et de dalle de compression.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le CBA93.

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

L_{\max} : La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : La hauteur du plancher

$$L_{\max} = 396 - 30 = 366 \Rightarrow h_t \geq \frac{366}{22.5} = 16.26 \text{ cm}$$

On adoptera un plancher de 20 cm d'épaisseur

Avec :

- Une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.
- D'un corps creux de 16 cm d'épaisseur.

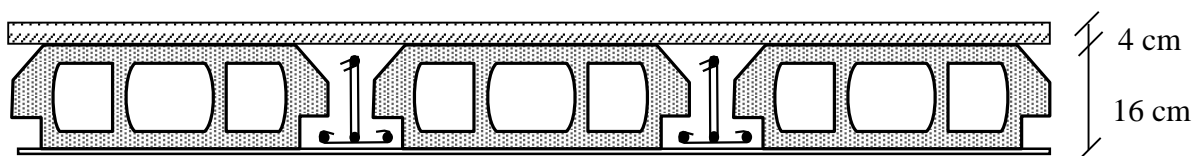


Fig. II.1. Plancher à corps creux

➤ **Les poutrelles :**

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

❖ **Disposition des poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

• **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

• **Critère de continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon les deux critères comme indique la figure II.2 ci-dessous.

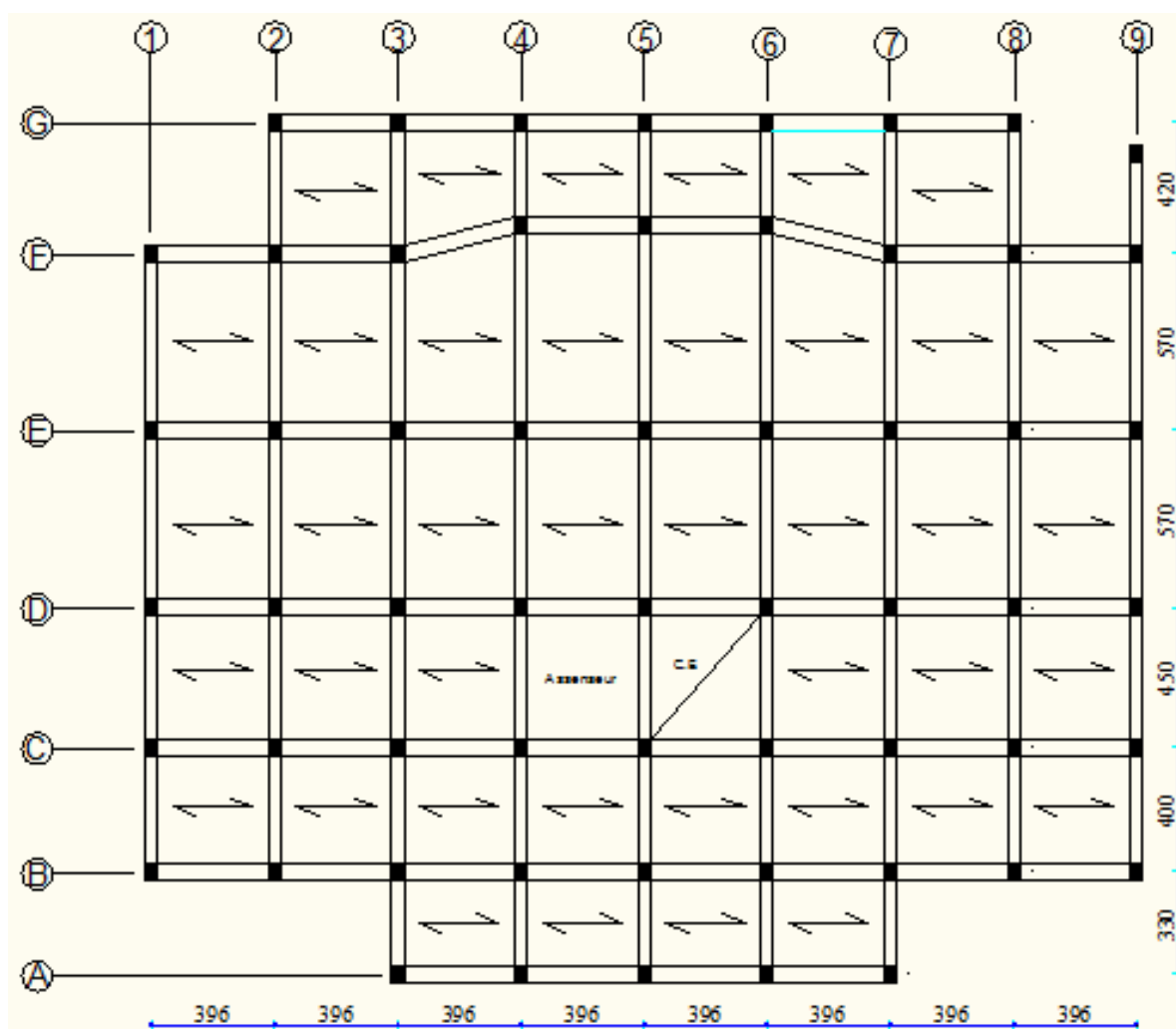


Fig. II.2. Schéma de la disposition des poutrelles.

❖ Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

b: largeur de la table de compression

b₀ : largeur de la nervure

L_x : distance entre nus de deux poutrelles successive.

L_y : distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_t : hauteur totale de la poutrelle.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20\text{cm})$$

donc on prend : b₀ = 10cm)

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$$

$$L_x = 65-10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 396-30 = 366\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min (55/2; 366/10)$$

$$b_1 = 27.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Donc on prend : b = 65cm

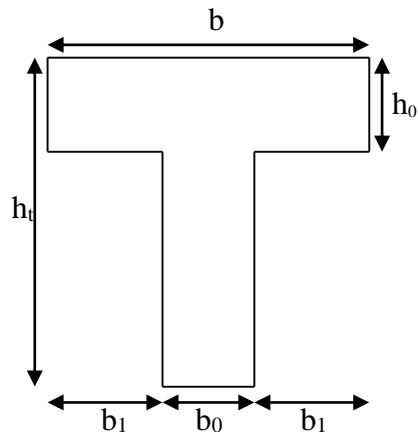


Fig. II.3. Schéma d'une poutrelle

II.2.1.2. Planchers à dalles pleines :

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé, le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

a. Critère de résistance :

- $e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul appui.

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle sur deux appuis.

- $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.

b. Critère de résistance au feu.

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

- $e \geq 11\text{cm}$ pour 02 heures de coupe-feu

- $e \geq 17,5\text{cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

Avec :

L_x : la plus petite dimension du panneau de dalle de l'entre nus d'appuis

❖ **Type des dalles pleines :**

Dans notre projet, on distingue 3 types de dalle pleine :

Type 1 : Dalle sur 2 appuis :

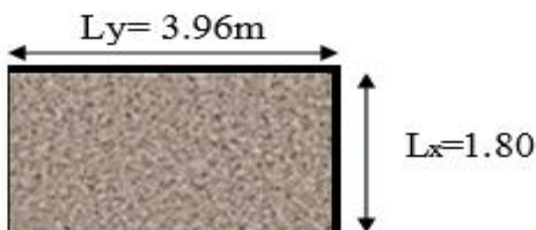


Fig. II.4. Dalle pleine sur deux appuis

$$\begin{cases} \frac{180}{35} \leq e \leq \frac{180}{30} & \Rightarrow 5.14 \leq e \leq 6 \\ e \geq 11\text{cm} & \dots\dots\dots \text{pour 02 heures de coupe - feu} \end{cases}$$

On choisit : $e = 12\text{cm}$.

Type 2 :

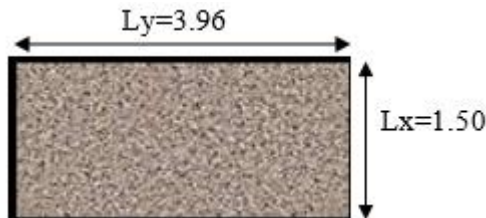


Fig. II.5. Dalle pleine sur deux appuis

$$\begin{cases} \frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} & \Rightarrow 4.28 \leq e \leq 5 \\ e \geq 11\text{cm} & \dots\dots\dots \text{pour 02 heures de coupe - feu} \end{cases}$$

On choisit : $e = 12\text{cm}$.

Type 3 : Dalle sur 3 appuis :

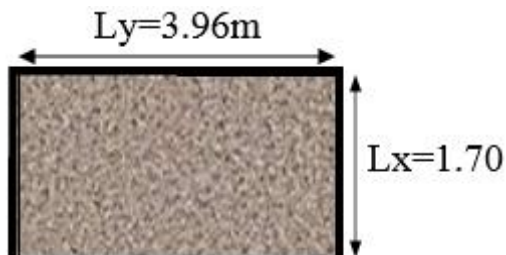


Fig. II.6. Dalles pleine sur trois appuis

$$\begin{cases} \frac{170}{50} \leq e \leq \frac{170}{40} \Rightarrow 3.4 \leq e \leq 4.25 \\ e \geq 11\text{cm} \dots\dots\dots \text{pour 02 heures de coupe - feu} \end{cases}$$

On choisit : e= 12cm.

▸ On opte pour : e=12cm

II.2.2. 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. L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme.

➤ Poids propre de l'acrotère :

G : Poids propre de l'acrotère par ml.

S : surface de l'acrotère.

$$G = \gamma_b \times S_{\text{acrotère}}$$

$$S = [(0.4 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03)/2]$$

$$S = 0.0485 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow G = 25 \times 0.0485 = 1.2125 \text{ KN/m.}$$

➤ Poids des enduits en ciment intérieur et extérieur :

$$G_0 = \gamma_c \times e \times H = 20 \times 0.015 \times 1.0744 = 0.3223 \text{ KN /m.}$$

➤ Poids total :

$$G_{\text{tot}} = G + G_0 = 1.53 \text{ KN /m.}$$

➤ La Surcharge d'exploitation : Q = 1 KN/m

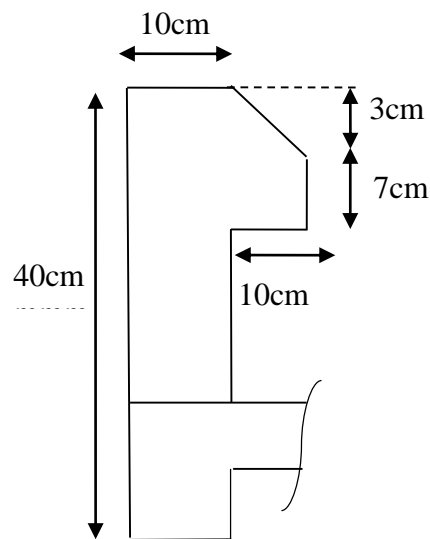


Fig. II.7. L'acrotère

II.2.3. Les escaliers :

❖ Terminologie :

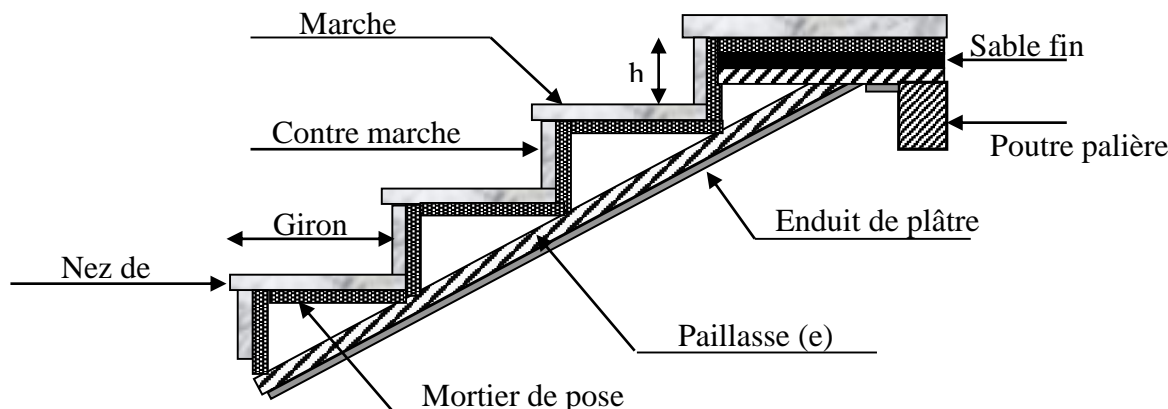


Fig. II.8. Détail d'un escalier

- **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La paillasse** supporte les marches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre

❖ Différents types d'escaliers :

On distingue dans notre projet deux types d'escaliers :

Type 1 : escaliers droits à trois volées : se trouvant au niveau du sous-sol, mezzanine, RDC et étage courant.

Type 2 : escaliers droits à deux volées : se trouvant au niveau de l'entrée principale.

❖ Pré dimensionnement des escaliers :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL** : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$.

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

Avec :

$n - 1$: Nombre de marche ;

L : longueur de la volée ;

n : nombre de contre marche.

Type 1 :

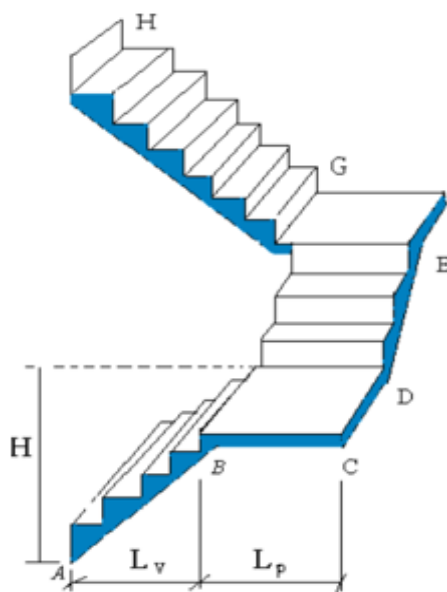


Fig. II.9. Escalier à trois volées

- Première et troisième volée :

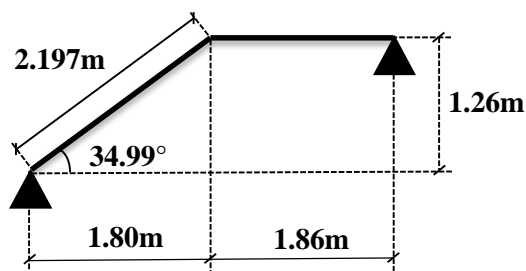


Fig. II.10. Schéma statique de la 1^{ère} et 3^{ème} volée

- Epaisseur de la paillasse :

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{(1.80)^2 + (1.26)^2} = 2.197m$$

$$L = L_v + L_p = 2.197 + 1.86 = 4.06m$$

$$\begin{cases} \frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{406}{30} \leq e \leq \frac{406}{20} \Rightarrow 13.53 \leq e \leq 20.30 \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{cases}$$

- On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

➤ **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 180 \text{ cm}$; $H = 126 \text{ cm}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0) \times n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 126 + 180) \times n + 2 \times 126 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **$n = 7$**

Le nombre de marche est : **$n - 1 = 6$**

➤ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :**

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

$$h = \frac{H}{n} = \frac{126}{7} = 18 \text{ cm}$$

Donc :

Le giron d'une marche est : **$g=30 \text{ cm}$**

La hauteur d'une contremarche est **$h = 18 \text{ cm}$**

- **Deuxième volée :** Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).

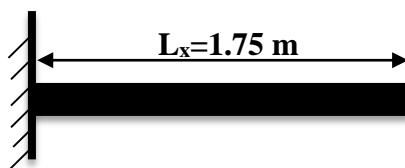


Fig. II.11. Schéma statique de la

2ème volée

➤ **Epaisseur de la paille :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e > \frac{lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{175}{20} \Rightarrow e \geq 8.75 \\ e \geq 1 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{pour deux heures de coupe - feu.} \end{array} \right.$$

On prend : $e = 14 \text{ cm}$.

➤ **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 60 \text{ cm}$; $H = 51 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0) \times n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 51 + 60) \times n + 2 \times 51 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marches est : **$n = 3$**

Le nombre de marches est : $n - 1 = 2$

➤ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :**

Donc :

Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contre marche est : $h = 18cm$

Type 2 : escalier droit à deux volées :

• **1^{ère} et 2^{ème} volée :**

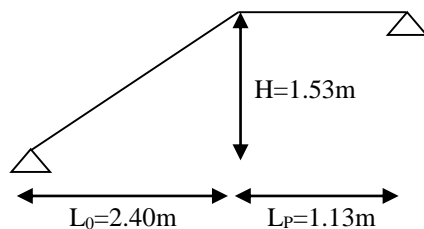


Fig. II.12. Schéma statique du type 2

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{(2.40)^2 + (1.53)^2}$$

$$L_v = 2.85m$$

$$L = L_v + L_p = 2.85 + 1.13$$

$$L = 3.98m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{398}{30} \leq e \leq \frac{398}{20} \Rightarrow 13.26 \leq e \leq 19.9 \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe - feu} \end{array} \right.$$

▸ On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

➤ **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 240 \text{ cm}$; $H = 113 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0) \times n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 136 + 212) \times n + 2 \times 136 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 8$

Le nombre de marche est : $n - 1 = 7$

➤ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30cm$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

Donc :

Le giron d'une marche est : $g=30\text{cm}$

La hauteur d'une contremarche est $h=17\text{cm}$

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1. Les Poutres :

II.3.1.1. poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante : leurs hauteurs est donnée par le critère de flèche qui est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

h : hauteur de la poutre.

L_{\max} : distance maximale entre nu d'appuis.

D'où : $L_{\max} = 570 - 30 = 540 \text{ cm}$

$$L_{\max} = 540 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm}$$

On prend: $h=45\text{cm}$

On a:

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5$$

On prend : $b=30\text{cm}$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes :

- $h = 45 \geq 30\text{cm}$condition vérifiée.
- $b = 30 \geq 20\text{cm}$condition vérifiée.
- $(h/b) = 1.5 \leq 4\text{cm}$condition vérifiée.

II.3.1.2. les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leurs hauteurs est donnée par le critère de flèche qui est :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

L_{\max} : Portée maximale entre nu d'appuis.

$$L_{\max} = 366 \text{ cm} \Rightarrow 24.4 \text{ cm} \leq h \leq 36.6 \text{ cm}$$

On prend : $h=35\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$.

On doit vérifier les dimensions adoptés vis-à-vis les exigences du RPA qui sont les suivantes :

- $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$condition vérifie.

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$condition vérifiée.
- $(h/b) = 1.16 < 4$condition vérifiée.

Après les vérifications on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.3.2. Les voiles :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé qui reprennent les efforts sismiques et les efforts verticaux.

Leur pré dimensionnement doit satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

- $e \geq \max [h_e/20 ; 15 \text{ cm}]$
- $L \geq 4 \cdot e$

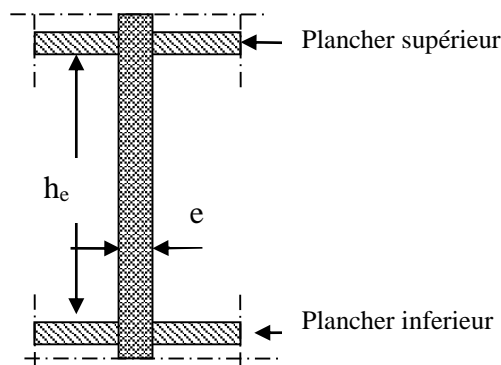


Fig. II.13. Coupe verticale d'un voile

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

Tous les niveaux :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm.}$$

Type 1 :

$$e \geq \frac{286}{20} \Rightarrow e \geq 14.3 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4 \times e$$

D'où :

$$L_{\min} \geq 60 \text{ cm}$$

Type 2 : (au niveau de la cage d'ascenseur)

Comme ce voile n'intervient pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera égale à 15 cm qui sont l'épaisseur minimale exigée par le RPA 99/2003.

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : $e = 15\text{cm}$

II.4. Evaluation des charges et surcharges :

➤ Plancher terrasse inaccessible :

Tab II.1. Évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible

Désignation	Densité	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillon	15	0.05	1.00
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Poids du plancher	-	0.20	2.85
Enduit de ciment	20	0.02	0.40
		Total	G = 6.73
			Q = 1

➤ Plancher étage courant :

Tab II.2. Evaluation des charges des planchers étages courants

Désignation	Densité	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
revêtement en carrelage	22	0.02	0,44
cloisons de répartition	-	0.1	1
mortier de pose	20	0.02	0,40
lit de sable	18	0.02	0,36
dalle en corps creux	14,25	0.20	2.8
enduit de plâtre	14	0.02	0.28
		Total	G = 5.28
			Q=1.5

➤ **Plancher Dalle pleine :**

Tab II.3. Évaluation des charges des planchers dalles pleines

Désignation	Densité	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
revêtement en carrelage	22	0.02	0,44
mortier de pose	20	0.02	0,40
lit de sable	18	0.03	0,54
dalle pleine	20	0.12	3
enduit en ciment	20	0.02	0.40
enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Total			G = 4.98
			Q = 3.5

➤ **Murs extérieurs :** Ce sont des murs en double cloisons séparés par une lame d'air.

Tab II.4. Evaluation des charges des murs extérieurs

Désignation	Densité	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment	20	0.02	0.40
Brique creuse	9	0.15	1.35
L'âme d'air	0	0.05	0
Brique creuse	9	0.10	0.90
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
Total			G = 2.85

II.5. Descente de charge :

II.5.1. La loi de dégression de charge :

D'après le DTR.BC.22 (Art.6.3), la surcharge d'exploitation sera calculé en effectuant la loi de dégression des charges qui s'applique uniquement pour les planchers des étages à usage d'habitation qui consiste à réduire la surcharge à chaque étage sauf pour le dernier niveau et l'avant dernier niveau.

Soient :

Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_i$: la charge d'exploitation des autres étages à partir du sommet

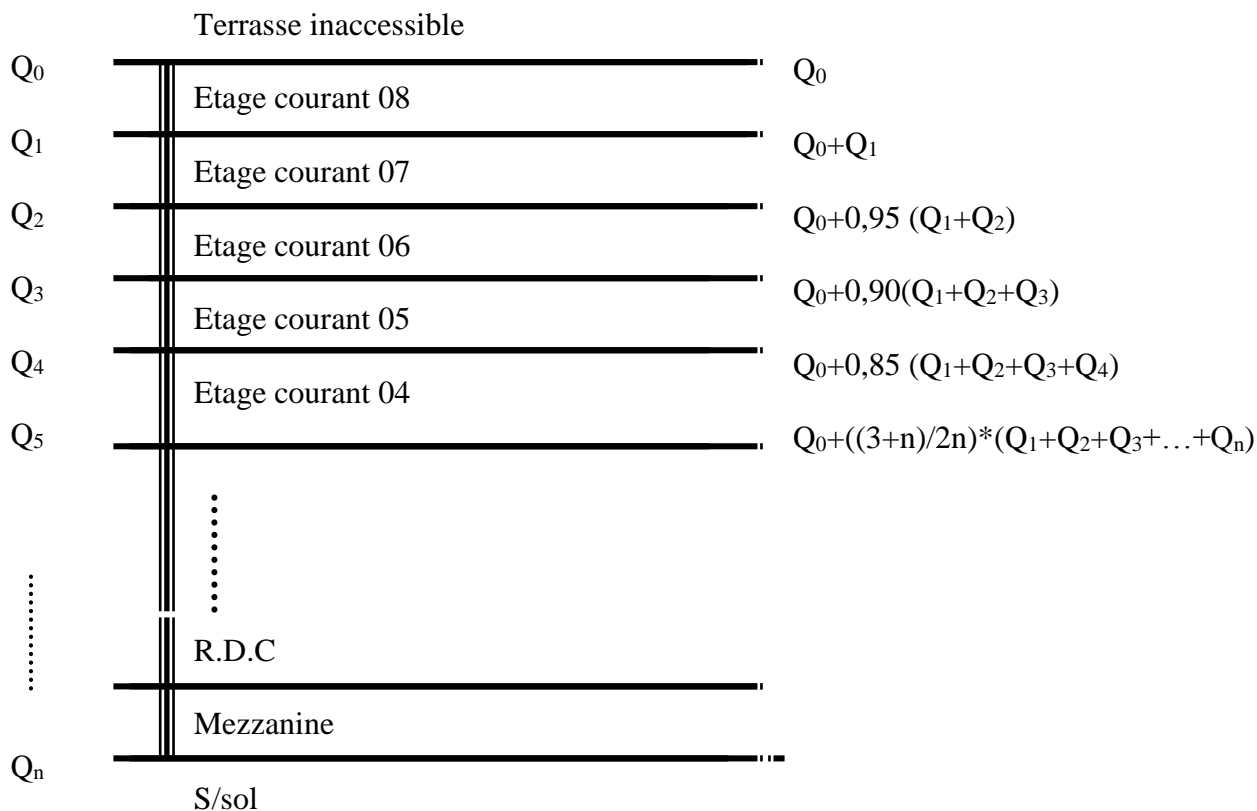


Fig. II.14. La loi de dégression de charge

Tab II.5. La loi de dégression de charge

Niveau	L'usage	Surcharge Q en (KN/m ²)
Terrasse	Inaccessible	1.00
Etage 7	Habitation	2.50
Etage 6	—	3.85
Etage 5	—	5.05
Etage 4	—	6.10
Etage 3	—	7.00
Etage 2	—	7.75
Etage 1	Commercial	8.50
Mezzanine	—	10.62
RDC	—	12.00
Sous-sol	—	14.97

II.5.1.1. La descente de charge pour le poteau (E-5) :

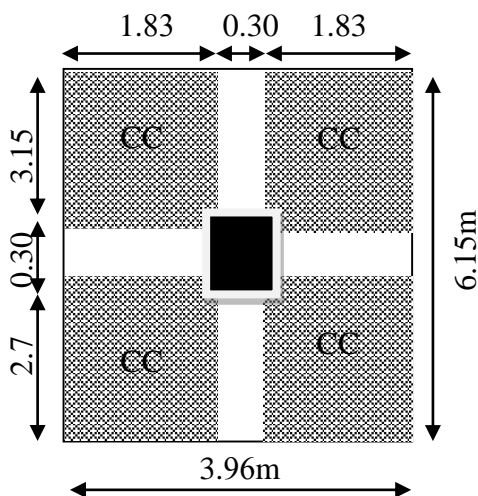


Fig. II.15. Surface qui revient au Poteau

Exemple de calcul :

- Surface afférente du plancher $S = (3.15 + 2.7) \times (2 \times 1.83) = 21.411m^2$
Surface totale : $S = 6.15 \times 3.96 = 24.354m^2$
- G : Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.73 \times 21.411 = 144.09KN$.
G : Plancher étage d'habitation : $G = 5.28 \times 21.411 = 113.05KN$
G : Plancher étage commercial, réception, consommation et parking :
 $G = 5.7 \times 21.411 = 122.04KN$
G : Poutres principales : $G = 25 \times [0.3 \times 0.45 \times (6.15 - 0.3)] = 19.74KN$.
G : poutre secondaire : $G = 25 \times [0.30 \times 0.35 \times (3.96 - 0.3)] = 9.6KN$.
G : $G_{poteau} = 25 \times (b \times h \times H)$

Tel que : $H = 3.06 - 0.45 = 2.61m$

- Q : Terrasse inaccessible : $Q = 1 \times 24.354 = 24.354KN$.
Q : étage courant : $Q = 1.5 \times 24.354 = 36.531KN$.

Tab II.6. Descente de charge pour le poteau (E-5)

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)	Nu(KN)
N ₁₁	Plancher terrasse inaccessible	144.09	24.354	281.46
	Poutre principale (PP)	19.74		
	Poutres secondaires (PS)	9.60		
	Poteau	8.00		
N ₁₀	Venant de N ₁	181.43	60.88	539.27
	Plancher étage courant	113.05		
	Poutres (PP+PS)	29.34		
	Poteau	8.00		
	Venant de N ₂	331.82		

N ₉	Plancher étage courant Poutres (PP+PS) Poteau	113.05 29.34 10.44	93.76	794.91
N ₈	Venant de N ₃ Plancher étage courant Poutres (PP+PS) Poteau	484.65 113.05 29.34 10.44	122.98	1045.06
N ₇	Venant de N ₄ Plancher étage courant Poutres (PP+PS) poteau	637.48 113.05 29.34 13.21	148.56	1293.49
N ₆	Venant de N ₅ Plancher étage courant Poutres (PP+PS) poteau	793.08 113.05 29.34 13.21	170.47	1536.42
N ₅	Venant de N ₆ Plancher étage courant Poutres (PP+PS) poteau	948.68 113.05 29.34 16.31	188.74	1778.07
N ₄	Venant de N ₇ Plancher étage de consommation Poutres (PP+PS) poteau	1107.38 122.04 29.34 16.31	207.00	2031.84
N ₃	Venant de N ₈ Plancher étage de réception Poutres (PP+PS) Poteau	1275.07 122.04 29.34 19.74	258.64	2340.31
N ₂	Venant de N ₉ Plancher étage RDC (commercial) Poutres (PP+PS) poteau	1446.19 122.04 29.34 19.74	292.24	2621.72
N ₁	Venant de N ₁₀ Plancher étage s-sol (parking) Poutres (PP+PS) Poteau	1617.31 122.04 29.34 19.74	364.58	2961.25
TOTAL		1788.43		

→ Selon le CBA93 (art B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.

$$\text{Tel que : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1788.43 + 1.5 \times 364.58 = 2961.25 \text{ KN}$$

Et après la majoration on trouve à la base :

$$N_u' = 1.1 \times (2961.25) = 3257.37 \text{ KN}$$

II.5.1.2. Poteau de la cage d'escalier (D-5) :

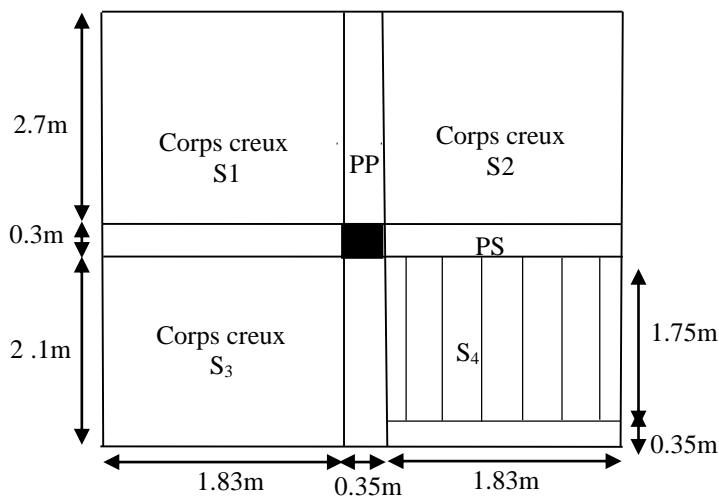


Fig. II.16. Surface qui revient au Poteau

• La surface revenant au poteau :

- Pour le plancher terrasse inaccessible :

$$S_{aff} = (2.7 + 2.1) \times (1.83 + 1.83) = 17.568 \text{ m}^2.$$

$$S_t = (2.7 + 0.3 + 2.1) \times (1.83 + 0.3 + 1.83) = 20.196 \text{ m}^2$$

- Pour les autres planchers :

$$S_1 = 2.7 \times 1.83 = 3.111 \text{ m}^2$$

$$S_2 = S_1$$

$$S_3 = 2.1 \times 1.83 = 3.843 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (1.75 \times 1.83) = 3.2025 \text{ m}^2$$

Donc :

$$S_{aff} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 13.2675 \text{ m}^2.$$

$$S_t = [(2.1 + 0.3 + 2.7) \times (1.83 + 0.3 + 1.83) - (1.83 \times 0.35)] = 19.5555 \text{ m}^2$$

• La longueur des poutres :

Poutres principales :

$$l = 2.7 + 2.1 = 4.8 \text{ m}$$

Poutres secondaires :

$$l = 2.83 \times 2 = 3.66 \text{ m}$$

• La hauteur des poteaux :

$$h = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$$

Tab II.7. Descente de charge pour le poteau (D-5)

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)	Nu(KN)
N ₁₁	Plancher terrasse inaccessible : 6.73*17.568	118.23	20.196	235.53
	Poutre principale (PP) : 25*4.8*0.3*0.45	16.20		
	Poutre secondaires (PS) : 25*3.66*0.3*0.35	9.60		
	Poteau : 25*0.35*0.35*2.61	8.00		
N ₁₀	Venant de N ₁₁	152.03	48.88	418.88
	Plancher étage courant : 5.28*13.285	70.14		
	Poutres (PP+PS)	25.8		
	Poteau : 25*0.35*0.35*2.61	8.00		
N ₉	Venant de N ₁₀	255.97	75.28	602.09
	Plancher étage courant	70.14		
	Poutres (PP+PS)	25.8		
	Poteau : 25*0.40*0.40*2.61	10.44		
N ₈	Venant de N ₉	362.35	98.75	780.91
	Plancher étage courant	70.14		
	Poutres (PP+PS)	25.8		
	Poteau : 25*0.40*0.40*2.61	10.44		
N ₇	Venant de N ₈	468.73	119.28	959.05
	Plancher étage courant	70.14		
	Poutres (PP+PS)	25.8		
	poteau : 25*0.45*0.45*2.61	13.21		
N ₆	Venant de N ₇	577.88	136.88	1132.81
	Plancher étage courant	70.14		
	Poutres (PP+PS)	25.8		
	poteau : 25*0.45*0.45*2.61	13.21		
N ₅	Venant de N ₆	687.03	151.55	1306.35
	Plancher étage courant	70.14		
	Poutres (PP+PS)	25.8		
	poteau : 25*0.50*0.50*2.61	16.31		
N ₄	Venant de N ₅	799.28	166.22	1487.42
	Plancher étage consommation : 5.70*13.285	75.72		
	Poutres (PP+PS)	25.8		
	poteau : 25*0.50*0.50*2.61	16.31		

N ₃	Venant de N ₈	917.11	207.68	1713.32
	Plancher étage mezzanine (réception)	75.72		
	Poutres (PP+PS)	25.8		
	Poteau : 25*0.55*0.55*2.61	19.74		
N ₂	Venant de N ₉	1038.37	234.66	1917.49
	Plancher étage RDC (commercial)	75.72		
	Poutres (PP+PS)	25.8		
	poteau : 25*0.55*0.55*2.61	19.74		
N ₁	Venant de N ₁₀	1159.63	292.74	2168.31
	Plancher étage s-sol	75.72		
	Poutres (PP+PS)	25.8		
	Poteau : 25*0.55*0.55*2.61	19.74		
TOTAL		1280.89		

$$N_u = 2168.31 \text{ KN}$$

Et après la majoration on trouve à la base :

$$N_u' = 2385.14 \text{ KN}$$

Remarque :

On remarque que l'effort le plus défavorable est donné par le poteau (E-5).

II.5.2. Vérifications :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

❖ Critère de résistance

On doit vérifier que la contrainte limite de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible.

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_u'}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u'}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

B : section du poteau

Tab II.8. Vérification du critère de résistance

Niveau	N _u (KN)	B (m ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
N ₁₁	309.60	0.1225	2.52	Vérifiée
N ₁₀	593.19	0.1225	4.84	vérifiée
N ₉	874.40	0.16	5.46	vérifiée
N ₈	1149.56	0.16	7.18	vérifiée
N ₇	1422.84	0.2025	7.02	vérifiée
N ₆	1690.06	0.2025	8.34	vérifiée
N ₅	1955.87	0.25	7.82	vérifiée
N ₄	2235.02	0.25	8.94	vérifiée
N ₃	2574.34	0.3025	8.51	Vérifiée
N ₂	2883.89	0.3025	9.53	Vérifiée
N ₁ (base)	3257.37	0.3025	10.76	Vérifiée

❖ Critère de stabilité de forme :

D’après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N'_u \leq N_{adm} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

A_s : est la section d’acier comprimé.

γ_b = 1.5 : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

γ_s = 1.15: Coefficient de sécurité de l’acier.

B_r : est la section réduite.

α : est un coefficient en fonction de l’élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

• si : λ ≤ 50 α = $\frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$

• si : 50 < λ ≤ 70 α = $0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$

→ L'élanement mécanique λ est donné par la relation suivante : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec : l_f : est la longueur de flambement ($l_f=0.7* L_0$)

i : est le rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

b : est le plus petit côté du poteau à vérifier

I : est le moment d'inertie (cas d'une section rectangulaire $I = \frac{h \times b^3}{12}$)

On aura :

$$\lambda = \frac{0.7 * l_0 * \sqrt{12}}{b}$$

→ D'après le BAEL91, $A_s=1\% * B_r$.

→ L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

$$Nu' = 1.1 * Nu$$

→ On doit vérifier que :

$$B_{r\text{ cal}} \geq Br' = \frac{Nu'}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Tab II.9. Vérification du critère de stabilité de forme

Poteaux	λ	α	N'_u (KN)	$B_{r\text{ cal}}$ (m ²)	Br' (m ²)	Condition
N ₁₁	21.20	0.849	309.60	0.1089	0.016	vérifiée
N ₁₀			593.19	0.1089	0.031	vérifiée
N ₉	18.55	0.803	874.40	0.1444	0.049	vérifiée
N ₈			1149.56	0.1444	0.065	vérifiée
N ₇	16.48	0.813	1422.84	0.1849	0.079	vérifiée
N ₆			1690.06	0.1849	0.094	vérifiée
N ₅	14.84	0.820	1955.87	0.2304	0.108	vérifiée
N ₄			2235.02	0.2304	0.123	vérifiée
N ₃	13.49	0.825	2574.34	0.2809	0.141	vérifiée
N ₂			2918.25	0.2809	0.160	vérifiée
N ₁ (base)			3291.74	0.2809	0.181	vérifiée

❖ **Critère du RPA99/v.2003 :**

En zone IIa on doit vérifier les conditions suivantes :

- $\min (b,h) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots(1)$
- $\text{Min} (b,h) \geq h_e/20 \dots\dots\dots(2)$
- $1/4 \leq b/h \leq 4 \dots\dots\dots(3)$

Avec : h_e est la hauteur libre d'étage.

Tab II.10. Vérification des conditions du RPA

Niveaux	Section (cm ²)	Conditions du RPA			Observation
		(1)	(2)	(3)	
S-sol, RDC Mezzanine	(55*55)	$55 \geq 25$	$55 \geq 13.05$	$1/4 \leq l \leq 4$	Vérifiée
étages 1 et 2	(50*50)	$50 \geq 25$	$50 \geq 13.05$	$1/4 \leq l \leq 4$	vérifiée
Etage 3 et 4	(45*45)	$45 \geq 25$	$45 \geq 13.05$	$1/4 \leq l \leq 4$	vérifiée
Etage 5 et 6	(40*40)	$40 \geq 25$	$40 \geq 13.05$	$1/4 \leq l \leq 4$	vérifiée
Etage 7 et 8	(35*35)	$35 \geq 25$	$35 \geq 13.05$	$1/4 \leq l \leq 4$	vérifiée

II.6. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- Les sections des poutres adoptées sont :

Poutres principales (30×45) cm²

Poutres secondaires (30×35) cm²

- Les sections des poteaux adoptées sont :

Poteaux sous-sol, mezzanine et RDC : (55*55)

Poteaux étage 1 et 2 : (50*50)

Poteaux étage 3 et 4 : (45*45)

Poteaux étage 5 et 6 : (40*40)

Poteaux étage 7 et 8 : (35*35).

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur.

III.2. Etude des planchers :

Les planchers sont des plaques horizontales réalisées en béton armé, délimitant les différents niveaux d'une structure. Leurs fonctions essentielles :

- **La résistance** : supporter son poids propre, les surcharges d'exploitations et transmettre les charges latérales aux éléments porteurs.
- **Le confort** : isolation thermique, phonique et coupe de feu.

III.2.1. Planchers à corps creux :

III.2.1.1. Méthodes de calculs des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales,

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis.

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a. Méthode Forfaitaire :

1. Domaine d'application :

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

Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).

- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

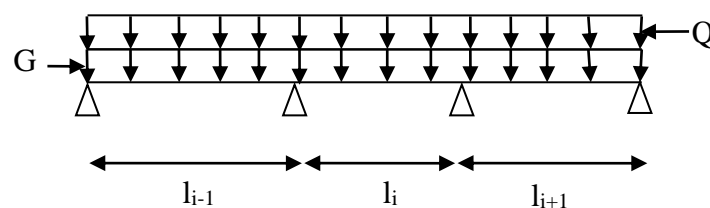


Fig. III.1. Schéma d'une Poutre continue

1. Application de la méthode :

• **Valeurs des moments :**

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier :

- $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1 + 0.3\alpha) M_0)$
- $M_t \geq (1 + 0.3\alpha) M_0/2$ dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :
 0.6 M_0 pour une poutre à deux travées.
 0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
 0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec :

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Remarque :

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0.15M_0$.

Tel que : $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^2)$

Avec : $M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$

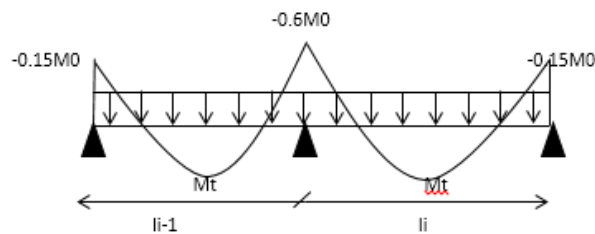


Fig. III.2. Moment sur une poutre de 2 travées

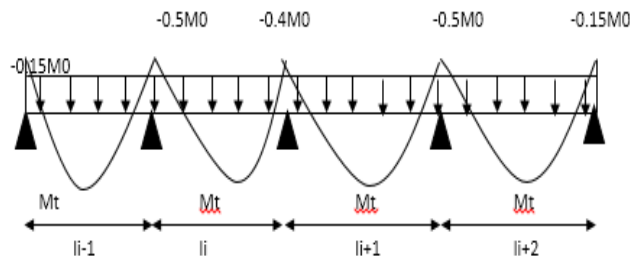


Fig. III.3. Moment sur poutre plus de 2 travées

- Evaluation de l'effort tranchant :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui Intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées

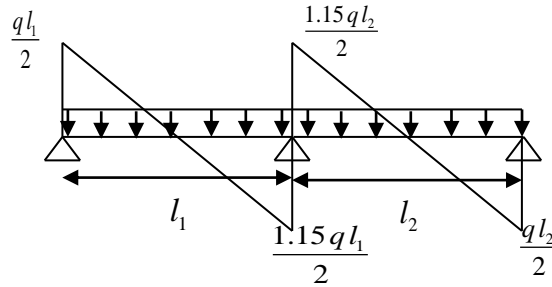


Fig. III.4. Effort tranchant sur une poutre à deux travées

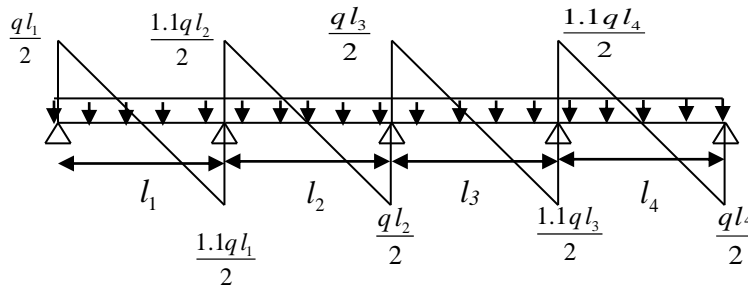


Fig. III.5. Effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

b. Méthode de Caquot (Annexe 2) :

On ne tient compte que des charges sur les travées encadrant l'appui considéré.

- **Moment en appui :**

$$M_2 = \frac{q_g \times l'^3_g + q_d \times l'^3_d}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

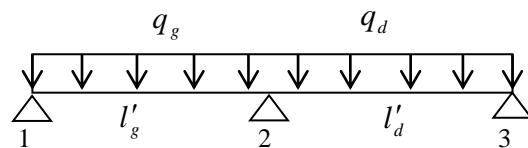


Fig. III.6. Schéma statique d'une poutrelle

M_2 : Moment à l'appui 2.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_g et q_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Avec :

$l' = 0.8 \times l$ Pour une travée intermédiaire.

$l' = l$ Pour une travée de rive.

- **Moment en travée :**

$$M_t = M_0 + \frac{M_g + M_d}{2}$$

Avec :

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

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} : \text{Moment isostatique.}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_g = \frac{M_g + M_d}{l} - \frac{q \times l}{2}$$

$$V_d = V_g + q \times l$$

- ❖ **Différents types de poutrelles :**

Dans notre projet on distingue cinq types de poutrelles qui sont classés dans le tableau suivant :

Tab III.1. Différents types de poutrelles.

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	

Remarque :

Dans notre projet on fait l'étude seulement pour le type 5 qui est le cas le plus défavorable :

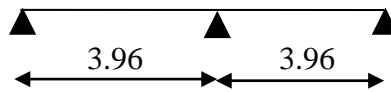


Fig. III.7. Schéma statique de poutrelle type (5)

❖ **Charges et surcharges revenant aux poutrelles :**

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

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

Tab III.2. Chargement des poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.73	1.0	10.58	6.88	7.73	5.02
Etages courants	5.28	1.5	9.37	6.09	6.78	4.40
Etage commercial	5.70	5.0	15.19	9.87	10.70	6.95

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

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2 \times G; 5 \text{ KN} / \text{m}^2)$.
 - Plancher terrasse inaccessible :
 - $G = 6.73 \text{ KN} / \text{m}^2$
 - $Q = 1.00 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.73; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.
 - Plancher étage courant :
 - $G = 5.28 \text{ KN} / \text{m}^2$
 - $Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.28; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.
 - Plancher étage commercial :
 - $G = 5.70 \text{ KN} / \text{m}^2$
 - $Q = 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 5 \leq \min(2 \times 5.28; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.
- I = constantVérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 3.96 / 3.96 = 1$ compris entre 0.8 et 1.25Vérifiée.
- F.P.N.....Vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

b. calcul des sollicitations :➤ **Poutrelles du Plancher terrasse inaccessible :**

Etant donné que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons procéder aux calculs des moments et des efforts tranchants.

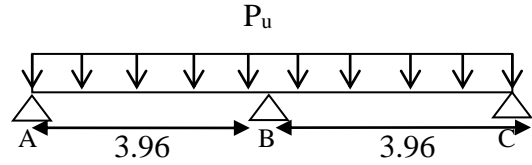
• **Moments isostatiques :**

Fig. III.8. Schéma statique d'une poutrelle

À l'ELU :

$$\text{Travée (A-B)} : M_0 = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,88 \times 3,96^2}{8} = 13,48 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (B-C)} : M_0 = 13,48 \text{KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B} : M_0 = 9,85 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C} : M_0 = 9,85 \text{KN.m}$$

• **Moments sur les appuis :**

- Appuis de rive :

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0,15 \times M_0$.

- Appuis intermédiaires :

$$\text{À l'ELU} : M_B = 0,6 \times M_{BC}^0 = 0,6 \times 13,48 = 8,08 \text{KN.m}$$

$$\text{À l'ELS} : M_B = 0,6 \times M_{BC}^0 = 0,6 \times 9,84 = 5,90 \text{KN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6,73} = 0,129$$

$$\alpha = 0,129 \Rightarrow \begin{cases} 1+0,3\alpha = 1,038 \\ 1,2+0,3\alpha = 1,23 \end{cases}$$

$$\text{À l'ELU} : \begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_t}{2} \geq \max[(1+0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} M_t \geq 1.038 \times 13.48 - \frac{8.08}{2} = 10.11 \text{KN.m} \\ M_t \geq 8.29 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} M_t \geq 1.038 \times 13.48 - \frac{8.08}{2} = 10.11 \text{KN.m} \\ M_t \geq 8.29 \text{KN.m} \end{cases}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} M_t \geq 7.38 \text{KN.m} \\ M_t \geq 6.05 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} M_t \geq 7.38 \text{KN.m} \\ M_t \geq 6.05 \text{KN.m} \end{cases}$$

• Les efforts tranchants :

À l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} V_A = \frac{6.88 \times 3.96}{2} = 13.62 \text{KN} \\ V_B = 1.15 \times V_A = 15.66 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} V_B = 1.15 \times \frac{6.88 \times 3.96}{2} = 15.66 \text{KN} \\ V_C = 13.62 \text{KN} \end{cases}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} V_A = \frac{5.02 \times 3.96}{2} = 9.93 \text{KN} \\ V_B = 1.15 \times V_A = 11.48 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} V_B = 1.15 \times \frac{5.02 \times 3.96}{2} = 9.93 \text{KN} \\ V_C = 11.48 \text{KN} \end{cases}$$

Tab III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.96	6.88	13.48	0.00	8.08	10.11	13.62	-15.66
B-C	3.96	6.88	13.48	8.08	0.00	10.11	15.66	-13.62

Tab III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.96	5.02	9.85	0.00	-5.90	7.38	9.93	-11.48
B-C	3.96	5.02	9.85	5.90	0.00	7.38	11.48	-9.93

➤ **Poutrelles du Plancher à usage d'habitation :**

$P_u = 6.09 \text{ KN/m ;}$

$P_s = 5.72 \text{ KN/m}$

$G = 5.28 \text{ KN/m}^2 ;$

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

$\alpha = 0.22$

$1 + 0.3 \times \alpha = 1.066$

$1.2 + 0.3 \times \alpha = 1.266$

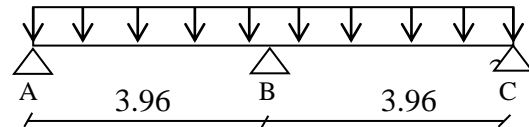


Fig. III.9. Schéma statique de la poutrelle

Tab III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'habitation

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.96	6.09	11.93	0.00	5.96	9.14	12.05	-13.85
B-C	3.96	6.09	11.93	5.96	0.00	9.14	13.85	-12.05

Tab III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'habitation

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.96	5.72	11.21	0.00	5.60	8.59	11.32	-12.45
B-C	3.96	5.72	11.21	5.60	0.00	8.59	12.45	-11.32

➤ **poutrelles du plancher commercial**

$P_u = 9.87 \text{ KN/m}$

$P_s = 6.95 \text{ KN/m}$

$G = 5.70 \text{ KN/m}^2$

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

$\alpha = 0.485$

$1.2 + 0.3 \times \alpha = 1.340$

$1 + 0.3 \times \alpha = 1.140$

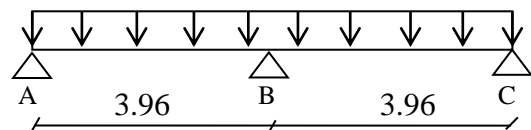


Fig. III.10. Schéma statique de la poutrelle

Tab III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commercial

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.96	9.87	19.34	0.00	-11.60	16.25	19.54	-22.47
B-C	3.96	9.87	19.34	-11.60	0.00	16.25	22.47	19.54

Tab III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commercial

Travée	L (m)	P _s (KN.m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.96	6.95	13.62	0.00	-8.17	11.44	13.76	-15.82
B-C	3.96	6.95	13.62	-8.17	0.00	11.44	15.82	13.76

III.1.7. Ferrailage des poutrelles :

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations Maximales.

❖ **Ferrailage longitudinales :**

En travées :

$$M_t = 10.11KN.m$$

$$M_a = 8.08KN.m$$

$$M_a^{rive} = 0.15 \times 13.48 = 2.02KN.m$$

$$V_u = 13.62KN$$

Calcul de M_{TU} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.059MN.m$$

$$M_{tu} = 0.059MN.m$$

Béton Armé IUP GCI3 (Article 4.4.2)

$$M_t^{max} = 10.11 \times 10^{-3} MN.m$$

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

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{10.11 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.033 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348Mpa$$

On à : $\mu_l = 0.392$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \rightarrow \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

Calcul de A :

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033}) = 0.068$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.053) = 0.175m$$

$$A_t = \frac{10.11 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 1.66 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_t = 1.66 cm^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 cm^2$$

$$A_{\min} < A_t \Rightarrow C \text{ est vérifié.}$$

$$\text{Soit : } A = 3T10 = 2.37 cm^2$$

a. Aux appuis :

- appuis intermédiaires :

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$M_{tu} = 10.11 \times 10^{-3} MN.m$$

$$M_a^{\text{int}} = 8.08 \times 10^{-3} MN.m$$

$$\Rightarrow M_{tu} > M_a^{\text{int}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.08 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.175$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = 3.5\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 Mpa$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.0399$$

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

$$A = \frac{M_a^{\text{int}}}{f_{st} \times z} \quad \text{Avec : } Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.175}) = 0.24$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.24) = 0.162m$$

$$A = \frac{8.08 \times 10^{-3}}{348 \times 0.162} = 1.43 cm^2$$

- appui de rive :

$$M_a^{rive} = 2.29 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.29 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.049$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.062$$

$$z = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.062) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2.29 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.37 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

- appuis intermédiaires :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}}$$

On choisit : A = 2T12 = 2.26 cm²

- appui de rive :

$$A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}}$$

On choisit : A = 1T8 = 0.5 cm²

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 17.01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{17.01 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.945 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

b. Ferrailage transversales :

On choisit un étrier Φ_6

$$A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ L'espacement :

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

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

K=1 flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ Flexion simple, armatures droites.

$$St \leq A_l \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$St = 0.351 \text{ m} = 35.1 \text{ cm.}$$

$$St \leq 35.1 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_l \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

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

❖ **Vérification à l'effort tranchant :**

a. vérification des A_l à V_u de l'appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(17.01 \times 10^{-3} - \frac{9.18 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.14 \text{ cm}$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (n'a pas d'influence sur les A_l)

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u = 0$.

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 17.01 \times 10^{-3} = 0.489 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.489 \text{ cm}^2$$

Or, $A_l = 1T10 + 1T12 + 2T10 + 1T10 = 3.95 \text{ cm}^2$ C'est vérifiée.

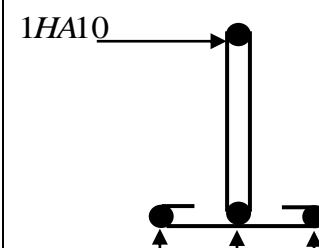
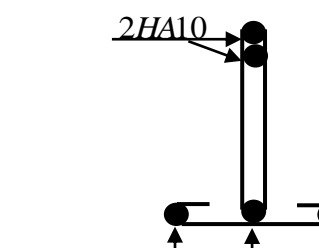
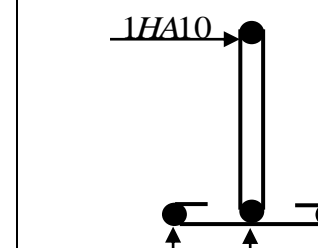
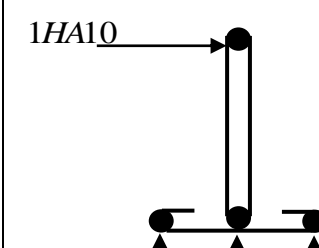
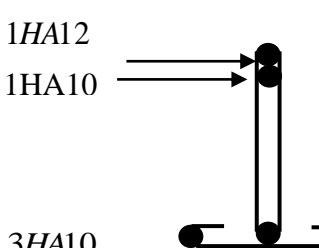
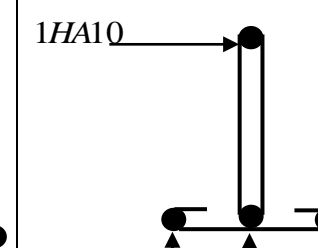
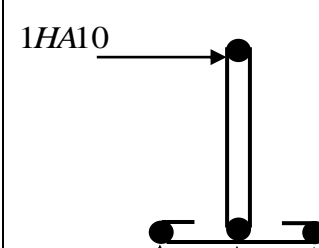
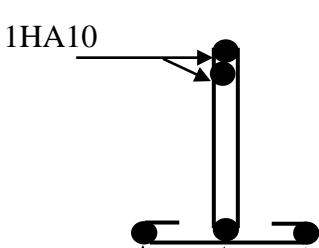
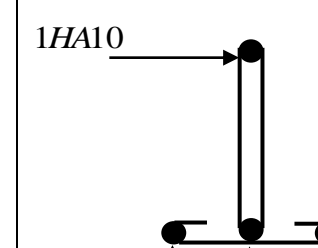
b. Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{17.01 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.11 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 3.25 \text{ MPa}$ C'est vérifiée.

Tab III.9. Schéma de ferrailage des poutrelles

type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
plancher Terrasse	 <p>1HA10</p> <p>3HA10</p>	 <p>2HA10</p> <p>3HA10</p>	 <p>1HA10</p> <p>3HA10</p>
Etage courant	 <p>1HA10</p> <p>3HA10</p>	 <p>1HA12</p> <p>1HA10</p> <p>3HA10</p>	 <p>1HA10</p> <p>3HA10</p>
Etage commercial	 <p>1HA10</p> <p>2HA10 + 1HA12</p>	 <p>1HA10</p> <p>2HA10 + 1HA12</p>	 <p>1HA10</p> <p>2HA10 + 1HA12</p>

❖ Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des barres de type rond lisses de nuance f_{e235} .

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.1}{2} = 0,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte :

$$A_{\perp} = 5\phi 6 / ml = 1,41cm^2 \quad \text{avec un espacement de 20 cm.}$$

$$A_{//} = 3\phi 6 / ml = 0.85cm^2 \quad \text{avec un espacement de 33 cm.}$$

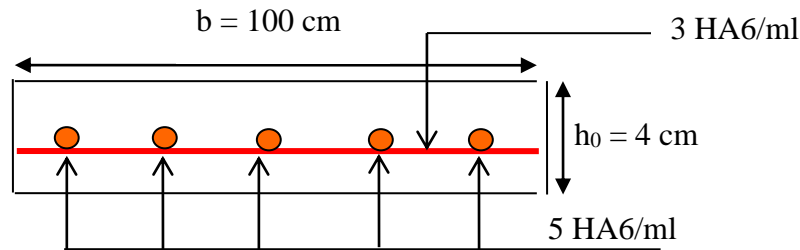


Fig. III.11. Schéma du ferrailage de la dalle de compression

❖ **Vérification des poutrelles à l'ELS :**

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

a. En travée :

$$M_t^{\max} = 12.24KN.m$$

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = -1.205 \times 10^{-4}$$

L'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul de section en T

Vérification des contraintes :

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

$$A' = 0$$

$$\frac{0.65}{2}y^2 + [15 \times 3.05 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.04]y - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times 0.18 - (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$0.325y^2 + 0.02657y - 3.835 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = 0.0012 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.034$$

$$y = \frac{-0.02657 \pm 0.034}{2 \times 0.325} \Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.011m \\ y_2 = -0.1m \end{cases}$$

$$y = -0.1m = -10cm$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times (0.011)^3 - (0.650 + 0.011) \times \frac{(0.011 - 0.04)^3}{3} + 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.22 + 0.011)^2 \Rightarrow I = 2.497 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{6.81 \times 10^{-3}}{2.497 \times 10^{-4}} \times 0.011$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 0.3MPa \\ \sigma_{bc} = 15MPa \end{cases}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que σ_{bc} (σ_{sc} est toujours vérifiée)

b. En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 6.81 \times 10^{-3} MN.m$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.85 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.131 \times 10^{-4}$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression.

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

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15 \times 1.85 \times 10^{-4} y - 15 \times 1.85 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.046$$

$$y_1 = -0.066m$$

$$y_2 = 0.075m$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 0.217 \times (0.075)^3 + 15 \times 1.85 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.075)^2$$

$$I = 1.22 \times 10^{-4} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.81 \times 10^{-3}}{1.22 \times 10^{-4}} \times 0.075 = 4.186 MPa$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :** **BAEL 91**(Article B-6-3)

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Evaluation de la flèche **BAEL 91**(Article B.6.5) et le **CBA 93**.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{396} = 0.05 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{396}{500} = 0.79 cm$$

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

f_{ij} : 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).

Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :

$$y = 10cm$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 46261.33cm^4$$

$$I = 1221cm^4$$

$$A_s = 3.05cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.05}{10 \times 18} = 0.017$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2Mpa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4Mpa$$

Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2}\right)} ; \sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2}\right)} ; \sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2}\right)}$$

Inerties fictives (If) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.852 \text{KN} / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.70 = 3.70 \text{KN} / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.70 + 5) = 6.95 \text{KN} / m$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{1.852 \times 3.96^2}{8} = 3.63 \text{KN} \cdot m$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.70 \times 3.96^2}{8} = 7.25 \text{KN} \cdot m$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{6.95 \times 3.96^2}{8} = 13.62 \text{KN} \cdot m$$

$$y = 10 \text{cm}$$

$$I_0 = 46261.33 \text{cm}^4$$

$$I = 1221 \text{cm}^4$$

$$A_s = 3.05 \text{cm}^2$$

$$\rho = 0.017$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.017} = 2.51$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.51 = 1.00$$

$$\sigma_{sj} = \frac{3.63 \times 10^{-3}}{3.05 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.1}{2})} = 91.55 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{7.25 \times 10^{-3}}{3.05 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.1}{2})} = 182.84 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{13.62 \times 10^{-3}}{3.05 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.1}{2})} = 343.50 \text{Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 91.55 + 2.1} = 0.55$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 182.84 + 2.1} = 0.747$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 343.50 + 2.1} = 0.855$$

$$I_{ij}^c = \frac{1.1 \times 46261}{1 + 2.51 \times 0.55} = 21376.64 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig}^c = \frac{1.1 \times 46261}{1 + 2.51 \times 0.747} = 17700.04 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip}^c = \frac{1.1 \times 46261}{1 + 2.51 \times 0.852} = 16213.72 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg}^c = \frac{1.1 \times 46261}{1 + 1 \times 0.85} = 27506.54 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{3.63 \times 10^{-3} \times 3.96^2}{10 \times 32164.2 \times 21376.64 \times 10^{-8}} = 0.00082 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{7.25 \times 10^{-3} \times 3.96^2}{10 \times 32164.2 \times 17700.04 \times 10^{-8}} = 0.002 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{13.62 \times 10^{-3} \times 3.96^2}{10 \times 32164.2 \times 16213.72 \times 10^{-8}} = 0.0022 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{13.62 \times 10^{-3} \times 3.96^2}{10 \times 10721.4 \times 16213.72 \times 10^{-8}} = 0.012 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.012 - 0.0082 + 0.002 - 0.0022 = 0.0004 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.40 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.998 \text{ cm}$$

Le ferrailage est donné dans le tableau suivant :

Tab III.10. Ferrailage des poutrelles

Planchers	$M_t = 12.24 \text{ KN.m}$				$M_a^{int} = 9.19 \text{ KN.m}$				$M_a^{riv} = 2.29 \text{ KN.m}$			
	μ_{bu}	α	Z (M)	A Cm ²	μ_{bu}	α	Z (M)	A Cm ²	μ_{bu}	α	Z (M)	A Cm ²
Terrasse inaccessible	10.11				0.00				2.29			
	0.25	0.36	0.153	3.39					0.049	0.062	0.175	0.376
Etage courant	9.14				5.96				1.79			
	0.03	0.038	0.174	1.50	0.038	0.048	0.176	0.98	0.063	0.243	0.174	0.30
Poutrelles du plancher Commercial	16.25				0.00				2.90			
	0.176	0.243	0.162	2.88					0.063	0.081	0.174	0.30

Choix des barres et vérification au cisaillement :

Tab III.11. Choix des barres de ferrailage

Poutrelles	En travée	En appuis intermédiaire	En appuis de rive	V_u KN	τ Mpa	$\bar{\tau}$ Mpa
terrasse inaccessible	2T12=2.26cm ²	1T12+1T10=1.92cm ²	1T8 =0.5 cm ²	19.00	0.86	3.25
plancher d'habitation	2T12=2.26cm ²	1T12+1T10=1.92cm ²	1T8 =0.5 cm ²	17.53	0.79	
plancher Commercial	3T12=3.39cm ²	2T12=2.26m ²	1T10=0.79cm ²	27.48	1.24	

Choix des armatures transversales :

Pour tous les types de poutrelles on prend $A_t = 2 \times \phi_6 = 0.57$

L'espacement $S_t = 15cm$ Pour toutes les poutrelles.

Vérification à l'ELS :

a. Etat limite de compression de béton :

Tab III.12. Vérification des états limites de compression du béton

	En travée			En appui			$\bar{\sigma}$ Mpa
	M_t KN.m	I cm ⁴	σ Mpa	M_a KN.m	I cm ⁴	σ Mpa	
Terrasse inaccessible	11.35	28564	3.97	9.62	17100	0.37	15
Plancher d'habitation	14.56	28564	5.12	12.27	17100	0.581	
Plancher commercial	17.20	33953.31	5.21	12.28	22039.6	2.95	

b. Etat limite de déformation :

Tab III.13. Vérification des états limites de déformation

	q_{jser} KN/m	q_{gser} KN/m	q_{pser} KN/m	M_{jser} KN.m	M_{gser} KN.m	M_{pser} KN.m	I_0 cm ⁴	ρ	λ_i	λ_v
Terrasse inaccessible	2.08	3.82	4.79	6.47	11.89	14.93	78270.00	0.01	4.26	1.70
Plancher d'habitation	2.08	3.445	4.42	6.47	10.72	13.75	61066.66	0.01	4.26	1.70
Plancher commercial	2.08	3.445	6.69	6.47	10.72	20.82	79965.00	0.015	2.77	1.10

	σ_{sj} Mpa	σ_{sg} Mpa	σ_{sp} Mpa	μ_j	μ_g	μ_p	I_{fij} cm ⁴	I_{fig} cm ⁴	I_{fip} cm ⁴
Terrasse inaccessible	162.66	298.92	375.35	0.572	0.738	0.785	25031.25	20758.42	19801.40
Plancher d'habitation	159.49	264.25	338.94	0.56	0.71	0.76	19840.89	16690.68	1581.73
Plancher commercial	113.26	187.67	364.48	0.595	0.731	0.85	33149.17	29016.32	26162.27

	I_{vg} cm ⁴	f_{ji} mm	f_{gi} mm	f_{pi} mm	f_{gv} mm	Δf mm	f_{adm} mm
Terrasse inaccessible	38187.26	2.00	2.40	2.50	3.90	2.0	9.98
Plancher d'habitation	30436.48	2.5	4.9	6.7	10	9.00	9.98
Plancher commercial	48598.91	1.5	2.8	5.8	8.2	9.7	9.98

III.3. Plancher à dalle pleine :

III.3.1. Dalle pleine des balcons :

a. Dalle sur deux appuis (type 1) :

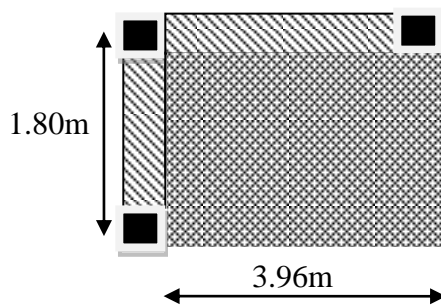


Fig. III.12. Dalle pleine type1

$$\rho = \frac{180}{396} = 0.45$$

Donc la dalle travaille selon les deux sens.

• **Calcul du chargement :**

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.98 + 1.5 \times 3.5 = 11.97 \text{KN/ml.} \\ q_s = 4.98 + 3.5 = 8.48 \text{KN/ml.} \end{cases}$$

• **Calcul de M_{x0} et M_{y0} :**

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1036 \times 11.97 \times 1.80^2 = 4.01 \text{KN/ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.25 \times 4.01 = 1.002 \text{KN/ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1063 \times 8.48 \times 1.80^2 = 2.92 \text{KN/ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.3234 \times 2.92 = 0.94 \text{KN/ml} \end{cases}$$

• **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

- **En travée :**

$$\begin{cases} M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 2.48 \text{KN.m} \\ M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 0.79 \text{KN.m} \\ M_u^x = 0.85 M_{0u}^x = 3.40 \text{KN.m} \\ M_u^y = 0.85 M_{0u}^y = 0.79 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **En appuis :**

$$\begin{cases} M_u^x = M_u^y = -0.5M_{0u} = -2.005KN.m \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5M_{0ser} = -0.47.KN.m \end{cases}$$

• **Ferrailage**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

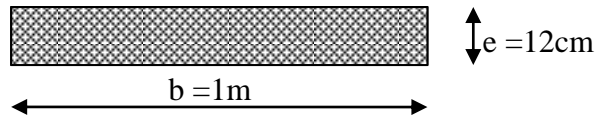


Fig. III.13. Section de la dalle pleine a ferrailé

Le tableau III.14 résume le calcul des armatures en travées et en appuis

Tab III.14. Calcul du ferrailage de la dalle du balcon type1.a

En travée	Sens x	A_{cal} (cm ² /m)	A_{min} (cm ² /m)	A_{opt} (cm ² /m)	S_t (cm)
		0.48	1.21	4HA8=2.01	25
	Sens y	0.14	0.96	4HA8=2.01	25
En appuis	Sens x-y	0.33	1.19	4HA8=2.01	25

Avec :

$$A_{x_{min}} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e$$

$$A_{y_{min}} = 0.0008 \times b \times e$$

• **Vérification diverse :**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{11.97 \times 3.96}{3} = 15.80KN$$

$$V_u^y = \frac{P \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 15.40KN$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{15.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.154MPa$$

$$\tau_{bu}^{max} \leq \tau_{adm} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.154MPa \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

- Vérification des espacements :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée (sens principale)} \\ S_t = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée (sens secondaire)} \end{array} \right.$$

- Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$

Et on a : $A_l = 2.01$ et $V_{\max} = 15.40 \text{ KN} \Rightarrow 2.01 > 0.4\text{cm}^2$

- Vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

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

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

Le tableau III.25 suivant illustre les résultats de calcul

Tab III.15. Vérification des contraintes

	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	- 2.005	1202.96	1.6	2.7	15
Travées (x)	2.48	1680.77	1.9	3.9	
Travées (y)	2.56	1241.22	1.6	3.3	

Schéma de ferrailage :

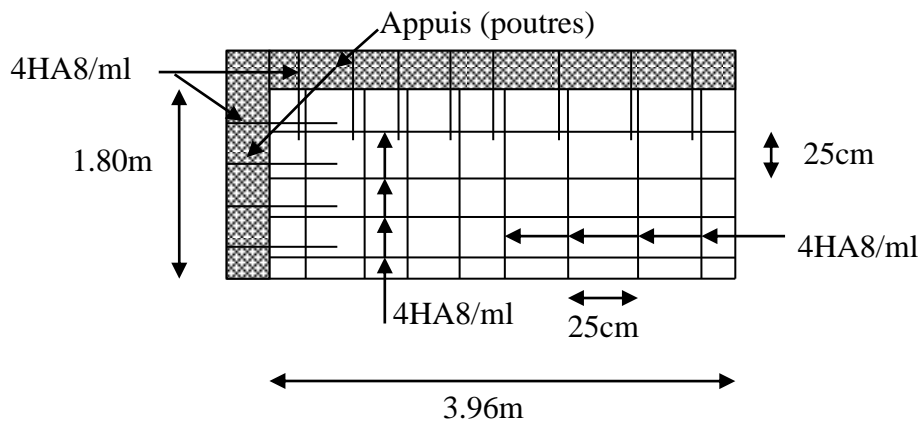


Fig. III.14. Schéma de ferrailage des dalles des balcons

Dalle sur deux appuis (type 2) :

$$\rho = \frac{150}{396} = 0.37$$

la dalle porte sur un seul sens.

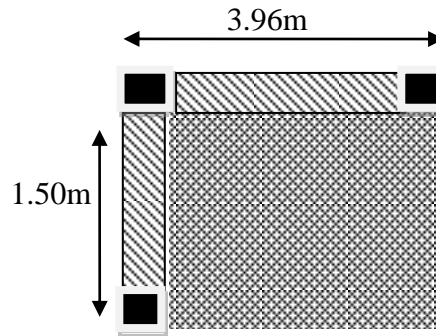


Fig. III.15. Dalle pleine type2

➤ **Calcul à l'ELU : [BAEL91]**

$$L_y = 3.96m$$

$$L_x = 1.5$$

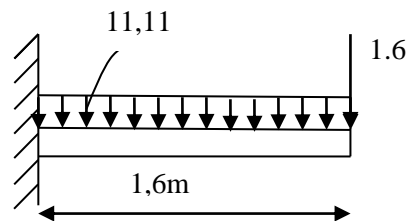


Fig. III.16. Schéma de la dalle

Evaluation des charges :

$$G = 4.98KNm^2$$

$$Q = 3.5KNm^2$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.97KN.m$$

$$P_s = G + Q = 8.48KN.m$$

$$L_x = 1.50m$$

$$L_y = 3.96m$$

$$\rho = 0.37 < 0.4$$

- **Les sollicitations**

$$M_U = \frac{P_u * l^2}{2} + Q_{gu} * l$$

$$M_U = 15.71 KN.m$$

- $V_u = P_u * l + Q_{gu} = 19.45Kn.m$

- **Ferraillage**

- ✓ **Armatures principales**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

Les résultats sont montrés sur le tableau suivant :

$b = 100cm$, $h = 12cm$, $d = 10cm$, $f_{bu} = 14,2 Mpa$.

Tab III.16. ferrailage de panneau sur 01 appui.

M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
15.71	0,110	0.146	0,169	5.12	5T12=5.65

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

✓ **Armatures secondaires**

$$A_{sec} = \frac{A_{min}}{3} = \frac{5.65}{3} = 1.88cm^2$$

$$A_{sec} = \frac{A_{min}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2$$

On adopte : 5T8 = 2.51 cm².

✓ **Espacement des barres**

// à l_x : St ≤ min (3.12, 33cm) = 33 cm.

// à l_y: St ≤ min (4.12, 40cm) = 40 cm.

On prend :

Parallèle à l_x : St =15 cm.

Parallèle à l_y : St =20 cm.

Vérifications : [BAEL91]

✓ **l'effort tranchant**

b =100 cm, d = 10cm, Vu = 10,31 KN.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b * d} = \frac{19.45}{1000 * 1 * 0.10} = 0.194 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

✓ **condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{ft_{28}}{fe} = 0,23 * 100 * 10 * \frac{2,1}{400} = 1,20 \text{ cm}^2 < 6.16cm^2 \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

➤ **à l'ELS**

• **la contrainte dans le béton**

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

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + Q_{gs} \times l = \frac{8.48 \times 1,5^2}{2} + 1.5 \times 1,5 = 11.79KN.m$$

$$\sigma_{bc} = 8.19MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

• **la flèche**

$$\frac{h_l}{l} = \frac{0,12}{1,5} = 0,075 > \frac{1}{16} = 0.0675$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0025 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

Dalle sur trois appuis (type 3) :

- **Calcul du chargement :**

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.98 + 1.5 \times 5 = 14.22 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 4.98 + 5 = 9.98 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

- **Ferraillage:**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

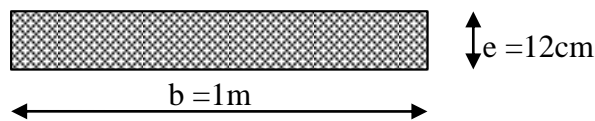


Fig. III.17. Section de la dalle pleine a ferrailé

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (tab.III.17) suivant :

Tab.III.17. Calcul du ferraillage de la dalle D₂

	Localisation	M ⁰ (KN)		M ^t (KN)		A _{cal} (cm ² /m _l)	A _{min} (cm ² /m _l)	A _{opt} (cm ² /m _l)	S _t (cm)
		ELU	ELS	ELU	ELS				
En travée	Sens x	14.68	10.27	12.47	8.73	3.76	0.96	4HA12=4.52	25
	Sens y	2.26	1.58	1.92	1.34	0.56	0.96	4HA8=2.01	25
En appui	Sens x, y	/	/	-7.34	-5.14	2.17	0.96	4HA10=3.14	25

Avec : $A_{y \min} = A_{x \min} = 0.0008 \times b \times e$

- **Vérification diverse :**

a. A l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{14.22 \times 1.7}{2} = 12.08 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} \leq \tau_{adm} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

- **Vérification des espacements**

$$\begin{cases} S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm vérifiée (sens principale)} \\ S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm vérifiée (sens secondaire)} \end{cases}$$

- Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$

Et on a : $A_l = 5.65 \text{ cm}^2$ et $V_{\max} = 7.11 \text{ KN} \Rightarrow 2.01 \geq 0.2 \text{ cm}^2$

b .A l'ELS :

-vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

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

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

Le tableau (tab III.18) suivant illustre les résultats de calcul

Tab III.18. Vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	I(cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	-5.14	2037.75	2.2	4.9	15
Travées (x)	8.73	3594.1	2.8	6.8	15
Travées (y)	1.34	1191.11	1.6	1.8	15

D'après le tableau on remarque que les contraintes sont vérifiées

Schéma de ferrailage

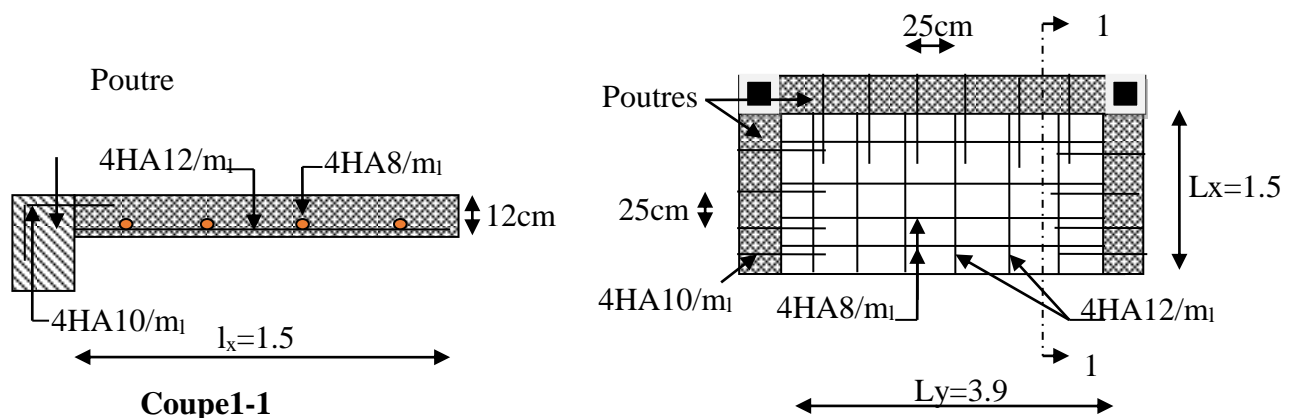


Fig. III.18. Schéma de ferrailage de type (3)

III.4. Etude de l'escalier :

L'étude consiste à déterminer les sollicitations dans l'escalier et le ferrailage nécessaire pour reprendre ces charges. Les escaliers de notre structure sont identiques à tous les étages. Ce sont des escaliers à trois volées. Leurs calcul se fait comme suit.

1. Calcul de la 1^{ère} et la 3^{ème} volée :

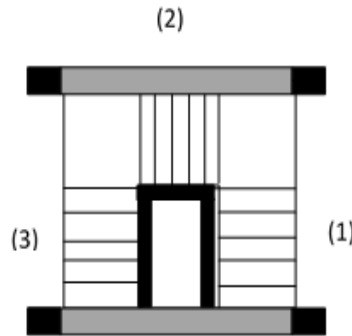


Fig. II.19. Vue en plan de l'escalier type (1)

$G_p = 4.36 \text{ KN/m}^2$

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

$G_v = 7.09 \text{ KN/m}^2$

$e = 12 \text{ cm}$

à l'ELU

$P_{uv} = 1.35 * G_v + 1.5 * Q = 13.32 \text{ KN/ml}$

$P_{up} = 1.35 * G_p + 1.5 * Q = 9.64 \text{ KN/m}$

Calcul des sollicitations

Les réactions d'appuis

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A = \frac{(P_{uv} \times 1.80)(1.86 + 0.9) + P_{up} \times 1.86 \times (1.86 / 2)}{366} = 22.74 \text{ KN}$$

D'autre part ;

$R_A + R_B = 42.08 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 19.37 \text{ KN}$

Calcul des moments fléchissant

Pour le calcul on utilise la méthode de la RDM

$0 \leq x \leq 1.80 \text{ m} ;$

$M_z = R_A * x - P_{uv} * x^2 / 2 \Rightarrow x = 0 : M_z = 0 \text{ Kn.m}$

$x = 1.80 : M_z = 19.26 \text{ kN.m}$

$1.80 \leq x \leq 3.66 \text{ m} ;$

$M_z = R_A * x - P_{uv} (x - 0.69) * 2.12 - P_{up} * (x - 2.12)^2 * 0.5$

$$\begin{cases} x = 1.80 \text{ m} ; M_z = 19.26 \text{ KN.} \\ x = 3.66 \text{ m} ; M_z = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment max en travée

$$dM_z/dx = 0 \Rightarrow x = 1.95 \text{ m} \Rightarrow M_{0\max} = 19.42 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5M_{0\max} = -9.71 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75M_{0\max} = 14.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L'effort tranchant max

$$T_{\max} = 22.74 \text{ KN}$$

à l'ELS

$$P_{sp} = G_v + Q = 6.86 \text{ KN/m}$$

$$P_{sv} = G_p + Q = 9.59 \text{ KN/m}$$

$$M_{0\max} = 13.92 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5M_{0\max} = -6.96 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75M_{0\max} = 10.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de un mètre. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.19. Résultats de ferrailage de la 1^{ère} et la 2^{ème} volée

Zone	M _u (KNm)	μ _{bu}	α	Bras de levier z(m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	Section choisie A _s (cm ² /ml)	espacement S _t (cm)
appui	9.71	0.047	0.060	0.117	2.38	5HA8=2.51	20
travée	14.56	0.0714	0.092	0.115	3.62	5HA10=3.93	20

Armatures de répartition

En travée :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 5\text{HA}8/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad S_t = 20 \text{ cm}$

En appuis :

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r^a = 5\text{HA}8 / \text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Vérifications à l'Etat Limite Ultime

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.1 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

En travée : $A^t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$ vérifiée

En appuis : $A_a = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$ vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_u \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{22.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.227 < \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{MPa}$$

- **Vérification des espacements**

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

- Armatures principales : $S_t = 20 \text{cm} < \min(3.e, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$
- Armatures secondaires : $S_t = 25 \text{cm} < \min(4.e, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm}$

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15 V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_t + A_a = 3.93 + 2.51 = 6.44 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 6.44 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 20.94 \times 10^{-3}}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Vérifications à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Contrainte d'adhérence**

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les(HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{st}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$b = 1 \text{ m}$; $S_t = 20 \text{ cm}$; $n = 5$ barres.

$$\Rightarrow \sum U_i = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = 0.93 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifier}$$

- **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

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

$$R_A = 13.84 \text{ KN}$$

$$R_B = 16.34 \text{ KN}$$

$$M^{\max}(x = 1.95 \text{ m}) = 13.92 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 13.92 = -10.44 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times 13.92 = -6.96 \text{ KN.m}$$

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.20. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Mser (KN.m)	I (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	11.83	6.846510 ⁻⁵	0.035	6.1508	15
Appuis	5.56	4.539110 ⁻⁵	0.028	3.5176	15

▪ **État limite de déformation**

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{295} = 0.0347 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise

$$\text{égale à : } f_{adm} = \frac{L}{500}, \text{ ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 0.59 \text{ cm}$$

Données de calcul

$$y = 3.92 \text{ cm}$$

$$I = 8.995 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$E_i = 32456.59 \text{ MPa}$$

$$E_v = E_i/3 = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

$$I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 12 + 15 \times 3.93 = 1258.95 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1258.95} \times \left(\frac{100 \times 12^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 10 \right) = 6.187 \text{ cm}$$

$$V_2 = 12 - 6.187 \Rightarrow V_2 = 5.813 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (6.187^3 + 5.813^3) + 15 \times 3.93 \times (5.813 + 2)^2 \Rightarrow 19006.4 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 10} = 0.00393$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00393 \times (2 + 3)} = 5.34$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.13$$

$$q_{jv} = 6.74 \text{ KN/m}$$

$$q_{jp} = 1.51 \text{ KN/m}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times 6.32 = 4.74 \text{ KN.m}$$

$$q_{gv} = 7.09 \text{ KN/m}$$

$$q_{gp} = 4.36 \text{ KN/m}$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times 6.47 = 4.85 \text{ KN.m}$$

$$q_{pv} = G + Q = 7.09 + 2.5 = 9.59 \text{ KN/m}$$

$$q_{pp} = G + Q = 4.36 + 2.5 = 6.86 \text{ KN/m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times 11.83 = 8.87 \text{ KN.m}$$

Calcul de σ_s :
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{Sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} = 98.032 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} = 95.817 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 179.139 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } \mu : \quad \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 0.024$$

$$\mu_j = 0.0339$$

$$\mu_p = 0.295$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 187263 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 17958.7 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 86166 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = 196187 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{4.74 \times 3.66^2}{10 \times 32456.59 \times 18726} \times 10^7 = 0.139 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{4.85 \times 3.66^2}{10 \times 32456.59 \times 17958.7} \times 10^7 = 0.566 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{gv} = 0.408 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{8.85 \times 3.66^2}{10 \times 32456.59 \times 86166} \times 10^7 = 0.56 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.26 + 2.30 - 1.38 - 0.54$$

$$\Delta f = 0.26 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{366}{500} = 0.73 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

2. Calcul de la volée n° 2

Ce calcul se fait comme une poutre continue sur deux appuis.

Calcul à l'ÉLU

$$G_v = 7.09 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}$$

$$q = 13.32 \text{ KN/m}$$

Les sollicitations sont calculées par la méthode RDM

qui donne ;

$$R_a = R_b = q \cdot L / 2 \Rightarrow R_a = 11.65 \text{ KN.}$$

$$M_0 = q \cdot L^2 / 8 = 5.09 \text{ KNm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_a = -0.5M_0 = -2.54 \text{ KNm} ; \text{ en appui.} \\ M_t = 0.75M_0 = 3.81 \text{ KNm} ; \text{ en travée.} \end{cases}$$

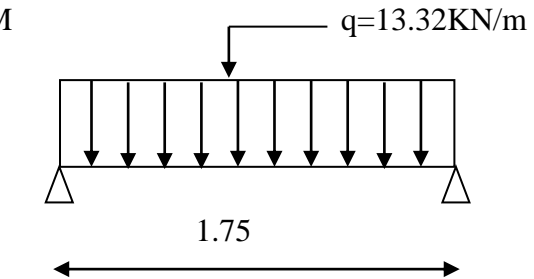


Fig. III.20. Schéma statique de la 2^{ème} volée

Ferraillage en travée (flexion simple)

$$M_t = 3.81 \text{ KNm} \Rightarrow A_s = 0.62 \text{ cm}^2$$

Ferraillage en appui (flexion simple)

$$M_a = -2.54 \text{ KNm} \Rightarrow A_s = 0.41 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculée}}$$

On ferraillera avec A_{\min}

$$\text{Soit : } \begin{cases} A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}, & \text{avec } S_t = 25\text{cm} \text{ en appui.} \\ A_t = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}, & \text{avec } S_t = 25\text{cm} \text{ en travée.} \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\text{On a : } T = 11.65 \text{ KN} \Rightarrow \tau = \frac{T}{b \times d} = 0.1165 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$$

Donc pas d'armatures transversales.

Calcul des armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_r = 3\text{HA}6 \text{ p.m} = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec : } S_t = 33\text{cm}$$

Vérification des espacements

- Armatures principales : $S_t \leq \min(3.e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 25\text{cm}$ c'est vérifié.
- Armatures secondaires : $S_t \leq \min(4.e ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 33\text{cm}$ c'est vérifié.

Calcul à l'ELS**Vérification de la contrainte de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_v = G_v + Q = 9.59 \text{ MPa} \Rightarrow M_0 = 3.67 \text{ KNm}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5M_0 = 1.83 \text{ KNm en appui.} \\ M_t = 0.75M_0 = 2.75 \text{ KNm en travée.} \end{cases}$$

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.21. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Mser (KN.m)	I (m ⁴)	Y (m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Travées	1.83	2.189*10 ⁻³	0.0213	1.84	15
Appuis	2.75	2.189*10 ⁻⁵	0.0213	1.22	15

- **État limite de déformation**
 - **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases} \quad \text{BAEL91}$$

$$(1) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{12}{175} = 0.068 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(2) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{12}{175} = 0.068 > \frac{1.89}{10 \times 2.52} = 0.075 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) \rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{1.75}{100 \times 10} = 0.00175 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

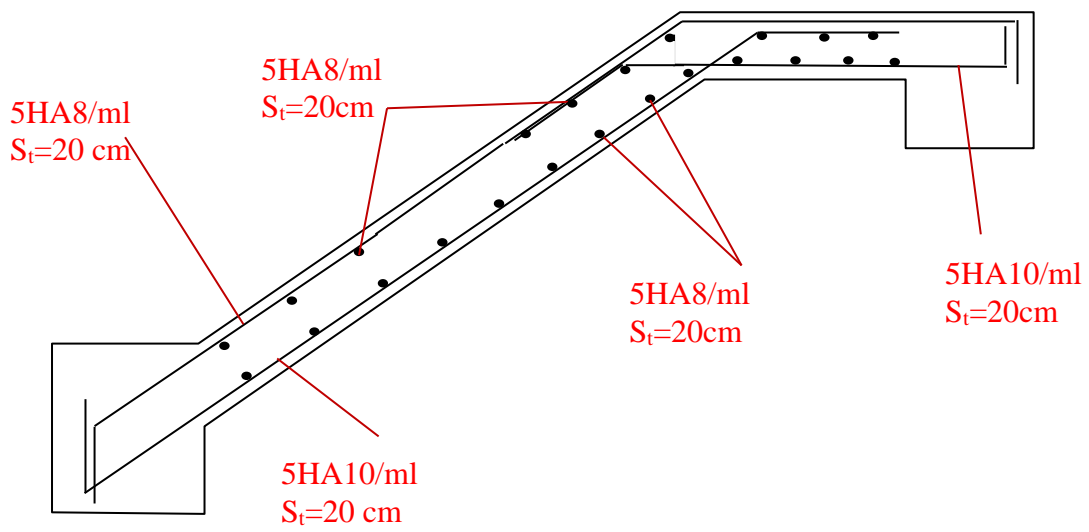


Fig. III.21. Schémas de ferrailage des volées (1) et (3)

Le schéma suivant montre le ferrailage de la volée (2)

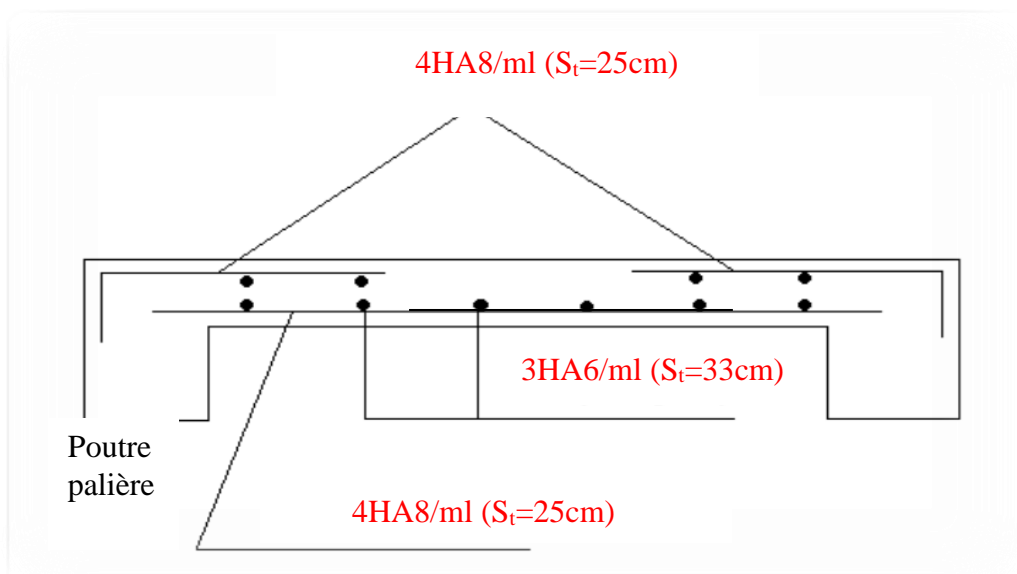


Fig. III.22. Schéma de ferrailage de la volée(2)

Calcul de la poutre palière

Notre poutre palière est soumise à son poids propre, à la charge transmise par les escaliers sous forme de réaction d'appui ainsi qu'aux moments de torsions. Son calcul se fait comme suit ;

-Dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Soit : h=35cm et b=30cm

La poutre palière est soumise

à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

-Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

$$g_1 = 25 \times 0.35 \times 0.3 / \cos 34.2 = 3.174 \text{ KN/ml}$$

g_0 : étant le poids propre de la partie horizontale.

g_1 : étant le poids propre de la partie inclinée.

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$P_v = 13.32 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad P_p = 9.64 \text{ LN/ml}$$

-Calcul des sollicitations

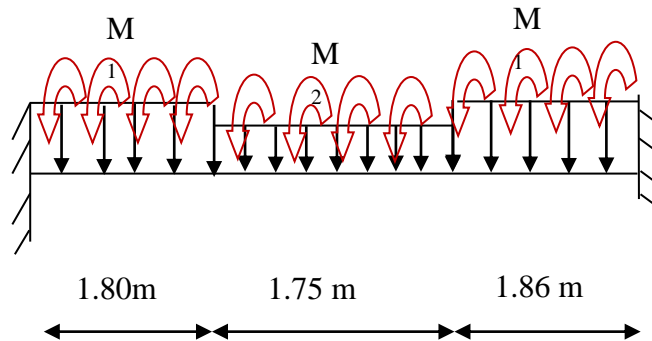


Fig. III.23. Schemas statique de la poutre palière

$$\sum M_F = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{(p_v + 1.35g_0) \times 1.8^2 / 2 + (p_p + 1.35g_1) \times 1.75 \times 2.19 + (p_v + 35g_0) \times 1.80 \times 3.66}{5.41}$$

$$R_A = 41.09 \text{ KN}$$

Par raison de symétrie; $R_A = R_B = 41.09 \text{ KN}$

et M_0 se trouve à mi-travée de la poutre

$$M_0 = 2.15R_A - [(R_c + 1.35g_0) \times 1.4 \times 1.45 + (R_p + 1.35g_1) \times 0.56^2 / 2 = 41.73]$$

$$V_u = 41.09 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des moments et leurs ferrailages correspondant ainsi que la contrainte de cisaillement.

Tab III.22. Vérification des résultats de calcul

	Moment (kN.m)	A _{cal} (cm ²)	τ _{F_s} (MPa)
En travée	0.85M ₀ = 35.47	3.33	0.41
En appui	0.4M ₀ = 16.69	1.53	0.41

Vérifications

Vérifications à L'ELU

Condition de non fragilité

$$A_t = 3.33 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.33 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$A_a = 1.53 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.41 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

▪ **Calcul des armatures transversales à la flexion simple :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 12 \text{ mm} ; \text{ On adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij}) / 0.8 \times 400 = 0.3 \times 0.15 \times (0.415 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t \leq 0$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / 400 = 0.4 \times 0.3 \times 0.15 / 400$$

$$A_t \geq 0.45$$

On adopte $A_t = 0.5 \text{ cm}^2$

Vérification des espacements

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{1.58 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.30} = 52.66 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 29.70 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij})} = 27.92 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

-Calcul à la Torsion

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément réparties dues aux différentes parties de l'escalier.

$$- M_1 = 6.32 \text{KN.m}$$

$$- M_2 = 1.75 \text{KN.m par mètre, du à la volée (2).}$$

Le moment de torsion max est concentré aux extrémités.

$$M_{T_{\max}} = 2 * M_1 * 1.4 + M_2 * 1.5 = 20.32 \text{KN.m}$$

-Ferrailage**Armatures longitudinales en torsion**

Le moment de torsion $M_T = 20.32 \text{KN.m}$ est le moment statique au niveau de l'appui B

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

BAEL91 (article)

$$A_l = \frac{20.32 \times 10^3 \times 1.10}{2 \times 0.075 \times 348} = 4.28 \text{cm}^2$$

Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.32 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 0.05} = 2.71 \text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa} \quad \text{vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 2.71 \text{MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{MPa} \quad \text{vérifier}$$

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = 2.74 \text{MPa} < 3.25 \text{MPa} \quad \text{vérifiée} \quad \text{BAEL91 (article I.III)}$$

Calcul des armatures transversales à la torsion

On fixe l'espaceur comme suit :

En travée ; $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{20.32 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.78 \text{cm}^2$$

En appuis ; $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{M_{tor} \times S_r}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{20.32 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.39 \text{cm}^2$$

Choix d'armature :

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée : } A_t = \frac{1}{2} A_L(tor) + A_L(flexion) = \frac{1}{2} \times 4.28 + 3.33 = 5.47 \text{cm}^2$$

On opte pour : 3HA16=6.03cm²

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{1}{2} A_L(tor) + A_L(flexion) = \frac{1}{2} \times 4.28 + 1.53 = 3.67 \text{cm}^2$$

On opte pour : 2HA14 + 1HA12=4.21cm²

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_r = 0.5 + 0.78 = 1.31 \text{cm}^2 . \text{On opte pour un cadre } \Phi 8 \text{ et un Etrier } \Phi 8 = 2.01 \text{cm}^2$$

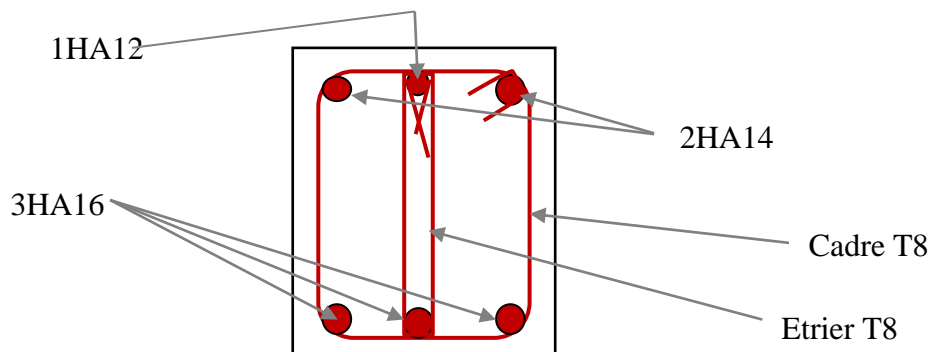


Fig. III.24. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5. Étude de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents niveaux du bâtiment.

Dans notre structure, nous avons deux ascenseurs, chaque une à une capacité de prendre huit (08) personnes, ses caractéristiques sont les suivantes :

La charge due à la cuvette $F_c = 145 \text{KN}$.

La charge due à l'ascenseur $P_m = 15 \text{KN}$.

La charge due à la salle des machines $D_m = 51 \text{KN}$.

La charge nominale est de 630kg.

La vitesse $V = 1 \text{m/s}$.

Les dimensions de la cabine (BK×TK×HK)=
(110×140×220) cm³

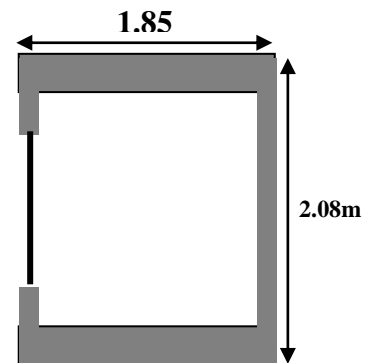


Fig. III.25. Cage d'ascenseur

- **Étude de la dalle de l'ascenseur :**

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

III.5.1. Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4.85 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.848} = 37.68 \text{ KN} / \text{m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 42.53 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

III.5.2. Cas d'une charge répartie :

Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 42.53 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 58.92 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.85}{2.08} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases} \quad \text{Annexe1}$$

Sens x-x' :

$$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0466 \times 58.92 \times (1.85)^2$$

$$\Rightarrow M_0^x = 9.4 \text{ KN.m}$$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

$$\Rightarrow M_0^y = 7.17 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments réels**

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.09 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -2.82 \text{ KN.m}$

1. Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple.

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\phi = 8\text{mm}$ pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{0.8}{2} + 2\right) = 17.6 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{0.8}{2} + 0.8 + 2\right) = 16.8 \text{ cm}$$

Tab III.23. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)
travée	x-x	8	0.017	0.0219	0.1784	1.28	1.688
	y-y	6.09	0.013	0.0167	0.1787	0.98	1.6
appui	y-y	-2.82	0.0061	0.0077	0.179	0.45	1.688
	x-x	-2.82	0.0061	0.0077	0.179	0.45	1.688

2. Vérification à l'E.L.U

a) Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 20\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $\rho = 0.89$

$$\left. \begin{matrix} e > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.688\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

b) Calcul des espacements

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$ on adopte $S_t = 25\text{cm}$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$ on adopte $S_t = 25\text{cm}$

Tab.III.24. ferrailage de la dalle d'ascenseur

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ² /ml)	A_t^{min} (cm ² /ml)	A_a^{cal} (cm ² /ml)	A_a^{min} (cm ² /ml)	A_t^{adp} (cm ² /ml)	A_a^{adp} (cm ² /ml)
Sens (x-x)'	8	-2.82	1.28	1.688	0.45	1.688	4T8=2.01	4T8=2.01
Sens (y-y)'	6.09	-2.82	0.98	1.6	0.45	1.688	4T8=2.01	4T8=2.01

c) Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$

$\rho = 0.89 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

Sens x-x : $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 36.334\text{KN}$

Sens y-y : $V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 37.717 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{37.717 \times 10^{-3}}{1 \times 0.168}$

$\Rightarrow \tau_u = 0.224 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$ pas d'armatures transversales.

3. Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 42.53 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 43.53 \text{ KN} / \text{m}^2$

$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6.94 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.3 \text{ KNm} \end{cases}$

Sens x-x' : $M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 5.9 \text{ KNm}$

Sens y-y' : $M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 4.505 \text{ KN.m}$

4. Vérification des contraintes

- **Etat limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

Sens x-x : $A_x = 2.01 \text{ cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d_x = 17.6 \text{ cm}$

$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \rightarrow y = 0.05481 \text{ m}$

$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 \rightarrow I = 2.2429 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$\sigma_{bc} = 1.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ c'est vérifier.

Sens y-y : $A_y = 2.01 \text{ cm}^4$; $b = 100 \text{ cm}$; $d_y = 16.8 \text{ cm}$; $y = 4.05 \text{ m}$; $I = 13686 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 2.032 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ c'est vérifier.

III.5.3. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

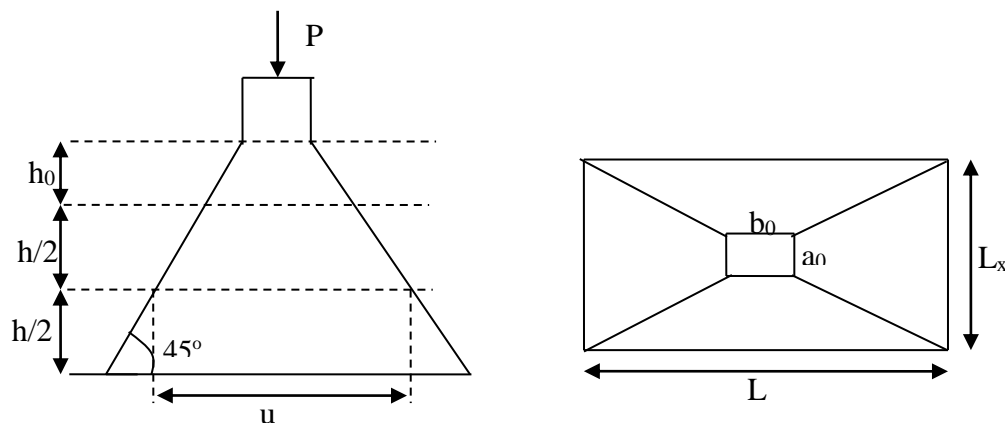


Fig. III.26. Schéma représentant la surface d'impact

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

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

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow a_0 = 80cm ; b_0 = 80cm$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow u = 105cm. \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow v = 105cm. \end{cases}$$

III.5.3.1. Calcul des moments selon le BAEL 91 :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$

$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605KN$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

❖ Calcul à l'ELU :

$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \rho = \frac{2.7}{3.2} = 0.84 > 0.4 \rightarrow$ La dalle porte dans les deux sens

● Moment engendrés par le système de levage :

$$\begin{cases} \frac{u}{L_x} = \frac{105}{185} = 0.57 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{105}{208} = 0.50 \end{cases}$$

$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.089 \\ M_2 = 0.073 \end{cases}$ Annexe II

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.089 \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.073 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 8.68KNm \\ M_{y1} = 7.12KNm \end{cases}$$

- Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dues au poids propre de la dalle à l'ELU :

$M_{x2} = M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 9.4KN.m$

$M_{y2} = M_0^y = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 7.17KN.m$

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :
$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 18.08 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 14.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

En travée :
$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 12.15 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_y = 15.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis : $M_y^a = M_x^a = 0.3 \times M_x = 5.42 \text{ KN.m}$

1. Ferrailage : Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur

Tab III.25. Ferrailage de la dalle de la salle des machines

	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculé (cm ² /ml)	A _t ^{min} (cm ² /ml)	A _a calculé (cm ² /ml)	A _a ^{min} (cm ² /ml)	A _t adopté (cm ² /ml)	A _a adopté (cm ² /ml)
Sensx	12.15	5.42	1.17	1.85	0.52	1.85	4T10=3.14	4T10=3.14
Sensy'	15.37	5.42	0.92	1.6	0.52	1.6	4T10=3.14	4T10=3.14

2. Vérification à l'E.L.U

a. Vérification au poinçonnement :

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec : p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur totale de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (105 + 105) \Rightarrow U_c = 420 \text{ cm}$$

$$P_u = 97.605 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.20 \times 0.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 630 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$p_u = 97.605 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 630 \text{ KN} \rightarrow \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

b. Vérification de l'effort tranchant : $b=100\text{cm}$; $d=17\text{cm}$.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}$$

On a : $v = u = 105 \text{ cm} \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = \frac{97.605}{3 \times 1.05} = 30.98 \text{ KN}$

$$\tau_u = 0.177 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \dots \text{C'est vérifié.}$$

3. Vérification à l'E.L.S

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.089 + 0.2 \times 0.073) = 7.49 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.073 + 0.2 \times 0.089) = 6.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 72.3 + 1 = 73.3 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 11.69 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 8.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.49 + 11.69 = 19.18 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.56 + 8.92 = 15.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a) Vérification des contraintes

Calcul des moments

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 19.18 = 16.3 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 15.48 = 13.16 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 19.18 = -5.75 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Sens x-x : $y = 3.673 \text{ cm}$; $I = 11319.623 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 2.352 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

Sens y-y : $y = 3.558 \text{ cm}$ et $I = 10011.775 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1.879 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

c) Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$h / l = 0.1 \geq 1/16 = 0.06 ; \quad h / l = 0.1 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.042$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

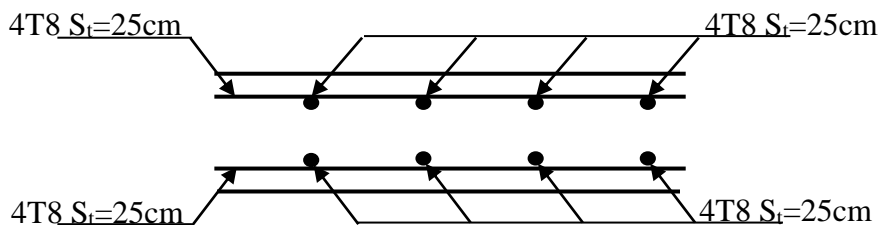


Fig. III.27. Vue en coupe du ferrailage de la dalle

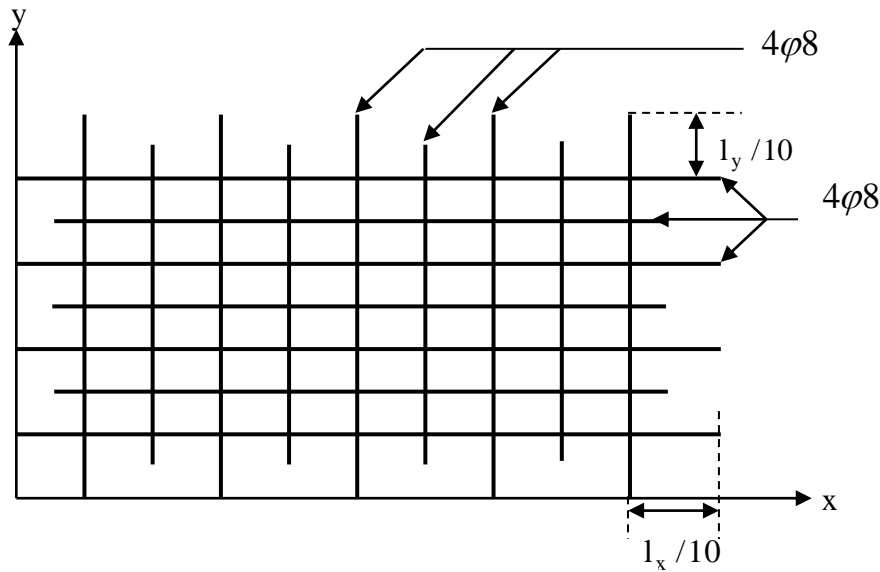


Fig. III.28. Schéma de ferrailage de la dalle

III.6. Etude de l'acrotère :

III.6.1 hypothèses de calcul :

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- la fissuration est considéré préjudiciable.
- l'acrotère sera calculé en flexion composée.

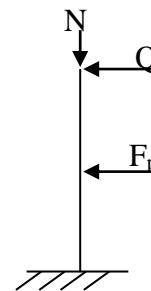


Fig. III.29. Schéma statique de l'acrotère

III.6.2 Evaluation des charges et surcharges :

Le poids propre : $G = 1.53 \text{ KN/ml}$

La charge d'exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

III.6.2.1. Charge verticale :

Tab III.26. Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
40	10	0.0485	1.2125	0.3223	1.53	1.00

III.6.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le (RPA99), l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le RPA99 (Tableau 4.1)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 RPA99 (Tableau 6.1)

WP : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 1.53 \text{ KN} / \text{ml} \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.53 \Rightarrow F_p = 0.7344 \text{ KN}$

III.6.3 : Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases}$$

$$x_G = \frac{0.4 \times 0.1 \times (0.1 / 2) + 0.07 \times 0.1 \times (0.1 + 0.1 / 2) + (0.1 \times 0.03) \times 0.5 \times (0.1 + 0.1 / 3)}{0.0485}$$

$$Y_G = \frac{0.4 \times 0.1 \times (0.6 / 2) + 0.07 \times 0.1 \times (0.5 + 0.07 / 2) + (0.1 \times 0.03) \times 0.5 \times (0.57 + 0.03 / 3)}{0.0485}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.067 \text{ m} \\ Y_G = 0.342 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 1.53 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.4 = 0.4 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_G = 0.7344 \times 0.342 = 0.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tab III.27. Combinaisons d'action de l'acrotère

N (KN)	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35 G + 1,5 Q	G+Q
N (KN)	1.53	2.0655	1.53
M (KN.m)	0.65	0.6	0.4

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

$$\text{On a : } \begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.6}{2.0655} = 0.29 \text{ m} \\ \frac{H}{6} = \frac{0.4}{6} = 0.0666 \text{ m} \end{cases}$$

$e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 0.8m$

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

$e_a = \max(2 \text{ cm}; h / 250) = \max(2 \text{ cm}; 40/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}.$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (\text{Article.4.3.5})$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.4} = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.8)^2 \times (2 + 0 \times 2)}{10^4 \times 0.1} = 0.00384m$$

Donc:
$$\begin{cases} e_2 = 0,00384m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0,3138m \end{cases}$$

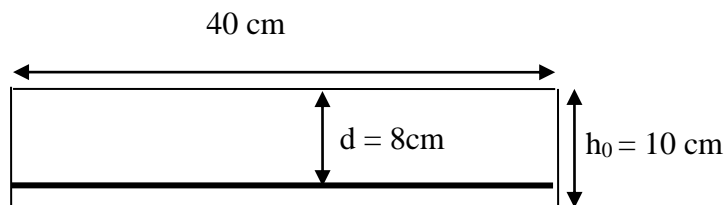
Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 2.0655 \text{ KN}.$

$M_u = N_u \times e = 2.0655 \times 0.3138 = 0.648 \text{ KN.m}$

III.6.4 : Ferrailage de l'acrotère :

➤ À l'ELU



$h = 10cm; d = 8cm; b = 100cm; f_{c28} = 25MPa .$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{MPa}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : f_{c28}

Tel que :

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.

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{ua} = 0.648 + 2.0655 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.71 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.71 \times 10^{-3}}{1 \times (0.08)^2 \times 14.2} = 0.0078 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'où : $A_s' = 0$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0098$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079$$

$$A_l = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{0.71 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.258 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A_s = 0.258 \times 10^{-4} - \frac{2.0655 \times 10^{-3}}{348} = 0.2 \text{cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{cm}^2$$

$A_{\min} > A_s$ donc on ferraille avec A_s

$$A_s = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A = 2.01 \text{cm}^2 > A_s = 0.2 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 T6 = 1.12 **cm**²

- **Vérification des espacements :**

1. Armatures principale : $S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}^2$; soit $S_t = 30 \text{ cm}$

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{40}{3} = 13.33 \text{ cm}$; soit $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 \times f_{c28} ; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5 ; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1,5 \times G = 1,5 \times 1,53 = 2,295 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,295 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0286 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} ; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2,295 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,08 \times 10,05 \times 10^{-2}} = 0,317 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence}$$

Tel que : $\psi = 1,5$ Pour les HA

➤ **A l'ELS :**

La combinaison d'action à considérer est : G + Q.

$$d=0,08 \text{ m} \quad N_{\text{ser}} = 1,53 \text{ KN.} \quad M_{\text{ser}} = 0,4 \text{ KN.m} \quad \eta = 1,6 \text{ pour les aciers HR}$$

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}} / \mu_t \text{ qui doit être inférieur } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}}) / \mu_t \text{ qui doit être inférieur } \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

D'après le **BAEL 91**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A$$

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

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.4}{1.53} + \left(0.08 - \frac{0.10}{2}\right) = 0,29m$$

$$\Rightarrow c = d - e_A = 0.08 - 0,29 = -0,21m$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

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

$$A' = 0$$

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

$$\Rightarrow q = -2 \times (-0.21)^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 + 0.21)^2 = -0.02m^3$$

$$P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$\Rightarrow P = -3 \times (-0.21)^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 + 0.21) = -0.12m^2$$

$$y_c^3 - 0.12 y_c - 0.02 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$$

$$\Rightarrow 0.21 \leq y_c \leq 0.61$$

$$y_c = 0.23m$$

$$y = 0.23 - 0.21 = 0.02m$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times (0.02)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.02) = 0.191 \times 10^{-4} m^3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le béton: } \sigma_{bc} = \frac{1.53 \times 10^{-3} \times 0.02}{0.191 \times 10^{-4}} = 1.6MPa < 15MPa \dots \dots \text{Vérfié.} \\ \text{et} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour l'acier: } \sigma_s = 15 \times \frac{1.53 \times 10^{-3}}{0.191 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.02) = 72.09MPa \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa \dots \dots \text{Vérfié.} \end{array} \right.$$

- Schéma de ferrailage :

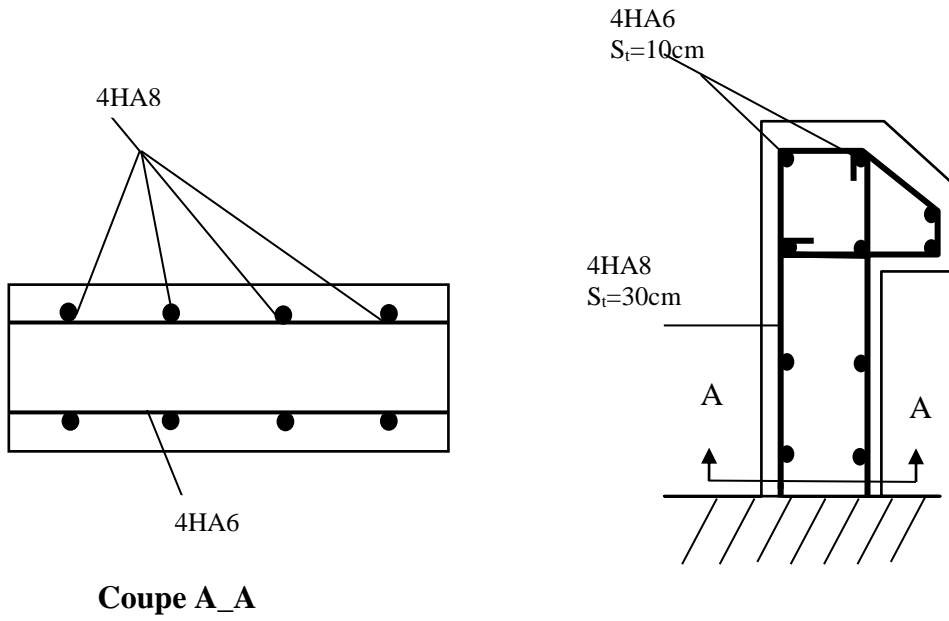


Fig. III.30. Schéma de ferrailage de l'acrotère

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 :

- Par la méthode statique équivalente ;
- Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- 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 réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan et en élévation, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 1B. 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.

➤ **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 1B, zone IIa $\Rightarrow A = 0.20$ 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 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 :

Tab IV.1. Valeurs des pénalités Pq

Critère q	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05
Redondance en plan	non	0.05
Régularité en plan	non	0.05
Régularité en élévation	non	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	non	0.05
Contrôles d'exécution	non	0.05

$$Q_x = Q_y = 1.3$$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \dots \dots \dots$ RPA99(Formule 4.5)

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

Concernant notre projet, le coefficient de pondération est : $\beta = 0.3$.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel SAP2000 la valeur trouvé est :

$$W = 32573.7 \text{ KN}$$

- 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).

$$\xi = 8.5 \%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81$$

T_1 et T_2 : 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 :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases} \dots\dots\dots \text{tableau 4.7 (RPA99).}$$

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
 $h_N = 33.66m$.

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, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 33.66^{\frac{3}{4}} = 0.698s$$

$L_x = 31.68$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 27.4$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{31.68}} = 0.538s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{27.4}} = 0.578s$$

$$T_x = \min(T; T_x) = 0.538s$$

$$T_y = \min(T; T_y) = 0.578s$$

$$0.5 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.53}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.94$$

$$0.5 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.57}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.85$$

Le RPA préconise de majorer la période

fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.538 = 0.69s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.578 = 0.74s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.2 \times 1.94 \times 1.30}{5} \times 32573.7 = 3286.603KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.2 \times 1.85 \times 1.30}{5} \times 32573.7 = 3133.58KN$$

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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \dots\dots \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Après calcul, le spectre obtenu est représenté sur la figure (IV.1) représenté sous forme de courbe :

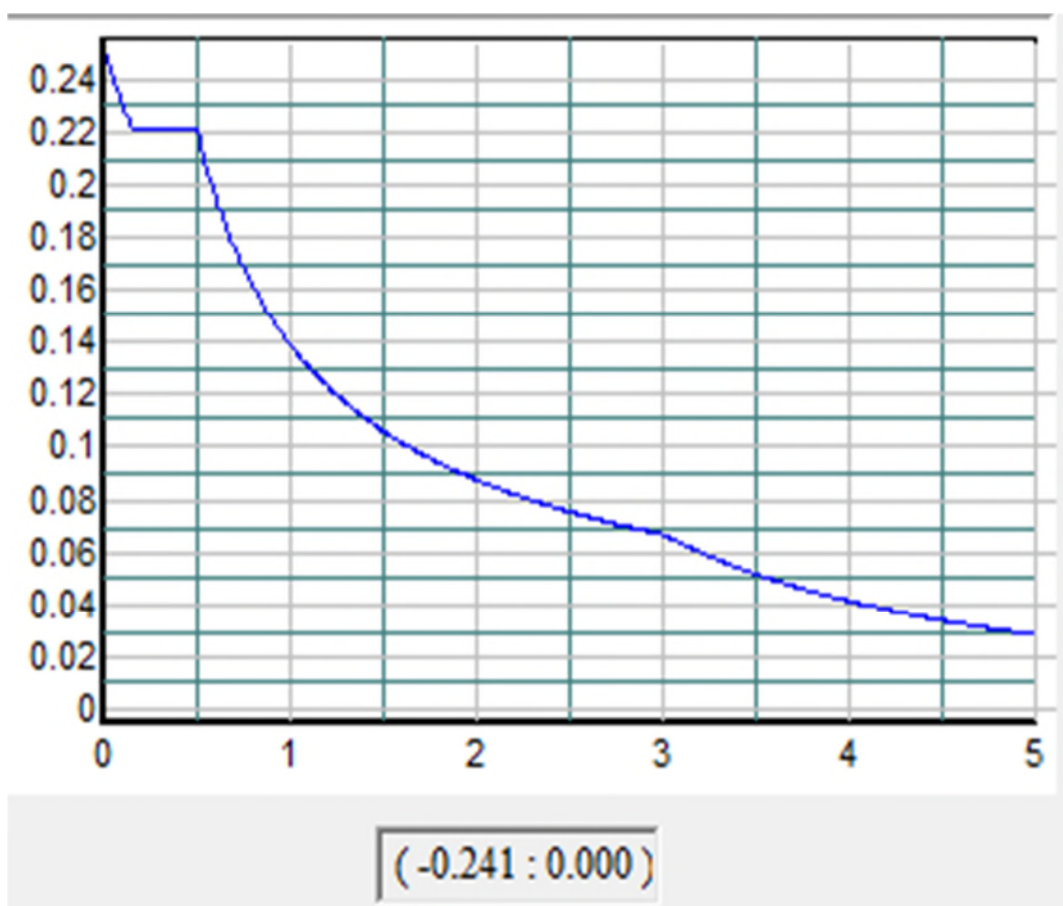


Fig. IV.1. Spectre de réponse

IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée ci-dessous, Cette disposition nous a permis d'éviter des modes de torsionsaux deux premiers modes et répondre favorablementaux conditions du RPA99 /2003.

IV.5.1. Disposition des voiles :

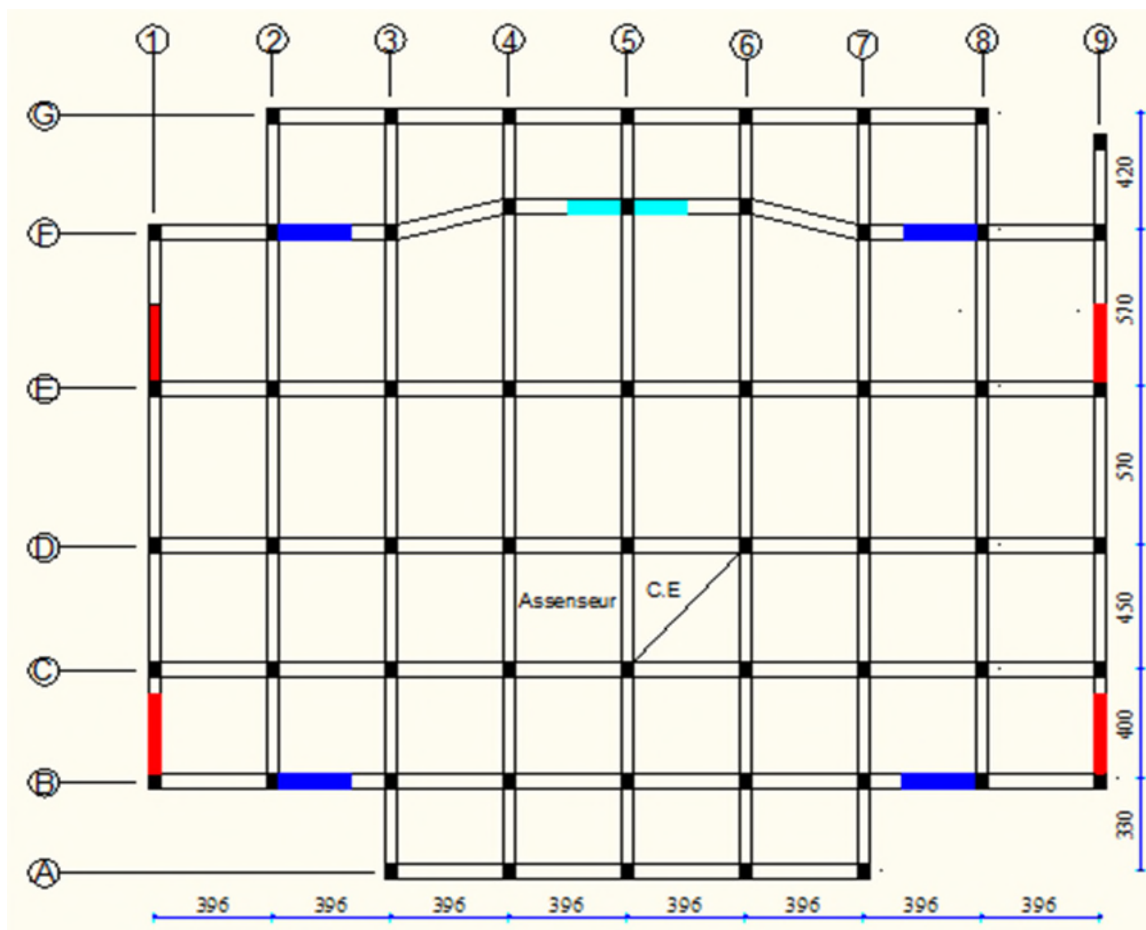


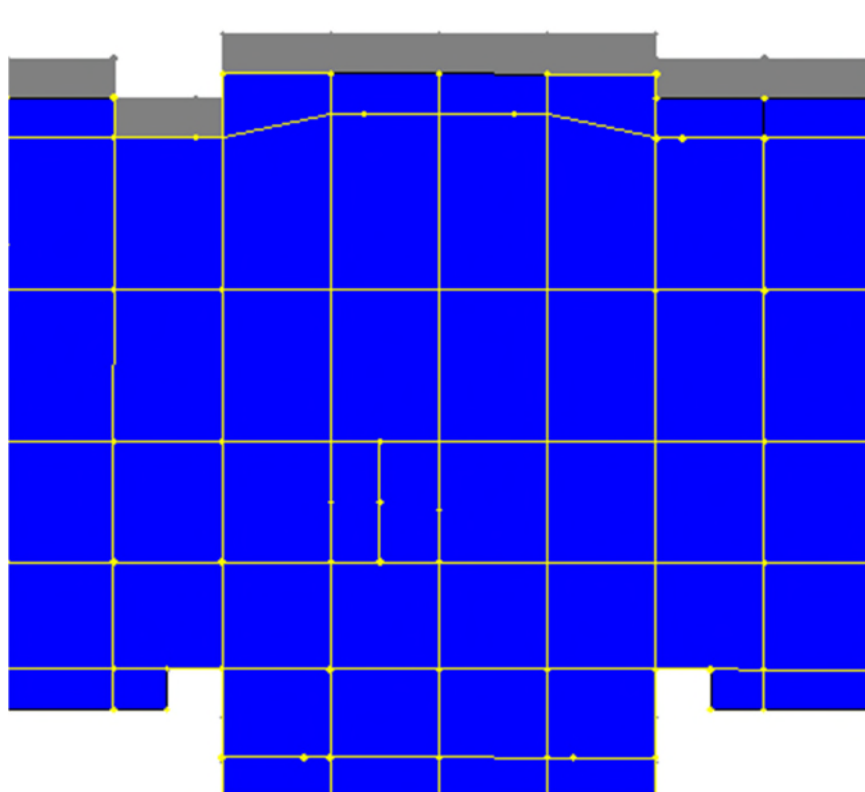
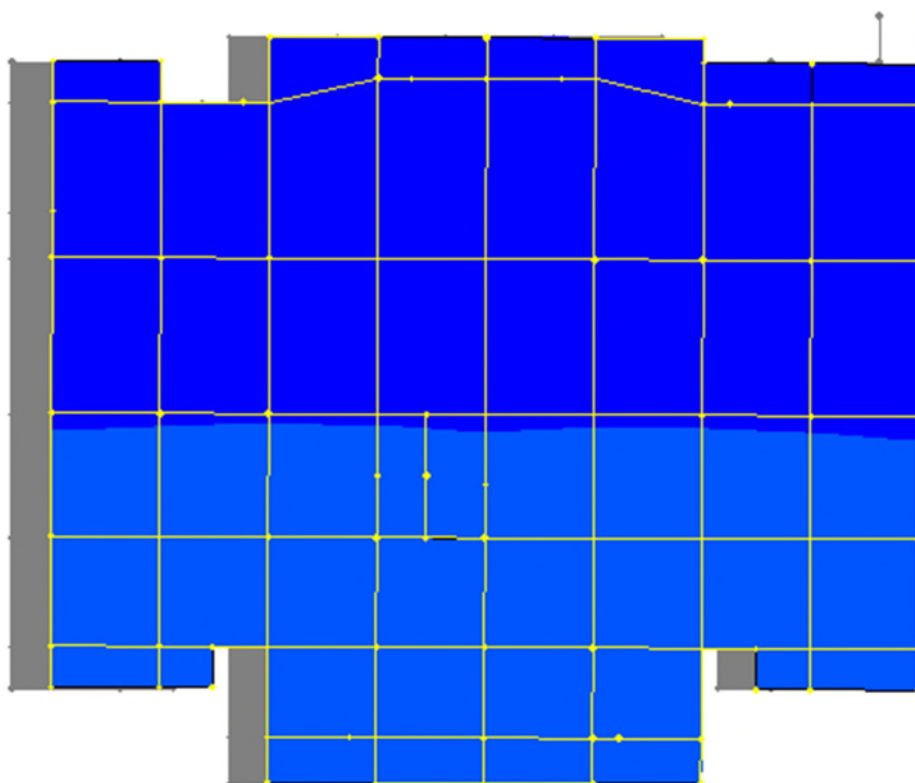
Fig.IV.2.Schéma de la disposition des voiles

IV.5.2.Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab IV.2. Mode de vibration et taux de participation des masses

Mode	période	Masse modale %			Masse cumulées %		
		Ux	Uy	Uz	Ux	Uy	Uz
1	0.9146	0.00669	0.66421	0.00000336	0.00669	0.66421	0.00000336
2	0.8570	0.65405	0.01342	0.00017	0.66074	0.67763	0.00017
3	0.7180	0.04535	0.01709	0.0000239	0.70609	0.69473	0.0002
4	0.2730	0.02233	0.10621	0.00005227	0.72842	0.80094	0.00025
5	0.2588	0.10669	0.04118	0.00002794	0.8351	0.84212	0.00028
6	0.2138	0.01767	0.01449	0.00001456	0.85277	0.85661	0.00029
7	0.1399	0.01621	0.01856	1.933E-07	0.86899	0.87517	0.00029
8	0.1280	0.02337	0.02638	0.00002366	0.89236	0.90156	0.00031
9	0.1134	0.0000107	0.00033	0.000006986	0.89237	0.90189	0.00032
10	0.1049	0.00704	0.00766	0.00113	0.89941	0.90955	0.00145
11	0.1036	0.0001	0.00005636	0.16661	0.89951	0.9096	0.16806
12	0.0999	0.000007036	2.823E-07	0.00022	0.89952	0.9096	0.16828
13	0.0968	0.000009635	3.801E-07	0.10724	0.89952	0.9096	0.27552

IV.5.3. Comportement de la structure :**Fig. IV.3.** Mode 1, Translation suivant l'axe Y-Y.**Fig. IV.4.** Mode 2, Translation suivant l'axe x-x.

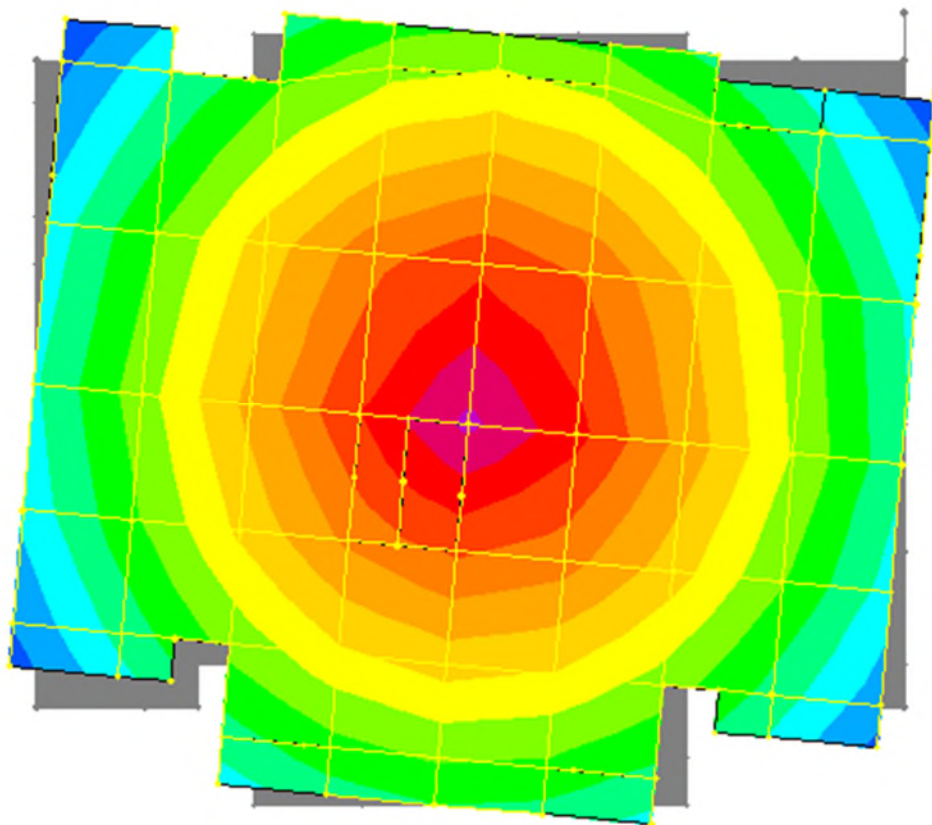


Fig. IV.5. Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z

IV.5.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

IV.5.4.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques. Proportionnellement à leurs rigidité relative ainsi que les sollicitations résultants de leurs interaction à tous les niveaux ; Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

a. Sous charges verticales

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

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

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

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	55105.523	4564.91	92.349796	7.65020425
1 ^{er} étage	47918.947	4054.859	92.198264	7.80173574
2 ^{ème} étage	41083.888	3598.56	91.946368	8.05363216
3 ^{ème} étage	33958.081	3075.889	91.694412	8.30558809
4 ^{ème} étage	26819.145	2527.911	91.386151	8.61384869
5 ^{ème} étage	20031.428	1938.439	91.176829	8.8231713
6 ^{ème} étage	13286.538	1322.766	90.945729	9.05427117
7 ^{ème} étage	6854.306	6854.306	91.6944119	8.30558809
8 ^{ème} étage	68072	8.30558809	92.926799	7.07320075

On remarque que l'interaction sous charges verticales est vérifiée, sauf pour les deux derniers étages :

b. Sous charges horizontales :

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

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

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

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques(KN)	Voiles(KN)	P (%)	V(%)	Portiques(KN)	Voiles(KN)	P (%)	V (%)
RDC	2274.745	1426.167	61.464	38.53	1888.191	394.034	56.5679	43.432
1	2189.732	1167.148	65.231	34.76	1937.006	281.384	59.95274	40.047
2	2127.351	1048.702	66.980	33.01	1967.682	258.723	61.04015	38.959
3	1881.811	1017.821	64.898	35.10	1627.892	250.32	58.50703	41.492
4	1834.932	776.371	70.268	29.73	1734.416	214.946	63.39275	36.607
5	1477.989	747.132	66.422	33.57	1431.194	217.552	60.86610	39.133
6	1366.818	472.802	74.298	25.70	1433.452	197.931	64.1730	35.826
7	1000.161	344.536	74.378	25.62	1079.475	198.417	59.779	40.220
8	761.967	761.967	55.63	58.69	853.352	227.621	51.369	39.22

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux

IV.5.4.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante [1] :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{RPA99/2003.Art 7.4.3.1})$$

Tel que : N : L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton
 B : Section du béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression

Tab IV.5. Résumé des résultats

Niveaux	B (cm ²)	N(KN)	N _{rd}	Remarque
S-Sol, RDC et Mezzanine	70*65	3667.286	0.30	Non vérifiée
1 ^{er} et2 ^{ème} étage	65*60	2405.873	0.24	Vérifiée
3 ^{ème} et4 ^{ème} étage	60*55	1791.384	0.21	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	55*50	1193.581	0.17	Vérifiée
7 ^{ème} étage	50*45	609.785	0.10	Vérifiée
8 ^{ème} étage	45*40	323.176	0.07	Vérifiée

IV.5.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article(4-3-6)du **RPA99/Version2003**, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_o obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée .

Tab IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dy}/V_{st}	Remarque
x-x	4544.502	3286.603	1.3	Vérifiée
y-y	4440.881	3133.589	1.4	Vérifiée

IV.5.4.4 Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par [1] :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots \dots \dots (\text{RPA99/2003.Article 4.4.3})$$

Avec : $\delta_{kx} = R \times \delta_{ekx}$

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

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$(RPA99/2003. Article 5.10)

Tab IV.7. Vérification des déplacements

Sens X - X

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	hk (m)	Δ_k/hk (%)	Observation
1	0.0005	0.0025	0	0.0025	3.06	0.00081699	vérifiée
2	0.0016	0.008	0.0025	0.0055	3.06	0.00179739	vérifiée
3	0.0032	0.016	0.008	0.008	3.06	0.00261438	vérifiée
4	0.005	0.025	0.016	0.009	3.06	0.00294118	vérifiée
5	0.007	0.035	0.025	0.01	3.06	0.00326797	vérifiée
6	0.0091	0.0455	0.035	0.0105	3.06	0.00343137	vérifiée
7	0.0113	0.0565	0.0455	0.011	3.06	0.00359477	vérifiée
8	0.0135	0.0675	0.0565	0.011	3.06	0.00359477	vérifiée
9	0.0155	0.0775	0.0675	0.01	3.06	0.00326797	vérifiée
10	0.0175	0.0875	0.0775	0.01	3.06	0.00326797	vérifiée
11	0.0194	0.097	0.0875	0.0095	3.06	0.00310458	vérifiée

Sens Y - Y

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	hk (m)	Δ_k/hk (%)	Observation
1	0.0007	0.0035	0	0.0035	3.06	0.00114379	vérifiée
2	0.0021	0.0105	0.0035	0.007	3.06	0.00228758	vérifiée
3	0.004	0.02	0.0105	0.0095	3.06	0.00310458	vérifiée
4	0.0062	0.031	0.02	0.011	3.06	0.00359477	vérifiée
5	0.0087	0.0435	0.031	0.0125	3.06	0.00408497	vérifiée
6	0.0113	0.0565	0.0435	0.013	3.06	0.00424837	vérifiée
7	0.0139	0.0695	0.0565	0.013	3.06	0.00424837	vérifiée
8	0.0165	0.0825	0.0695	0.013	3.06	0.00424837	vérifiée
9	0.019	0.095	0.0825	0.0125	3.06	0.00408497	vérifiée
10	0.0214	0.107	0.095	0.012	3.06	0.00392157	vérifiée
11	0.0236	0.118	0.107	0.011	3.06	0.00359477	vérifiée
12	0.0172	0.086	0.118	-0.032	3.06	-0.01045752	vérifiée
13	0.0182	0.091	0.086	0.005	3.06	0.00163399	vérifiée
14	0.0189	0.0945	0.091	0.0035	3.06	0.00114379	vérifiée

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.4.5 Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ) :

Les effets de second ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux [1] :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \dots\dots\dots(\text{RPA99/2003, Article 5.9})$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau(k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d’étage au niveau k

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur d’étage (k)

Si :

$0.10 < \theta_k < 0.20$: Les effets (P- Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculés au moyen d’une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

Si :

$\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

TabIV.8. Vérification des effets (P- Δ) sens x

Niveau	Sens X - X					
	Δ_k (m)	P_k (t)	V_k (t)	h_k (m)	θ	Observation
1	0.0055	43214.962	3071.19	3.06	0.0459	vérifiée
2	0.0025	38283.704	2973.954	3.06	0.0552	vérifiée
3	0.011	33241.463	2798.572	3.06	0.0506	vérifiée
4	0.01	28417.25	2563.48	3.06	0.0472	vérifiée
5	0.0105	23752.183	2276.687	3.06	0.0383	vérifiée
6	0.008	19086.625	1945.316	3.06	0.0331	vérifiée
7	0.009	14567.307	1565.518	3.06	0.0273	vérifiée
8	0.011	10047.531	1141.529	3.06	0.0194	vérifiée
9	0.0095	5661.934	700.929	3.06	0.01425	vérifiée

Tab IV.9.Vérification des effets (P- Δ) sens y

Niveau	Sens Y - Y					
	Δk (m)	Pk (t)	Vk (t)	hk (m)	θ	Observation
1	0.0095	43214.962	3158.268	3.06	0.0245	vérifiée
2	0.013	38283.704	3008.939	3.06	0.0296	vérifiée
3	0.0125	33241.463	2874.556	3.06	0.0340	vérifiée
4	0.013	28417.25	2662.226	3.06	0.0345	vérifiée
5	0.013	23752.183	2401.573	3.06	0.0319	vérifiée
6	0.0125	19086.625	2082.324	3.06	0.0310	vérifiée
7	0.012	14567.307	1728.46	3.06	0.0272	vérifiée
8	0.005	10047.531	1329.969	3.06	0.0222	vérifiée
9	0.0035	5661.934	1461.2	3.06	0.0113	vérifiée

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet (P- Δ) peuvent être négligés.

IV.6 Conclusion :

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP 2000 version 14.2.2 nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche du comportement réel de la structure et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

V.1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol .Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux-poutre) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, ce pendant ces derniers doivent être bien armé et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.2. Etude des poteaux :

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduite dans le logiciel SAP2000/V14.2.2 dans l'ordre suivant :

$$\left\{ \begin{array}{lll} 1.35G+1.5Q ; & G+Q+E ; & 0,8G+E \\ G+Q & ; & G+Q-E ; & 0,8G-E \end{array} \right. \quad \text{RPA99 (Article 5.2)}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal N_{max} et le moment correspondant M_{corr}
- L'effort normal minimal N_{min} et le moment correspondant M_{corr}
- Le moment maximal M_{max} et l'effort normal correspondant N_{corr}

V.2.1. Recommandation du RPA 99/Version2003 :

a. Armatures longitudinale : (Article 7.4.2.1)

- Elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal : $A_{min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
- Leur pourcentage maximal :
 - $A_{max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
 - $A_{max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\phi_{min} > 12mm$ (Diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définit par l' et h'

$$l' = 2h$$

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

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau

h_e : Hauteur d'étage.

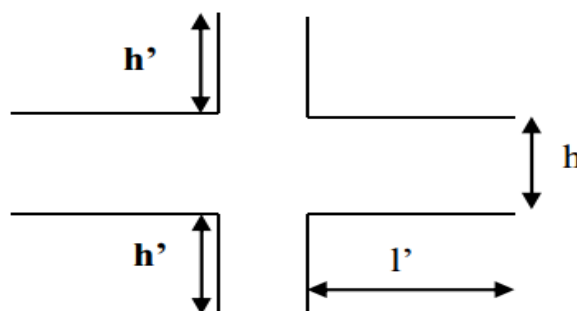


Fig. V.1. Zone nodale

• **Les armatures longitudinales min et max données par le RPA :**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans les tableaux ci-dessous :

Tab. V.1. Les sections minimales et maximales dans les poteaux Préconisés par le RPA99/V2003.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S-Sol, RDC et mezza	65x70	36.40	182	273
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60x65	31.20	156	234
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55x60	26.04	132	198
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50x55	22.00	110	165
7 ^{ème} étage	45x50	18.00	90	135
8 ^{ème} étage	40x45	14.40	72	108

b. Armature transversale :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(1) \quad \text{RPA99(Article7.4.2.2)}$$

V_u : Est l'effort tranchant de calcul.

h₁ : Hauteur total de la section brute

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

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale a :

2.5 Si λ_g ≥ 5 λ_g : l'élancement géométrique

3.75 Si λ_g < 5

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots\dots\dots l_f : \text{Longueur de flambement du poteau}$$

Avec a et b : Sont les démentions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (1)

Par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale t ≤ min(10φ_i^{min}, 15cm) en zone IIa.

Dans la zone courante t ≤ 15φ_i^{min} en zone IIa.

La quantité d'armature transversale minimale en %, est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si : } \lambda_g \geq 5; \frac{A_t}{tb_1} = 0.3\% \\ \text{Si : } \lambda_g \leq 3; \frac{A_t}{tb_1} = 0.8\% \dots\dots\dots \text{RPA99(Article7.4.2.2)} \\ \text{Si : } 3 < \lambda_g \leq 5 \dots\dots\dots \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres est les étriers doivent être fermés par les crochets a 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_l^{\min}$.

Les cadres est les étriers doivent ménager es cheminées verticales en nombre de et diamètre suffisants ϕ cheminé $> 12\text{cm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel SAP2000/V14.2.2 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tab. V.2. Sollicitations dans les poteaux

Niveaux	Section(cm ²)	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$	
		N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
S-Sol,RDC et mezza	65x70	3469.171	6.060	0.011	20.900	184.211	21.218
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60x65	2405.873	11.361	0.07	25.535	237.737	1.091
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55x60	1791.384	37.759	0.35	5.927	154.720	18.962
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50x55	-1193.581	27.074	0.046	5.980	141.174	1.024
7 ^{ème} étage	45x50	609.785	19.205	0.255	1.851	101.209	99.923
8 ^{ème} étage	40x45	323.176	17.720	0.017	3.737	860542	120.914

V.2.3. Ferrailage des armatures longitudinales :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables. Les résultats de calcul des armatures longitudinales des différents types de poteaux sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tab. V.3. Armatures longitudinales des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	A _{cal} SAP (cm ²)	A _{min} RPA(cm ²)	A _{adop} (cm ²)
S-sol, RDC et Mezza	65x70	45.5	36.40	4HA20+12HA16 = 36.68
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	60x65	39	31.20	4HA20+10HA16 = 32.66
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55x60	33	26.40	4HA20+8HA16 = 28.64
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50x55	27	22.00	12HA16 = 24.12
7 ^{ème} étage	45x50	22	18.00	4HA16+8HA14 = 20.36
8 ^{ème} étage	40x45	22	14.40	12HA14 = 18.48

V.2.4. Ferrailage des armatures transversales :

➤ Exemple de calcul :

On prend pour exemple de calcul le poteau du sous-sol RDC et Mezza (65x70) cm²:

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 3.06}{0.7} = 3.06 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$D'où : A_t = \frac{3.75 \times 102.898 \times 10^{-3} \times 15}{70 \times 400} = 2.067 \text{ cm}^2$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40\phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 100 \text{ cm}$$

➤ **Espacement**

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{l_{\min}}, 15 \text{ cm}) = \min(20 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_{l_{\min}} = 15 \times 2 = 30 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

➤ **Quantité d'armature minimale**

On a : $\lambda_g < 3$, d'où :

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b) = 0.8\%(10 \times 70) = 5.6 \text{ cm}^2$
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b) = 0.8\%(15 \times 70) = 8.4 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour 4 cadre **HA10= 3.14 cm²**

➤ **Résultats du calcul des armatures transversales :**

Les tableaux ci-dessous résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tab. V.4. Armature transversale des poteaux.

Niveaux	S-sol, RDC et Mezza	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	65x70	60x65	55x60	50x55	45x50	40x45
ϕ_l^{\max} (cm)	2	2	2	1.6	1.6	1.4
ϕ_l^{\min} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.1.4	1.4
l_0 (cm)	306	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
l_f (cm)	214.2	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142
λ_g	3.06	3.295	3.57	3.894	4.28	4.76
V_u (KN)	102.898	144.462	100.663	108.299	88.546	52.643
l_r (cm)	80	80	80	64	64	56
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
t' zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t (cm ²)	2.067	3.125	2.573	2.769	2.49	1.645
A_t^{\min} (cm ²)	5.6	5.2	4.8	4.4	4	3.6
A_t^{adop} (cm ²)	6.28	5.72	4.15	4.02	4.02	4.02
Nombre des barres	8HA10	6HA10+2HA8	4HA10+2HA8	6HA10	8HA8	8HA8

Conformément aux règles du *RPA 99/version2003* et au *BAEL 91*, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}) \Rightarrow \text{ce qui est vérifiée dans ce cas.}$$

V.2.5. Vérification :

V.2.5.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement) :

Selon le BAEL (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent entre justifier vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement, On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art B.8.4.1)}$$

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

B_r = Section réduite du béton.

γ_b = 1.5 : coefficient de sécurité de béton (cas durable).

γ_s = 1.15 : coefficient de sécurité de l'acier.

α : est un coefficient réduction qui fonction de λ .

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que :

➤ $\lambda = \frac{l_f}{i}$ Pour les poteaux rectangulaires

Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ (i : rayon de giration) ; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

➤ $\lambda = \frac{l_f}{i} = 4 \times \frac{l_f}{D}$ Pour les poteaux circulaires

Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$; $I = \sqrt{\frac{\pi \times D^4}{64}}$ et $B = \pi \times \frac{D^2}{4}$

$l_f = 0.7l_0$ Longueur de flambement.

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ Pour les poteaux rectangulaires.

$B_r = \pi \times \frac{(D-2)^2}{4}$ Pour les poteaux circulaires.

A_s = Section d'armature

La vérification se fait pour chaque poteau à chaque niveau.

• **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le poteau le plus sollicités, avec les sollicitations suivantes :

$N_d = 3498.021$ KN

$$l_f = 2.142m \rightarrow \lambda = 10.6 < 50 \rightarrow \alpha = 0.834$$

$$B_r = (0.70 - 0.02) \times (0.65 - 0.02) = 0.4284m^2$$

$$N_u = 0.836 \times \left[\frac{0.4284 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + \frac{57.34 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 7680.482KN$$

$N_d = 3498.021KN < N_u = 7680.482KN \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

Les autres résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tab. V.5. Vérification du flambement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	I_o (m)	l_f (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_d (KN)	N_u (KN)	Observation
S-sol, RDC et mezza	65×70	3.06	2.142	11.88	0.834	36.68	0.4284	3469.02	7662.02	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	60×65	3.06	2.142	12.58	0.828	32.66	0.3654	2405.83	6920.60	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55×60	3.06	2.142	14.26	0.822	28.64	0.3074	1791.38	5651.11	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	50×55	3.06	2.142	15.28	0.818	24.12	0.2544	1193.58	4948.17	Vérifiée
7 ^{ème} étage	45×50	3.06	2.142	17.83	0.808	20.36	0.2064	609.78	3938.87	Vérifiée
8 ^{ème} étage	40×45	3.06	2.142	19.45	0.800	18.48	0.1634	323.17	3180.08	Vérifiée

On remarque bien que $N_d < N_u$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y a pas de risque de flambement.

V.2.5.2. Vérification des contraintes de compression :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

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

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

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{B} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{béton fibre inférieure}$$

$$B = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - \left(\frac{h}{2} - V \right) ; \quad V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{B} \quad \text{et } V' = h - V$$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

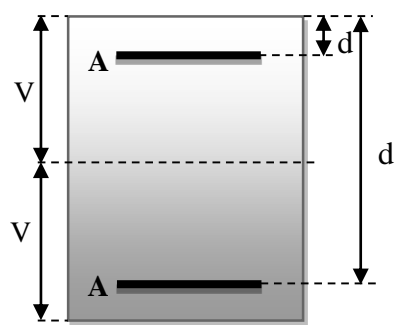


Fig. V.2. Section d'un poteau

Tab. V.6. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy'} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc1} (MPa)	σ _{bc} (MPa)
S-sol, RDC et Mezza	65×70	63	36.68	38.02	31.97	0.022	2518.326	3.74	6.70	15
1 ^{er} et 2 ^{ème}	60×65	58.5	32.66	35.40	29.59	0.016	1751.863	0.609	1.374	15
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55×60	54	28.64	32.76	27.23	0.012	1304.633	4.254	1.163	15
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	50×55	49.5	24.12	31.20	23.79	0.0085	868.768	3.988	1.465	15
7 ^{ème} étage	45×50	45	20.36	27.39	22.60	0.0057	445.143	3.714	1.785	15
8 ^{ème} étage	40×45	40.5	18.48	24.90	20.09	0.0038	236.853	4.908	0.32	15

V.2.5.3. Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99/Version2003 (article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : $\tau_{bu} < \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 ; \\ \rho_d = 0.04 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{et} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Avec : τ_{bu} est la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton.

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. V.7. Vérification des contraintes tangentielles.

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
S-sol, RDC et Mezza	65*70	2.142	3.06	0.04	70	102.898	0.272	1	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	60*65	2.142	3.29	0.04	65	144.462	0.0411	1	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55*60	2.142	3.57	0.04	60	100.663	0.0338	1	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	50*55	2.142	3.89	0.04	55	108.299	0.0437	1	Vérifiée
7 ^{ème} étage	45*50	2.142	4.28	0.04	50	88.546	0.0437	1	Vérifiée
8 ^{ème} étage	40*45	2.142	4.76	0.04	45	52.643	0.0324	1	Vérifiée

On remarque que la condition exigée par le RPA99/Version2003 sur les sollicitations tangentielle est vérifiée pour tous les étages.

V.2.6. Disposition constructive des poteaux :

- **Longueur de recouvrement : L_r**

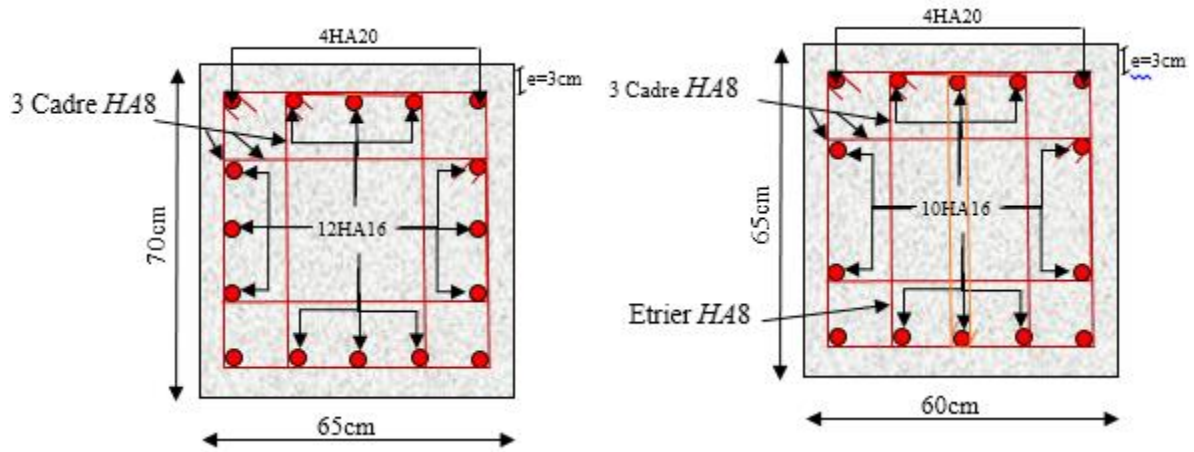
Soit L_r la longueur de recouvrement telle que : $L_r \geq 40 \times \phi$

$$\varphi_l = 14\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 56\text{cm}; \quad \text{soit : } L_r = 60\text{cm}$$

$$\varphi_l = 16\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 64\text{cm}; \quad \text{soit : } L_r = 65\text{cm}$$

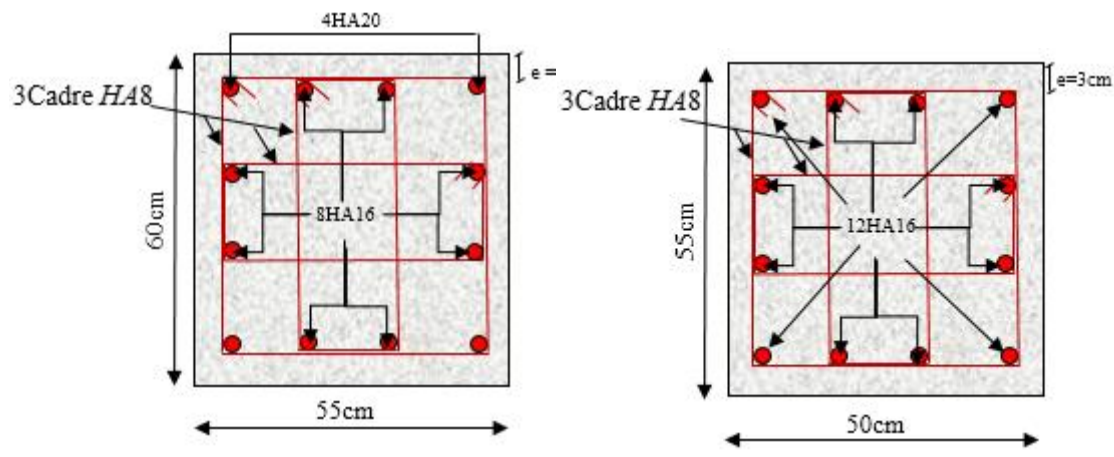
$$\varphi_l = 20\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 80\text{cm}; \quad \text{soit : } L_r = 80\text{cm}$$

Schémas de ferrailage des poteaux :



S-Sol, RDC et Mezzanine

1^{er} et 2^{ème} étage



3^{ème} et 4^{ème} étage

5^{ème} et 6^{ème} étage

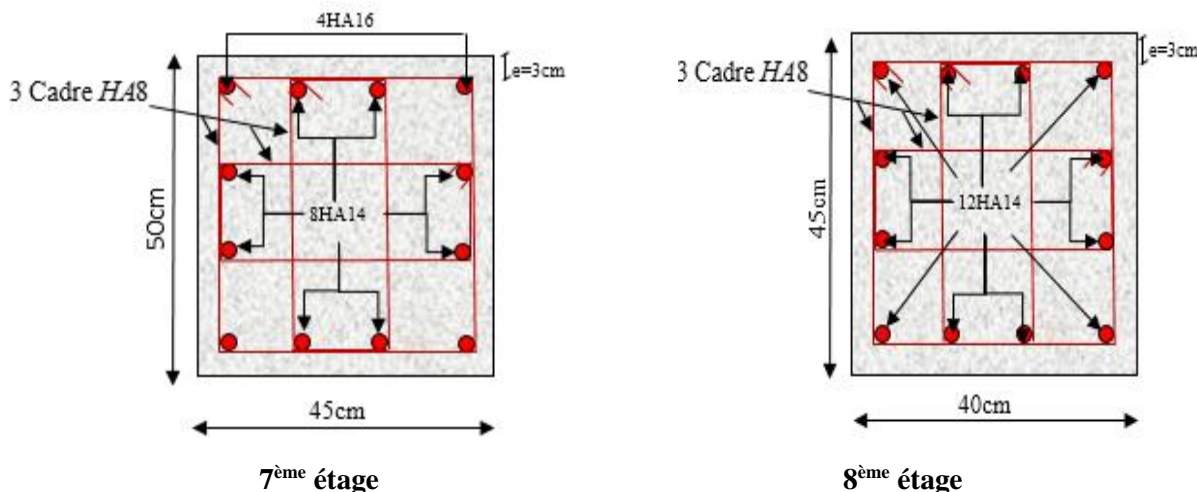


Fig. V.3. Schéma de ferrailage des poteaux

V.3. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. On distingue deux types de poutres :

Les poutres principales (50*30) cm² qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires (45*30) cm² qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (*M, N, T*) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions donnée par le RPA99/Version2003 et celle donnée par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \\ G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{RPA99(Article5.2)}$$

V.3.1. Recommandation du RPA99/V2003 :

a. Armature longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section total du béton, c'est à dire $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4 % de la section de béton en zone courante.
6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ en Zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieurs et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90%.

- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b. Armature transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t\right)$ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées

sont nécessaires. $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre ϕ est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus de nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Les sections minimales et maximales préconisé par le RPA99/V2003 :

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tab. V.8. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/v2003.

Poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Z. recouvrement
Principale	50*30	7.5	60	90
Secondaire	45*30	6.75	54	81

V.3.3. Sollicitations de calculs :

Les résultats de calcul des sollicitations sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. V.9. Les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)
S-sol, RDC et Mezza	105.573	-208.509	189.249	41.629	-48.078	29.336
Etages courants	102.43	-191.435	146.151	105.458	-114.46	61.598
Terrasse inaccessible	98.093	-195.054	167.186	86.125	-102.444	53.508

V.3.4. Ferrailage des armatures longitudinales :

Les calculs de ferrailage des poutres sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. V.10. Armatures longitudinales des poutres.

Niveaux	Type de poutre	Section (cm ²)	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
S-sol, RDC et Mezza	P. Principales	50*30	Appuis	9.663	6.75	3HA16+3HA14 = 10.65
			travées	7.668		3HA16+3HA14 = 10.65
	P. Secondaires	45*30	Appuis	8.808	6	3HA16+2HA14 = 9.11
			travées	7.187		3HA16+2HA14 = 9.11
Etage courant	P. Principales	50*30	Appuis	9.386	6.75	3HA16+3HA14 = 10.65
			travées	7.595		3HA16+3HA14 = 10.65
	P. Secondaires	45*30	Appuis	9.129	6	3HA16+2HA14 = 9.11
			travées	7.314		3HA16+2HA14 = 9.11
Terrasse inaccessible	P. Principales	50*30	Appuis	8.737	6.75	3HA16+3HA14 = 10.65
			travées	5.828		3HA16+3HA14 = 10.65
	P. Secondaires	45*30	Appuis	5.853	6	3HA16+2HA14 = 9.11
			travées	6.733		3HA16+2HA14 = 9.11

- **Longueur de recouvrement :**

Soit L_r la longueur de recouvrement Telle que : $L_r \geq 40 \times \phi$

$$\phi_l = 14mm \Rightarrow L_r \geq 56cm; \quad \text{soit : } L_r = 60cm$$

$$\phi_l = 16mm \Rightarrow L_r \geq 64cm; \quad \text{soit : } L_r = 65cm$$

V.3.5. Ferrailage des armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales :**

Soit ϕ_l le diamètre des armatures transversales avec : $\phi_l \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

Poutre principales :

$$\phi_l \leq \min\left(14, \frac{500}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(14; 14.28; 30); \quad \text{Donc on prend } \phi_l = 10mm$$

Poutre secondaires :

$$\phi_l \leq \min\left(14, \frac{450}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(14; 12.85; 30); \quad \text{Donc on prend } \phi_l = 10mm$$

Donc on prend 4HA10 = 3.14 cm² (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

- **Espacement des armatures transversales :**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l\min}\right)$

Poutre principales : $S_t \leq \min(14.28; 16.8) \Rightarrow$ Soit : $S_t = 10cm$

Poutre secondaires : $S_t \leq \min(12.85; 16.8) \Rightarrow$ Soit : $S_t = 10cm$

Zone courante : $S_t \leq h/2$

Poutre principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm} \Rightarrow$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$

Poutre secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \Rightarrow S_t \leq 15\text{cm} \Rightarrow$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$

- **Section minimale d'armature transversale :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25\text{cm}^2 \\ A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 2.025\text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée pour toutes les poutres.} \end{array} \right.$$

V.3.6. Vérification :

- **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité :

Poutres principales $\rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.557\text{cm}^2$

Poutres secondaires $\rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.34\text{cm}^2$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}, FPN \Rightarrow \overline{\tau_{bu}} = \min(0.13f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

Le calcul des poutres de différent niveau est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tab. V.11. Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	189.249	1.401	Vérifiée
Poutres secondaires	61.598	0.513	Vérifiée

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

- en appui de rives : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²) Appui	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
P. Principales	10.65	188.702	154.316	5.425	-5.063	Vérifiée
P. Secondaires	9.11	74.204	78.907	2.133	-3.868	Vérifiée

• **Vérification a L'ELS :**

Etat limite de compression de béton :

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

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_c = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tab. V.13. Vérification de la contrainte limite de béton à L'ELS.

Poutres	Eléments	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
P.Principales	Appui	148.074	15.789	208097.773	8.265	15	Vérifiée
	Travée	74.947	15.789	208097.773	4.666		Vérifiée
P.Secondaires	Appui	26.421	13.864	143707.6	5.584		Vérifiée
	Travée	31.150	13.864	143707.6	4.249		Vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Poutre principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{50}{570} = 0.087 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots(1) \\ \frac{30}{570} = 0.052 \geq \frac{0.749}{10} = 0.0749 \dots\dots\dots(2) \\ \frac{10.65}{30 \times 45} = 0.007 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Poutre secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{45}{396} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots(1) \\ \frac{30}{396} = 0.075 \geq \frac{0.31}{10} = 0.031 \dots\dots\dots(2) \\ \frac{9.11}{30 \times 40} = 0.007 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Vérification des zones nodales :**

Selon le RPA99/Version2003 (Article 7.6.2)

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majoration de 1,25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

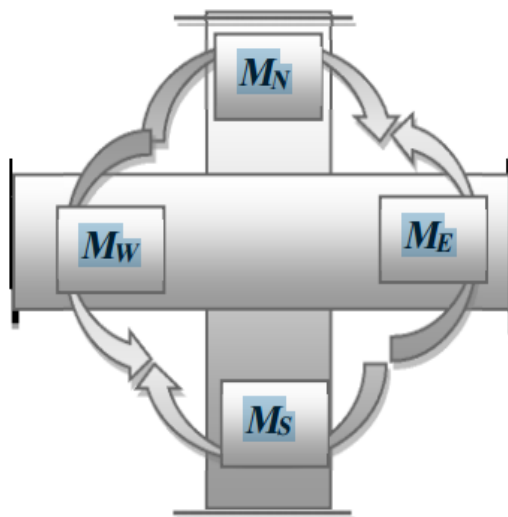


Fig. V.4. Schéma de la zone nodale

- **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $Z = 0.9 \times h$

h : la hauteur de la section.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. V.14. Moments résistant dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	Mr (KN.m)
S-sol, RDC et Mezza	65*70	63	36.68	804.172
1 ^{er} et 2 ^{ème}	60*65	58.5	32.66	804.172
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55*60	54	28.64	804.172
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	50*55	49.5	24.12	664.892
7 ^{ème} étage	45*50	45	20.36	664.892
8 ^{ème} étage	40*45	40.5	18.48	538.203

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. V.15. Moments résistant dans les poutres.

	section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Poutre principale	(30x45)	40.5	10.65	166.676
Poutre secondaire	(30x40)	36	9.11	109.382

Vérification :

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$ sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Avec : **PP** : Poutre principale.

PS : Poutre secondaire.

Tab. V.16. Vérification de la zone nodale.

Niveaux	Poteau	Poutre	M _S (KN.m)	M _N (KN.m)	M _W = M _E (KN.m)	M _N +M _S (KN.m)	1.25(M _W + M _E) (KN.m)	Vérification
S-sol, RDC et Mezza	70*65	PP	804.172	804.172	166.779	1608.304	416.69	Vérifiée
		PS			109.382		273.455	
1 ^{er} et 2 ^{ème}	65*60	PP	664.892	664.892	187.027	1469.064	467.567	Vérifiée
		PS			114.368		285.92	
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	60*55	PP	538.892	538.892	187.027	1329.784	467.567	Vérifiée
		PS			114.368		285.92	
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	55*50	PP	415.491	415.491	187.027	1203.095	467.567	Vérifiée
		PS			114.368		285.92	
7 ^{ème} étage	50*45	PP	415.491	415.491	187.027	1203.095	467.567	Vérifiée
		PS			114.368		285.92	
8 ^{ème} étage	45*40	PP	318.838	318.838	187.027	953.694	467.567	Vérifiée
		PS			114.368		285.92	

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les Poteaux.

V.3.7. Schéma de ferrailage des poutres :

On a le même ferrailage pour tous les niveaux

- **Poutres principales :**

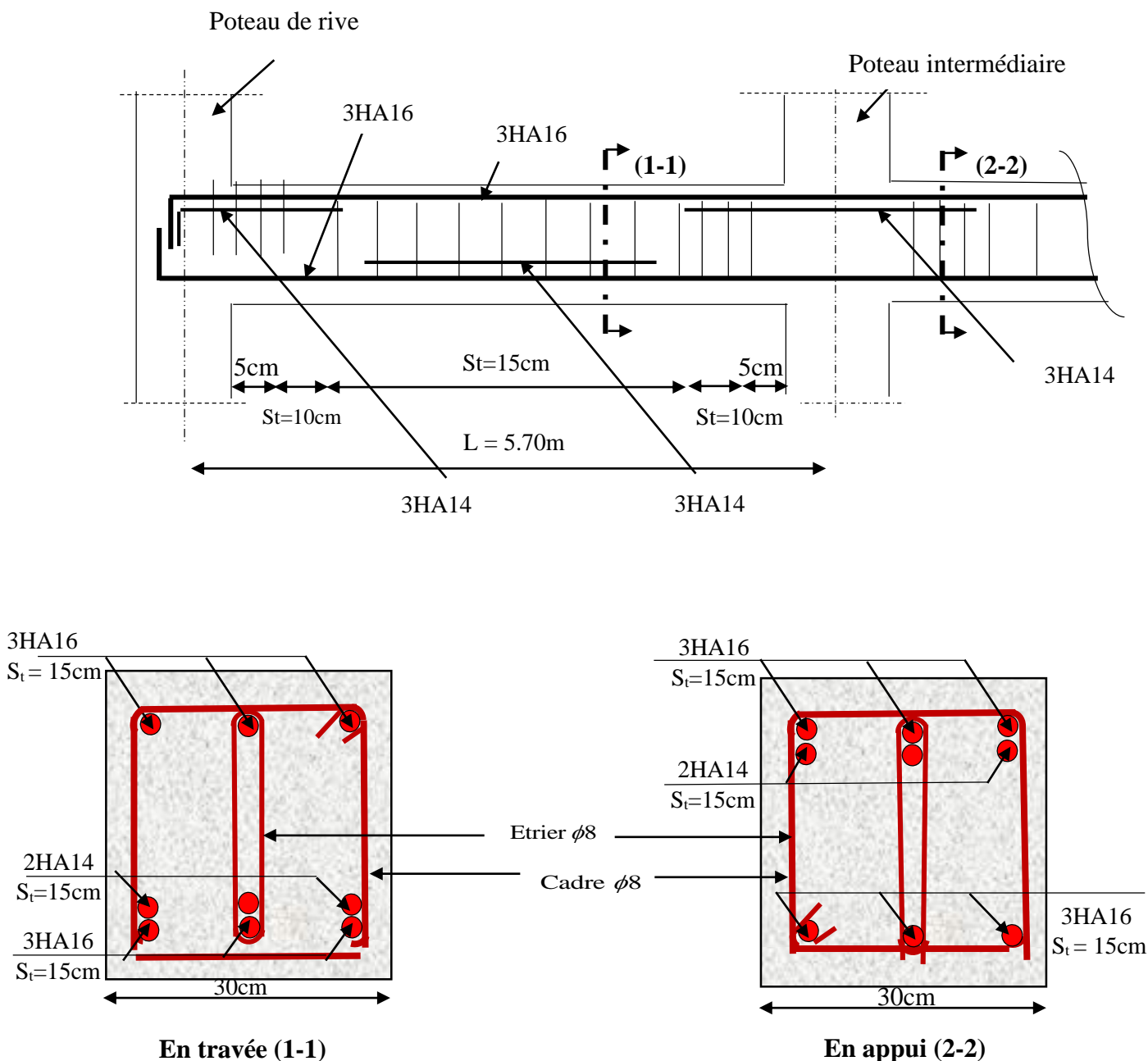


Figure V.5. Schéma de ferrailage de la poutre principale

• **Poutres secondaires :**

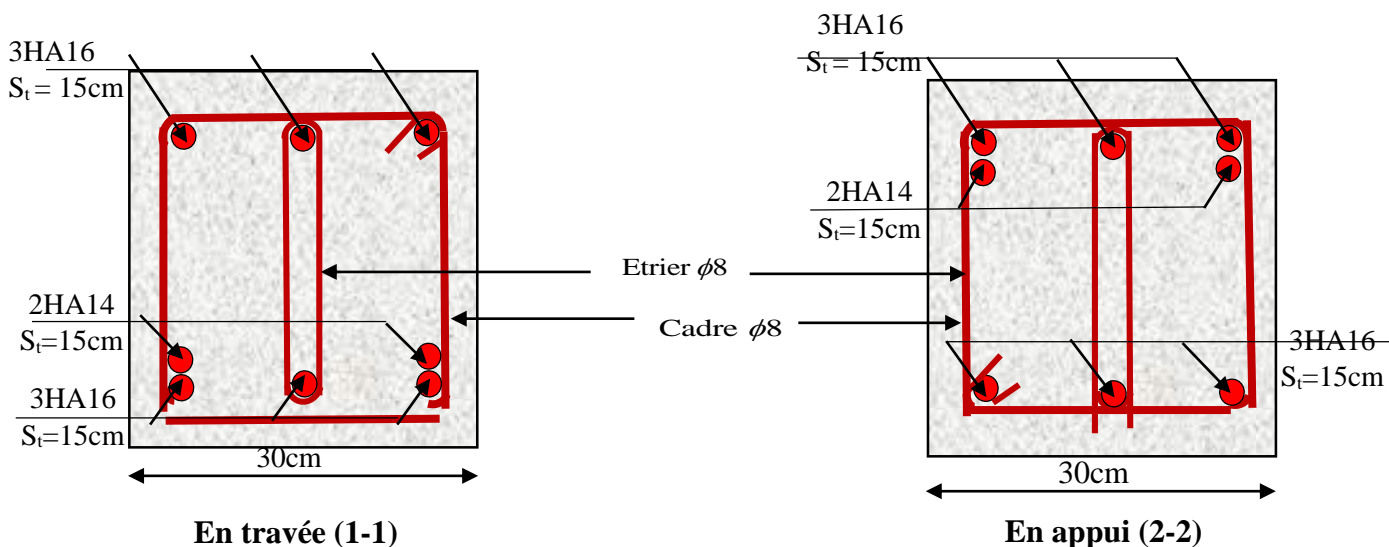


Figure V.6. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire

V.4. Etude des voiles :

Le RPA99/Version 2003 (article 3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis au voiles habituellement par les plancher qui jouent un rôle de diaphragme .Entre chaque voile la sollicitation ce répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y)

Le voile travaille comme une console encastré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

- Voiles élancés $\frac{h}{l} > 1.5$; Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP 2000/V14.2.2 dans l'ordre suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{array} \right. \quad ; \quad \begin{array}{l} G+Q+E \\ G+Q-E \end{array} \quad ; \quad \begin{array}{l} 0.8G+E \\ 0.8G-E \end{array}$$

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticale et horizontale.

Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.4.1. Recommandation du RPA 99/V2003 :

a. Les armatures verticales :

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_f 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.
- à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

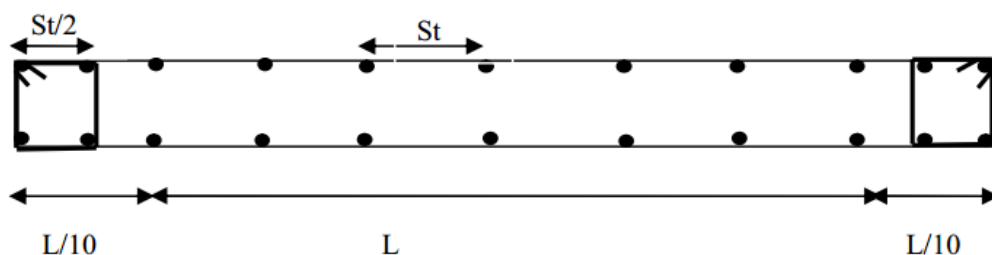


Fig. V.7. Disposition des armatures dans les voiles.

b. Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$.

c. Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d. Les règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{min} = 0.15\% \times b \times h$ Dans la zone extrême de voile
 - $A_{min} = 0.10\% \times b \times h$ 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 $s_r = \min(1.5 \times \alpha; 30cm)$ avec : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.2. Disposition des voiles :

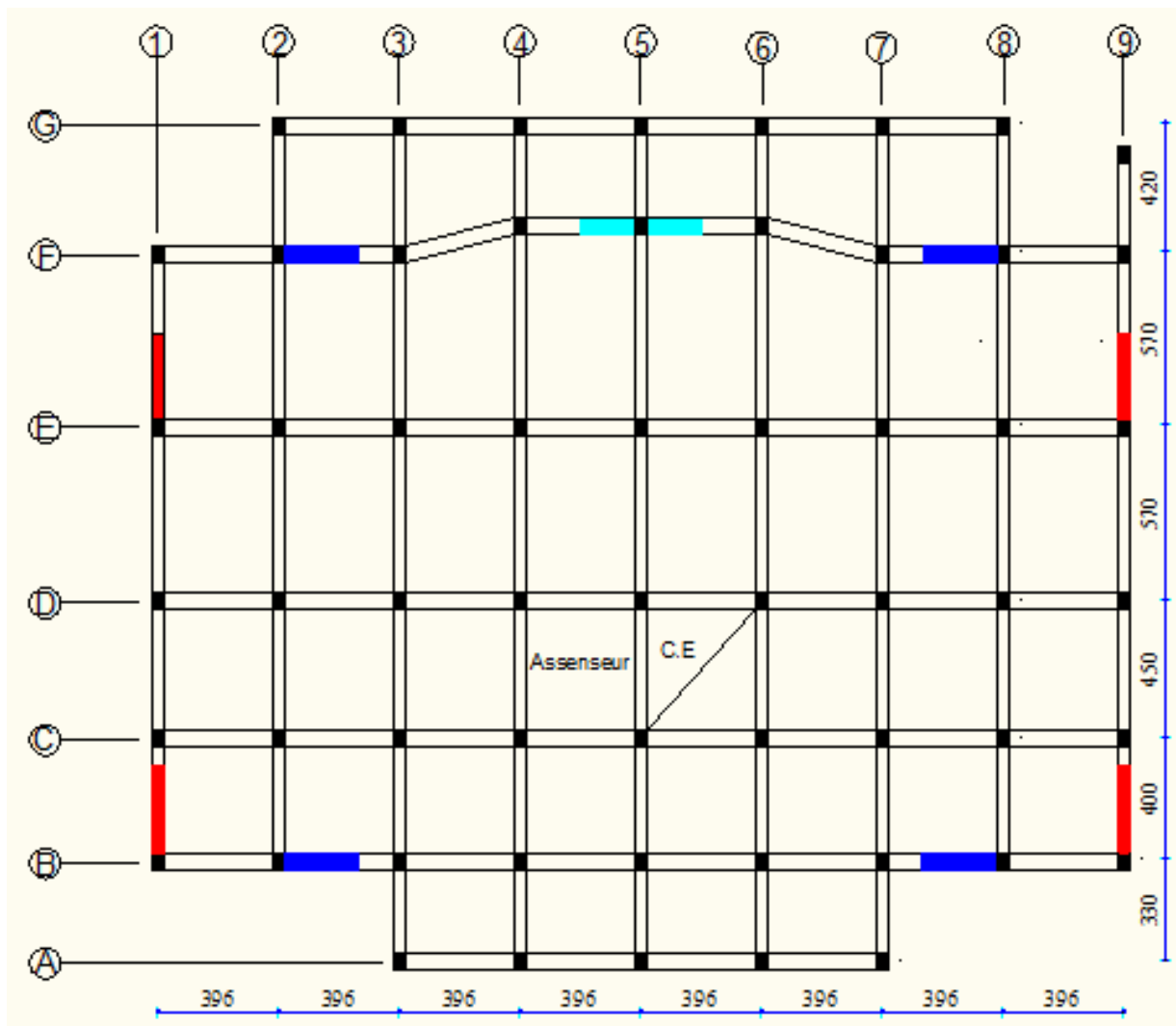


Fig. V.8. Schéma de répartition des voiles.

V.4.3. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles :

Les sollicitations dans les voiles sont extraites du logiciel SAP 2000 /V14.2.2.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Sens x-x :

Tab. V.17. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=2.75m$ à tous les niveaux.

	Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
V_{x1}	S-Sol, RDC et Mezza	3755.458	1242.487	4086.034	1859.302	642.603	5892.115	589.397
	1 ^{er} et 2 ^{ème}	1942.77	735.882	1035.151	755.13	59.778	17.751	499.048
	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	1218.434	43.436	566.874	646.346	72.097	10.943	345.753
	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	999.267	15.784	447.522	490.95	61.704	118.413	299.349
	7 ^{ème} étage	587.215	225.047	225.047	587.215	30.152	14.14	164.623
	8 ^{ème} étage	309.794	140.428	140.428	309.794	13.19	9.68	95.085

Tab. V.18. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=3.00m$ à tous les niveaux.

	Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
V_{x2}	S-Sol, RDC et Mezza	7432.241	2863.868	4797.2	4962.166	332.613	660.09	1504.794
	1 ^{er} et 2 ^{ème}	6646.922	2935.027	10944.465	4546.094	294.317	8839.354	1562.727
	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5411.464	2411.867	8562.594	3812.737	127.279	6833.294	1281.787
	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	3848.609	1741.155	5631.122	2733.782	69.353	4387.245	907.946
	7 ^{ème} étage	587.215	225.047	225.047	587.215	30.152	14.14	164.623
	8 ^{ème} étage	1079.065	688.626	1207.554	723.747	29.501	73.532	215.629

Sens y-y :

Tab. V.19. Sollicitations maximales dans le voile $V_y=4.00m$ à tous les niveaux.

	Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
V_y	S-Sol, RDC et Mezza	4145.897	2824.476	3698.395	2411.425	1785.096	1314.712	1516.404
	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3149.707	2444.376	2544.366	3149.705	1354.131	1213.256	1140.193
	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	2528.96	1928.171	1928.171	2528.96	1086.795	919.609	921.429
	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	1797.614	1301.03	1301.03	1797.614	783.873	624.051	584.004
	7 ^{ème} étage	961.199	487.56	487.56	961.199	433.172	248.742	313.177
	8 ^{ème} étage	500.745	623.958	623.958	500.745	236.913	181.837	317.78

V.4.4. Ferrailage des voiles :

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000/V14.2.2 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

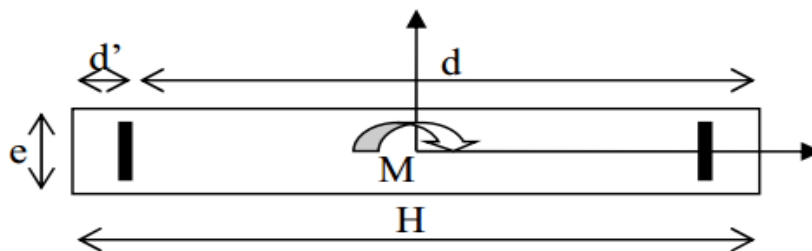


Fig. V.9. Schéma d'un voile plein.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times L$).

A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans la zone tendue.

$$A_v^{\min} / \text{ten} = 0.2\% \times b \times L_t$$

A_v^{\min} / comp : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.

$$A_v^{\min} / \text{comp} = 0.1\% \times b \times L_c$$

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

s_r : Espacement entre armatures.

$A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$ Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

A_h^{cal} : Section d'armature horizontale calculée.

A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.

N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.

L_t : Longueur de la zone tendue.

• Les vérifications nécessaires :

Vérification au Cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003 comme suit :

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.461 \text{MPa} < \tau_{adm} = 5 \text{MPa}$$

Vérification des sections minimales :

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 1.2 \text{cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA99/V2003}).$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 3.864 \text{cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL}).$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 \times L_t) = 2.1 \text{cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA99/V2003}).$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 8.25 \text{cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA99/V2003}).$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{v(ZT)} = 23.065 \text{cm}^2$$

Les résultats de calcul des différents voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Tab. V.20. ferrailage le voile $V \times 1 = 2.75 \text{m}$ sur toute la hauteur.

Niveaux	S-sol, RDC et Mezza	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M(KN.m)	1242.487	735.882	43.436	15.784	225.047	140.428
N(KN)	3755.458	1942.77	12318.434	999.267	587.215	309.794
V(KN)	589.397	499.048	345.753	299.349	164.623	95.085
Section	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
τ_u (MPa)	1.461	1.456	1.456	1.21	1.001	0.662
$A_{v \text{ cal}}/\text{face}$ (cm ²)	23.065	17.658	17.658	14.57	11.433	7.22
$A_{v \text{ min}}/\text{face}$ (cm ²)	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95
A_v adopté/face (cm ²)	6HA16+4HA20 = 24.63	6HA16+4HA14 = 18.22	6HA16+4HA14 = 18.22	10HA14=15.39	6HA14+4HA12 = 13.76	10HA10 = 7.85
S_t (cm)	Extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
$A_h \text{ cal}/\text{face}$ (cm ²)	1.372	1.82	1.82	1.51	1.25	0.83
$A_h \text{ min}/\text{face}$ (cm ²)	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95
A_h adopté/face (cm ²)	12HA10= 9.42	16HA8=8.04	13HA8=6.53	13HA8=6.53	13HA8=6.53	13HA8 =6.53
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25

Tab. V.21. ferrailage le voile $V_{x2} = 3.00\text{m}$ sur toute la hauteur.

Niveaux		S-sol, RDC et Mezza	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
e (cm)		20	20	20	20	20	20
M(KN.m)		2863.868	2935.027	2411.867	1741.155	225.047	688.6326
N(KN)		7432.241	54121.464	5411.464	3848.609	587.215	1079.065
V(KN)		1504.794	1562.727	1281.787	907.946	164.623	215.629
Section		S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
τ_u (MPa)		1.578	1.524	1.524	1.210	0.957	0.592
$A_{v\text{ cal}}/\text{face}$ (cm ²)		23.803	16.139	16.139	13.142	10.009	6.07
$A_{v\text{ min}}/\text{face}$ (cm ²)		1.52	5.52	5.52	5.52	5.52	5.52
A_v adopté/face (cm ²)		12HA16=24.13	12HA14=18.47	12HA14=18.47	12HA12=13.57	6HA12+6HA10=11.5	12HA10=9.42
S_t (cm)	Extrémité	8	8	8	8	8	8
	Milieu	20	20	20	20	20	20
$A_h\text{ cal}/\text{face}$ (cm ²)		1.479	1.91	1.91	1.51	1.2	0.74
$A_h\text{ min}/\text{face}$ (cm ²)		5.52	5.52	5.52	5.52	5.52	5.52
A_h adopté/face (cm ²)		12HA8=6.03	16HA8=8.04	13HA8=6.53	13HA8=6.53	13HA8= 6.53	13HA8=6.53
S_t (cm)		25	25	25	25	25	25
$A_h\text{ cal}/\text{face}$ (cm ²)		1.316	1.67	1.67	1.4	1.17	0.78
$A_h\text{ min}/\text{face}$ (cm ²)		4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
A_h adopté/face (cm ²)		12HA8= 6.03	16HA8= 8.04	13HA8=6.53	13HA8= 6.53	13HA8=6.53	13HA8=6.53
S_t (cm)		25	25	25	25	25	25

Tab. V.22. Ferrailage du voile $V_{y1} = 4.00\text{ m}$ sur toute la hauteur.

Niveaux		S-Sol, RDC et Mezza	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
e (cm)		20	20	20	20	20	20
M(KN.m)		2824.476	2444.376	1928.376	1301.03	487.56	623.958
N(KN)		4145.897	3149.707	2528.96	1797.614	961.199	500.745
V(KN)		1516.404	1140.193	921.429	584.004	313.177	317.78
Section		S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
τ_u (MPa)		3.407	3.458	3.458	2.323	0.977	0.953
$A_{v\text{ cal}}/\text{face}$ (cm ²)		60.489	49.07	49.07	38.84	21.01	15.332
$A_{v\text{ min}}/\text{face}$ (cm ²)		13.2	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2
A_v adopté/face (cm ²)		16HA20+6HA16=62.33	16HA16+6HA20=51.02	16HA16+6HA20=51.02	16HA16+6HA14=41.41	16HA12+6HA10=22.81	18HA10+4HA12=18.66
S_t (cm)	Extrémité	10	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20	20
$A_h\text{ cal}/\text{face}$ (cm ²)		4.26	4.32	4.32	2.9	1.22	1.19
$A_h\text{ min}/\text{face}$ (cm ²)		13.2	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2
A_h adopté/face (cm ²)		12HA12=13.57	10HA10+6HA12=14.64	7HA12+7HA10=13.42	7HA12+7HA10=13.42	7HA12+7HA10=13.42	7HA12+7HA10=13.42
S_t (cm)		25	25	25	25	25	25

Avec :

S.P.C : Section Partiellement Comprimée

S.E.C : Section Entièrement Comprimée

Schéma de ferrailage :

On prend comme exemple le voile Vx1 au niveau de S-Sol, RDC et Mezzanine :

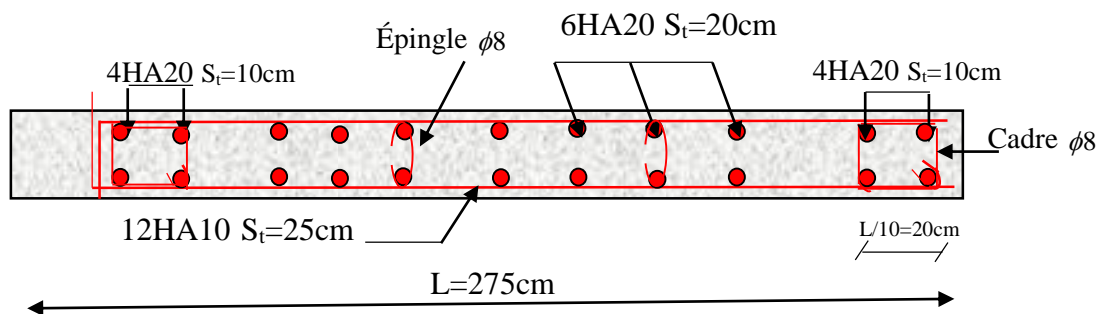


Fig. V.10. Schéma de ferrailage du voile V_{x1}

V.5. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés avec le logiciel SAP 2000/V14.2.2.

Les poutres sont ferrillées avec le minimum du RPA.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par le SAP 2000/V14.2.2.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/V2003 et du BAEL91.

VI.1. Introduction

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Elle constitue un ensemble rigide capable à répondre aux fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise.
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structurale.

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.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix de type des fondations, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filante et le radier générale et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le rapport de sol établie par le laboratoire la contrainte de sol et de 1.3 bar.

D'après le **RPA99/V2003(Article10.1.4.1)** les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes : $G + Q \pm E$ et $0.8 \times G \pm E$

VI.3. Eudes des fondations :

1. Vérification de la semelle isolée :

Les poteaux étant de section rectangulaire, donc on choisit des semelles rectangulaires 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 calculé selon les combinaisons Obtenu par le logiciel SAP2000/V14.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol} = 1.1bar$: Contrainte admissible du sol.

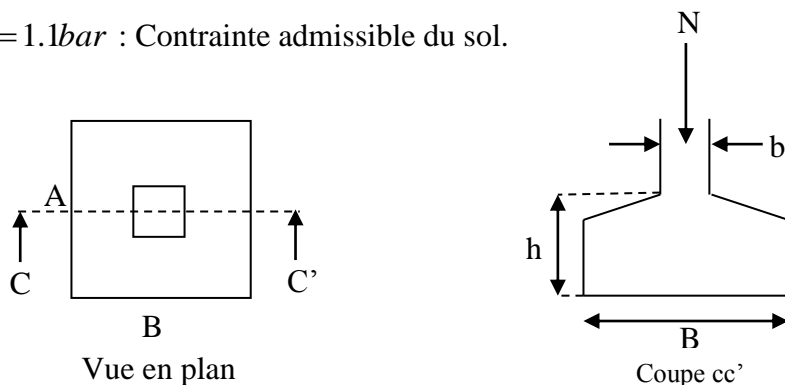


Fig.VI .1. Semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a×b), donc S = A×B

$$N = 3667.30 \text{ KN} ; \bar{\sigma}_{sol} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots (1)$$

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

$$A \text{ dans (1) et on trouve la valeur de } B : B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.7}{0.65} \times \frac{3.667301}{0.13}} = 5.51 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = 5.51 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens y varie entre 3.30 m et 5.70 m, donc on remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

2. Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de cinq poteaux.

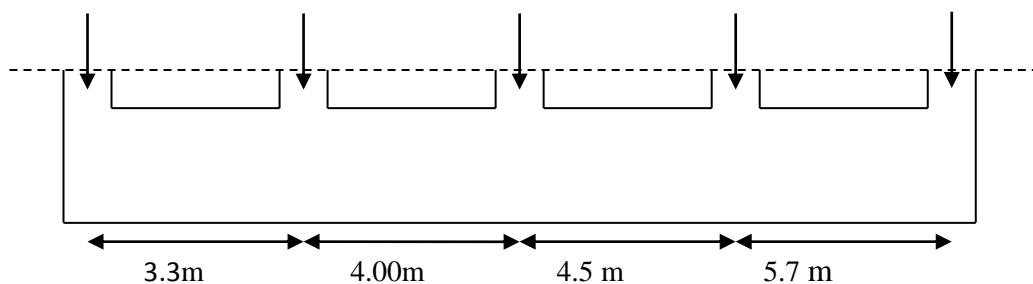


Fig.VI.2. Semelle filante

Avec:

$$\left. \begin{array}{l} N1 = 804.644 \text{ KN} ; N2 = 1746.101 \text{ KN} \\ N3 = 3667.301 \text{ KN} ; N4 = 1978.054 \text{ KN} \\ N5 = 2340.601 \text{ KN} ; N6 = 2073.058 \text{ KN} \\ N7 = 2315.223 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow \sum N_i = 14924981 \text{ KN}$$

Poids estimé de la semelle : $N_s = 7 \times 20 \Rightarrow N_s = 140 \text{ KN}$

Poids totale de la structure : $N = N_s + \sum N_i = 14924981 \text{ KN}$

$$\text{Donc : } \frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{14.924981}{0.13 \times 27.4} = 4.190 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc ce choix ne convient pas.

3. Vérification du radier générale :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristique :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petite trame).

3.1. Pré dimensionnement :

- **La condition de coffrage :**

La plus grande portée entre deux éléments de contreventement est $L_{\max} = 5.7m$

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{570}{10} = 57cm \Rightarrow \text{Soit : } h_t = 60cm$$

$$\text{Dalle : } h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{570}{20} = 28.5cm \Rightarrow \text{Soit : } h_0 = 30cm$$

- **Vérification de condition de rigidité :**

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e ; \text{ Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 32164200KPa$

I : inertie de la section du radier.

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 $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4.10^4 \text{ KN/m}^3$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$\text{On a : } \begin{cases} h_t = 60cm \\ I = 0.018m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 2.758m \\ L_{\max} = 5.7m > \frac{\pi}{2} \times L_e = 4.332m \Rightarrow \text{Non vérifiée} \end{cases}$$

On redimensionne les nervures avec $h_t = 90cm$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} h_t = 90cm \\ I = 0.06075m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 3.738m \\ L_{\max} = 5.7m < \frac{\pi}{2} \times L_e = 5.871m \Rightarrow \text{c'est vérifier} \end{cases}$$

- **La surface du radier :**

$$\frac{N'}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma_s} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N'}{\overline{\sigma_s}}$$

$$N' = N_{ser} + P_{radier}$$

Avec :

N_{ser} : Donnée par le SAP2000/V14

P_{radier} : Le poids de radier

$$N' = 6510.24 + 102937.096 = 109447.336 \text{ KN}$$

$$\text{On à la surface du bâtiment est : } S_{bat} = L_x \times L_y \Rightarrow S_{bat} = 27.4 \times 31.68 \Rightarrow S_{bat} = 868.032 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{rad} \geq \frac{N'}{\overline{\sigma_s}} = \frac{109447.336 \times 10^{-3}}{0.11} \Rightarrow S_{rad} \geq 994.975 \text{ m}^2$$

On opte: $S_{rad} \geq S_{bat} = 994.975$ (radier avec débord)

$$S_{rad} = S_{bat} + D \cdot P = 1009.824$$

$$D = 1.2 \text{ m}$$

3.2. Vérifications nécessaires :

- **Vérification au poinçonnement :**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec : h: Hauteur total de radier.

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0.7 + 0.65 + 2 \times 0.9) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 6.3 \text{ m}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité ($Q_u = 3667.301 \text{ KN}$)

$$\text{Donc : } Q_u = 3667.301 \text{ KN} < 0.045 \times 6.3 \times 0.9 \times \frac{25000}{1.5} = 4252.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte du sol :**

Calcul des contraintes sous le radier :

Sens x-x :

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N' : Poids totale de la structure.

$$N' = N_s + P_{radier}$$

M_Y, M_X : Moments sismique à la base.

D'après le programme SOCOTEC on a les caractéristiques suivantes :

$$I_{xx} = 72598m^4 \text{ et } X_G = 13.7m$$

$$I_{yy} = 54307m^4 \text{ et } Y_G = 15.84m$$

$$M_x = 4873.2917KN.m; M_y = 6901.5885KN.m$$

$$N' = 109447.366KN$$

$$\sigma_{max} = \frac{109447.336}{1009.824} + \frac{4873.2917 \times 13.7}{72598} = 109.302KN / m^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{109447.336}{1009.824} - \frac{4873.2917 \times 13.7}{72598} = 107.462KN / m^2$$

σ_{max} et σ_{min} sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol} \dots\dots\dots DTR BC 2.33.1 (Art 5.541(a))$$

$$\sigma_m = \left(\frac{3 \times 109.302 + 107.462}{4} \right) \times 10^{-3} = 0.108MPa < \sigma_{sol} = 0.13MPa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens x-x.

Sens y-y:

$$\sigma_{max,min} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M_y X_G}{I_y}$$

$$\sigma_{max} = \frac{109447.366}{1009.824} + \frac{6901.5885 \times 15.84}{54307} = 110.39KN / m^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{109447.366}{1009.824} - \frac{6901.5885 \times 15.84}{54307} = 106.369KN / m^2$$

$$\sigma_m = \left(\frac{3 \times 110.39 + 106.369}{4} \right) \times 10^{-3} = 0.109MPa < \sigma_{sol} = 0.13MPa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens y-y.

• **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le RPA99/v2003 (Art : 10.1.5), on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- Sens x-x : $e = \frac{4873.2917}{109447.336} = 0.044m < \frac{27.4}{4} = 6.85m \dots\dots\dots$ Vérifiée

- Sens y-y : $e = \frac{6901.5885}{109447.366} = 0.063m < \frac{31.68}{4} = 7.92m \dots\dots\dots$ Vérifiée

Donc il n'y a pas risque de renversement.

• **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec : N : Le poids de la superstructure sans le poids du radier à l'ELU.

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H=3.06$ m).

γ_w : Poids volumique d'eau ($\gamma_w = 10 \text{KN/m}^2$).

$141708.295 \text{KN} \geq 1.5 \times 3.06 \times 868.032 \times 10 = 3984.266 \text{KN}$C'est vérifié.

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{MPa})$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ml}$.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S_{\text{rad}}} = \frac{141708.295 \times 5.7 \times 1}{2 \times 1009.824} = 399.93 \text{KN}$$

$$d = 0.9 \times h_{\text{rad}} = 0.9 \times 30 = 27 \text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{399.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.48 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

3.3. Ferrailage :

3.3.1. La dalle du radier :

Le 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

$L_x = 3.96 \text{m}$; $L_y = 5.7 \text{m}$, On fait le calcul pour une bande de 1

• **Calcul des sollicitations à l'ELU :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \Rightarrow q_u = \frac{148218.535}{1009.824} \Rightarrow q_u = 146.776 \text{KN/m}^2$$

N_u : Effort normal (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.69 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0697 \\ \mu_y = 0.4181 \end{cases} \dots\dots\dots (\text{Annexe1})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 160.427 \text{KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 67.074 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 136.362 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 57.01 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appui : } M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -80.213 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section ($b \times h_r$) = (1×0.3) m^2 .

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $h_r = 30\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $\rho = 0.96$

- En appui : $A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

- En travée : $\begin{cases} h_r > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 2.772\text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = 2.4\text{cm}^2 \end{cases}$

• **Espacement des armatures :**

- Armatures// L_x : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

- Armatures// L_y : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

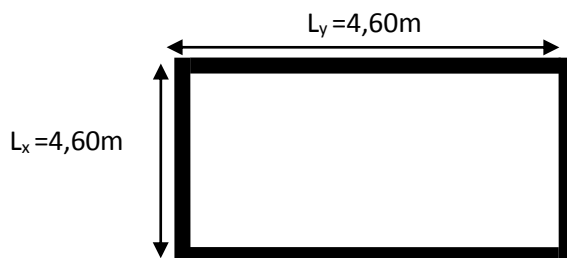


Fig VI.3. Dalle sur quatre appuis

On vérifie que $A_y^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 2.4\text{cm}^2 > 0.612\text{cm}^2$ C'est vérifiée.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Tab.VI.1 Résumé des résultats de ferrillages du radier.

Sens		M (KN.m)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	136.362	20.24	2.772	10HA16 = 20.11	20
	Appui	80.213	11.35	3.018	8HA14 = 12.32	20
Sens y-y	Travée	57.01	7.93	2.772	8HA12 = 9.05	20
	Appui	80.213	11.35	3.018	8HA14 = 12.32	20

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$.

$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 193.744\text{KN}$
 $V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 311.012\text{KN}$ } $\Rightarrow V_{\max} = 311.012\text{KN}$

$\tau_u = \frac{311.012 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} \Rightarrow \tau_u = 1.244\text{MPa} < 1.25\text{MPa}$ C'est vérifié

• **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = 101.935 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0.69 \Rightarrow v = 0.2 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.0755 \\ \mu_y = 0.5704 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (\text{Annexe 1})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = 120.687 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 68.839 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 102.583 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 58.513 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -60.343 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(1.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec :

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

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab VI.2. Vérification des contraintes de la dalle du radier.

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	120.687	9.62	101029.5525	12.08	289.729	Non vérifiée
	Appui	60.343	7.67	66171.58399	8.65	293.217	Non vérifiée
y-y	Travée	58.5613	6.99	55416.28688	9.12	352.872	Non vérifiée
	Appui	60.343	7.67	66171.58399	8.65	293.217	Non vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab VI.3. Vérification des contraintes de la dalle du radier après redimensionnement de la section d'acier.

Sens		Nouvelle section As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	12HA20 = 25.13	12.08	153156.5763	9.51	152.713	Vérifiée
	Appui	8HA16 = 16.08	9.62	101029.5225	5.74	137.791	Vérifiée
y-y	Travée	8HA16 = 25.13	8.83	86015.1492	6.02	165.134	Vérifiée
	Appui	8HA16 = 16.08	9.62	101029.52255	5.74	137.792	Vérifiée

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

- **Espacement des armatures :**

- Armatures// L_x : $S_t \leq \min(3e; 33cm) = 33cm$.

- Armatures// L_y : $S_t \leq \min(4e; 45cm) = 45cm$.

Schéma de ferrailage du radier

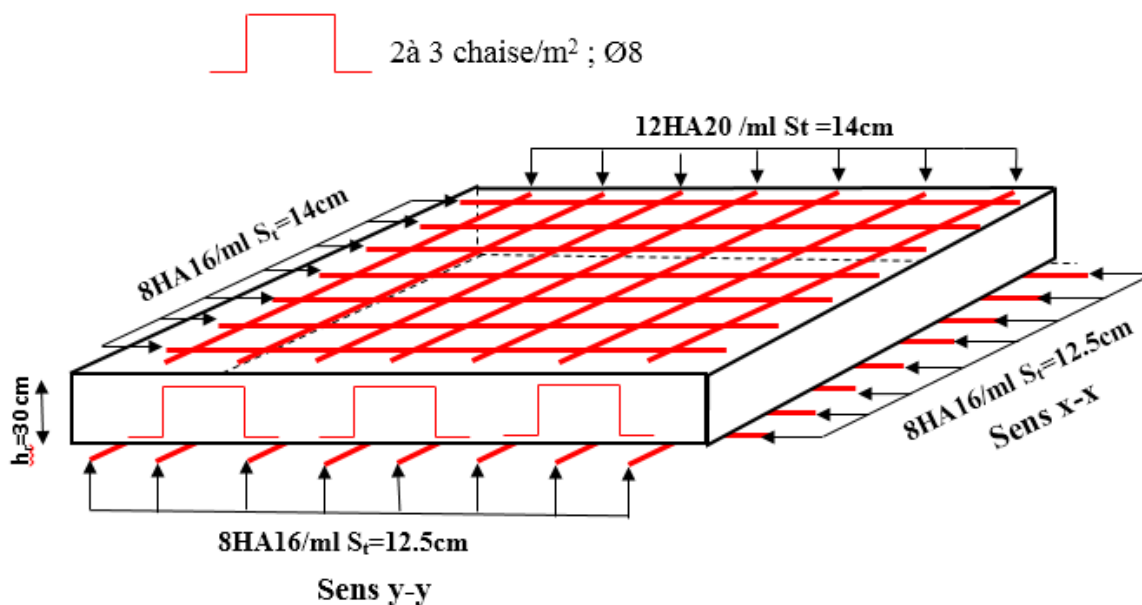


Fig.VI.4. Schéma de ferrailage de la dalle du radier

3.3.2. Calcul des nervures :

- **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).

Charge triangulaire : $P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

Charge trapézoïdale : $P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

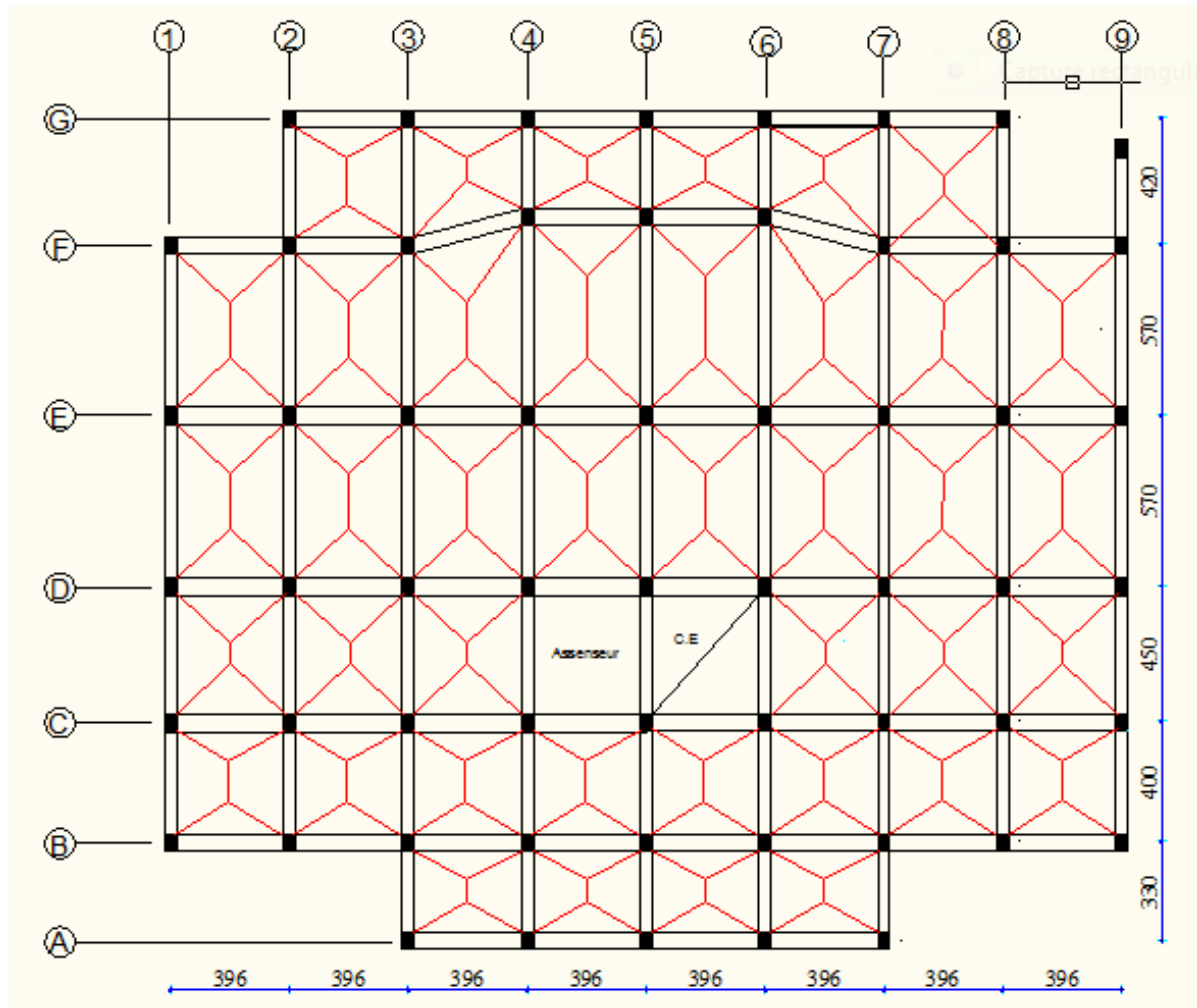


Fig.VI.5. Schéma de rupture de la dalle du radier

On prend deux types de nervures les plus chargées.

$$q_u = 146.776 \text{ KN/m}^2 ; q_s = 101.935 \text{ KN/m}$$

• **Calcul des sollicitations :**

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$$

Moments en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

L'effort tranchant max : $V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$

Sens y-y: $P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$; $P_1' = \frac{q \times l_x}{3}$; $P = P_1 + P_1'$

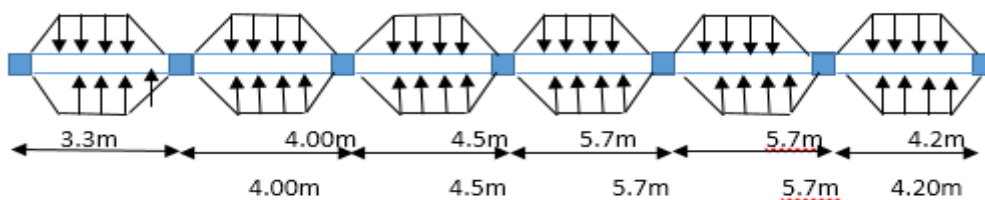


Fig.VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tab.VI.4. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELU.

Travée	l_x (m)	l_x' (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)	V_{max} (KN)
				M_g	M_d			
A-B	3.3	3.3	322.907	0	418.954	1.319	214.833	1476.591
B-C	4.00	3.2	352.262	418.954	535.39	1.917	228.555	
C-D	4.5	4	415.865	535.39	965.961	2.02	312.99	
D-E	5.7	4.56	501.973	965.961	1227.98	2.758	943.772	
E-F	5.7	4.56	501.973	1227.98	1007.249	2.927	922.517	
F-G	4.2	3.36	369.875	1007.249	0	2.67	310.791	

Tab.VI.5. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELS.

Travée	l_x (m)	l_x' (m)	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	3.3	3.3	224.257	0	542.054	1.319	149.201
B-C	4.00	3.2	244.644	542.054	808.071	1.917	158.731
C-D	4.5	4	288.815	808.071	845.763	2.02	217.369
D-E	5.7	4.56	348.617	845.763	636.892	2.758	655.444
E-F	5.7	4.56	348.617	636.892	410.183	2.927	640.688
F-G	4.2	3.36	256.876	410.183	0	2.67	215.842

Sense x-x

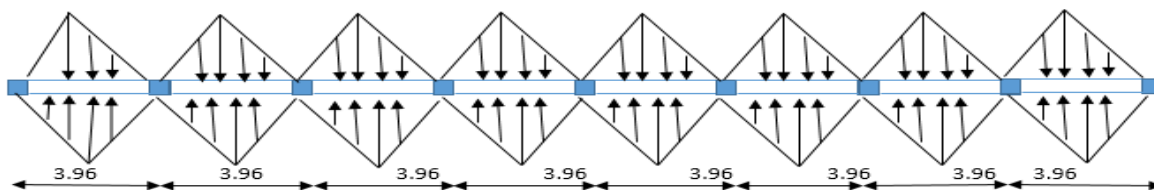


Fig.VI.7. Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x.

$$P_2 = \frac{q \times l_y}{3} ; P'_2 = \frac{q \times l_y}{3} ; P = P_2 + P'_2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tab.VI.6. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELU.

Travée	l _x (m)	l _x '(m)	P (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)	V _{max} (KN)
				M _g	M _d			
A-B	3.96	3.96	387.488	0	580.17	1.676	430.394	884.96
B-C	3.96	3.168	348.739	580.17	411.761	2.102	190.227	
C-D	3.96	3.168	348.739	411.761	411.761	1.98	271.831	
D-E	3.96	3.168	348.739	411.761	411.761	1.98	271.831	

Tab.VI.7. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELS.

Travée	l _x (m)	l _x '(m)	P (KN/m)	M _a (KN.m)		X(m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.96	3.96	269.108	0	473.527	1.676	269.021
B-C	3.96	3.168	376.751	473.527	444.842	2.102	277.403
C-D	3.96	3.168	376.751	444.842	444.842	1.98	293.655
D-E	3.96	3.168	316.751	444.842	444.842	1.98	293.655
E-F	3.96	3.168	316.751	444.842	444.842	1.98	293.655
F-G	3.96	3.168	316.751	444.842	444.842	1.98	293.655
G-H	3.96	3.168	316.751	444.842	583.855	1.98	293.655
H-I	3.96	3.168	316.751	583.855	0	1.98	293.655

• Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

h = 90cm ; h₀ = 30cm ; b₀ = 60cm ; d = 85cm.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{570}{10}; \frac{396}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.57; 19.8)$$

soit : b₁ = 50cm

Donc : b = b₁ × 2 + b₀ = 160cm

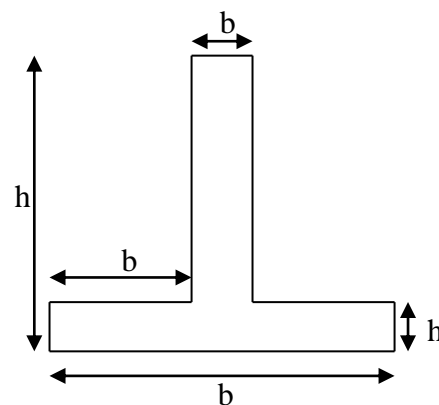


Fig.VI.8. Section à ferrailer

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab.VI.8. Résumé des résultats de ferrailage des nervures.

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
y-y	Travée	943.772	34.5784	16.422	5HA25+5HA20=40.25
	Appui	1227.98	46.2972	16.422	10HA25=49.09
x-x	Travée	430.394	15.0615	16.422	4HA20+4HA16= 20.61
	Appui	580.170	20.5629	16.422	4HA25+4HA16 = 27.68

• **Vérifications :**

A l'ELU :

• **Vérification de l'effort tranchant :**

Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{884.96 \times 10^{-3}}{1.6 \times 0.85} = 0.65MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots C'est vérifié$$

Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{1476.591 \times 10^{-3}}{1.6 \times 0.85} = 1.085MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots C'est vérifié$$

A l'ELS :

• **État limite de compression du béton :**

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa. \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa. \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab.VI.9. Vérification des contraintes des nervures du radier.

Sens		M(KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	943.772	27.8969	8730166	4.47	30.788	vérifiée
	Appui	1227.98	26.85143	7857158	2.89	201.633	vérifiée
y-y	Travée	430.394	27.896	8730166	1.851	119.723	vérifiée
	Appui	580.17	2685	8730166	1.618	201.633	vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers est vérifiée.

• **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(25.7mm; 60mm; 25mm) = 25mm \quad ; \quad \text{Soit : } \phi_t = 10mm$$

$$\text{Soit : } 4HA10 = 3.14cm^2 \Rightarrow (2\text{Cadre})$$

• **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 400}{60 \times (1.085 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 15.019 \text{cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(76.5; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 60} \Rightarrow S_t \leq 52.33\text{cm}$$

On prend $S_t = 10\text{cm}$ en zone nodale et 15cm en travée.

Schémas de ferrailage des nervures :

Sens x-x :

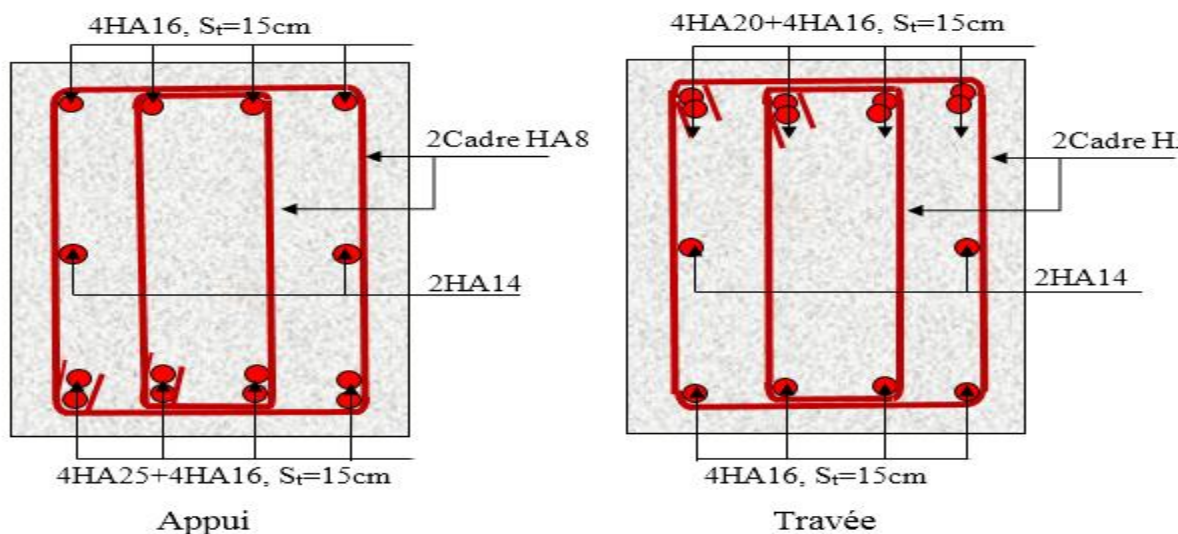


Fig.VI.9. Schéma de ferrailage des nervures (x-x)

Sens y-y :

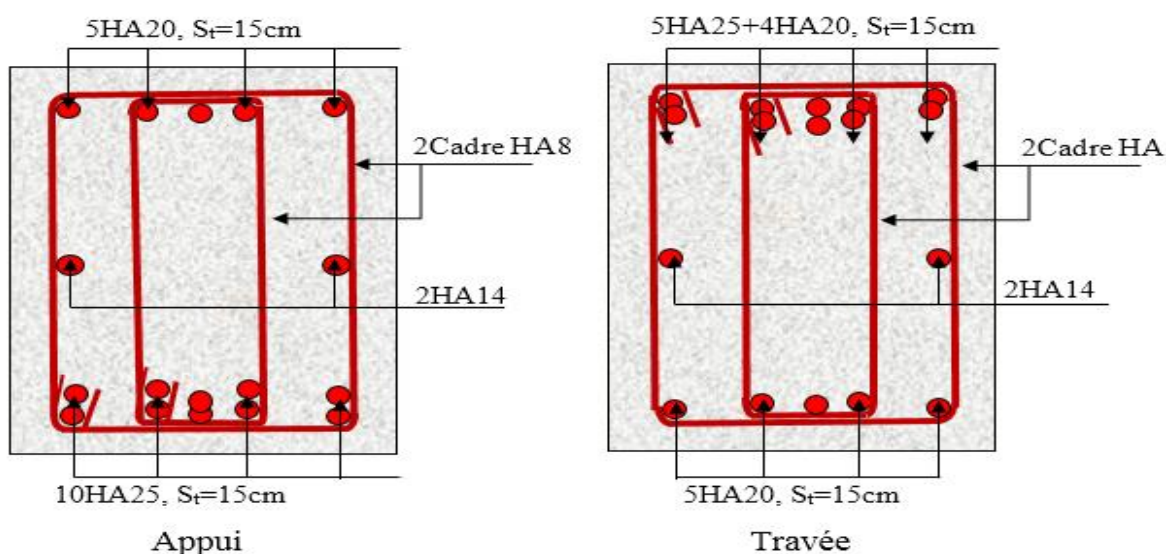


Fig.VI.10. Schéma de ferrailage des nervures (y-y)

VI.4. Etude du voile périphérique :

Introduction :

Selon le RPA 99/Version2003, les ossatures au-dessous de la base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimale suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15cm.
 - Il doit contenir deux nappes d'armatures.
 - Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1%(b×h) dans les deux sens.
 - Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- **Dimensionnement des voiles :**
 - La hauteur h= 3.06m
 - La longueur L=5.7m
 - L'épaisseur e=20cm
 - **Caractéristiques du sol :**
 - Le poids spécifique : $\gamma = 21.5 \text{ KN/m}^3$
 - L'angle de frottement : $\varphi = 21^\circ$
 - La cohésion : $c = 4.3 \text{ KN/m}^2$
 - **Evaluation des charges et surcharges :**

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 21.5 \times 3.06 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{21}{2} \right) - 2 \times 4.3 \times tg \left(\frac{180}{4} - \frac{21}{2} \right) = 36.98 \text{ KN} / m^2$$

- **Surcharge accidentelles :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{21}{2} \right) = 4.72 \text{ KN} / m^2$$

- **Ferraillage du voile :**

Le voile sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

$$\sigma_{\max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 36.98 + 1.5 \times 4.72 = 57.003 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 4.72 = 7.08 \text{ KN} / m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 44.52 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 44.52 = \text{KN/m}^2$$

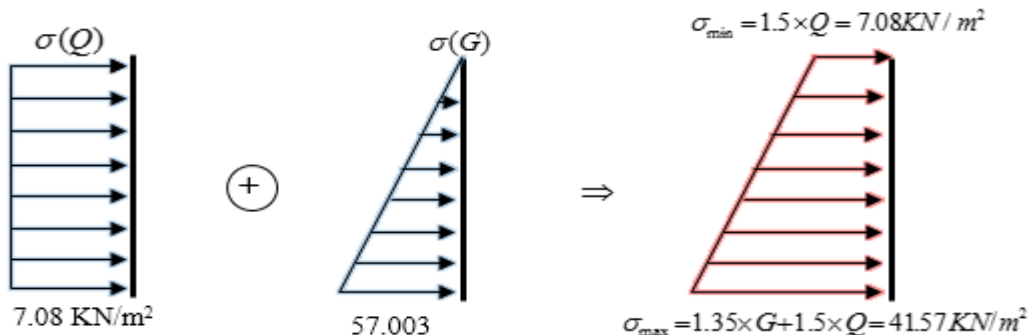


Fig. VI.11. Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

Pour le ferrillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$b=100\text{cm} \quad , \quad L_x=3.06\text{m} \quad , \quad L_y=5.7\text{m} \quad , \quad e=20\text{cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{5.7} = 0.53 > 0.4 \quad \text{La dalle porte les deux sens } (L_x \text{ et } L_y)$$

$$\rho = 0.53 \Rightarrow \text{ELU} : \quad \mu_x = 0.0922 \quad , \quad \mu_y = 0.2500 \quad \dots\dots\dots \text{Annexe 1}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u \quad ; \quad M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{0x} &= 0.0517 \times 3.06^2 \times 44.52 = 38.43 \text{ KN.m} \\ M_{0y} &= 0.2500 \times 38.43 = 9.60 \text{ KN.m} \\ M_{tx} &= 0.85 \times M_{0x} = 32.66 \text{ KN.m} \\ M_{ty} &= 0.85 \times M_{0y} = 8.16 \text{ KN.m} \\ M_a &= 0.3 \times M_{0x} = 11.52 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h \quad \dots\dots\dots \text{Condition exigée par le RPA}$$

$$A_{min} = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2\text{cm}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tab.VI.10. Section des armatures du voile périphérique

Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée (x-x)	36.66	0.079	0.102	0.174	6.05	2	6HA12 = 6.79
Travée (y-y)	8.16	0.017	0.021	0.178	1.3	2	2HA10 = 1.57
Appuis	11.52	0.025	0.031	0.177	1.87	2	2HA12 = 2.26

• **Espacement des armatures :**

Sens x-x: $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $S_t = 20\text{cm}$.

Sens y-y : $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $S_t = 20\text{cm}$.

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{44.52 \times 5.7}{2} = 125.97 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{125.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.699 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration nuisible.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A L'ELS :

$$\sigma_{\max} = G + Q = 36.98 + 4.72 = 41.7 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 4.72 \text{KN} / \text{m}^2 ; \quad \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 32.45 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 32.45 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0922 \\ \mu_y = 0.2500 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Annexe 1}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 0.0586 \times 3.06^2 \times 32.45 = 28.019 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 0.7656 \times 57.20 = 7.004 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 23.81 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 5.95 \text{KN.m} \\ M_a = 0.3 \times M_{0x} = 9.735 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

• **Vérification des contraintes :**

La fissuration est considérée nuisible. On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Dans le béton}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(1.5 f_{e}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Dans l'acier}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab.VI.11. Vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observations
Travée x-x	23.81	0.57	39927.943	8.64	199.09	Vérifiée
Travée y-y	5.95	7.10	39927.943	6.61	152.41	Vérifiée
Appuis	9.73	6.3	24145.695	4.47	124.72	Vérifiée

Donc les sections de ferrailage adopté sont :

En travée : Sens x-x= 6HA12
Sens y-y= 2HA10

En appui : 2HA12

• **Schéma de ferrailage du voile périphérique :**

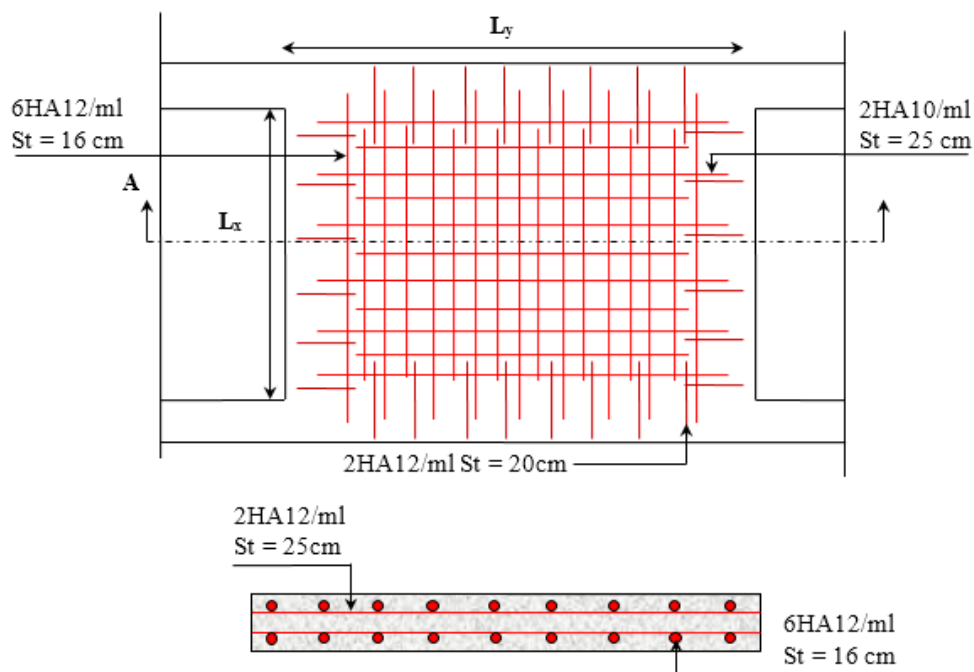


Fig.VI.12. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériennes.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

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 bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

- 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.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P-delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

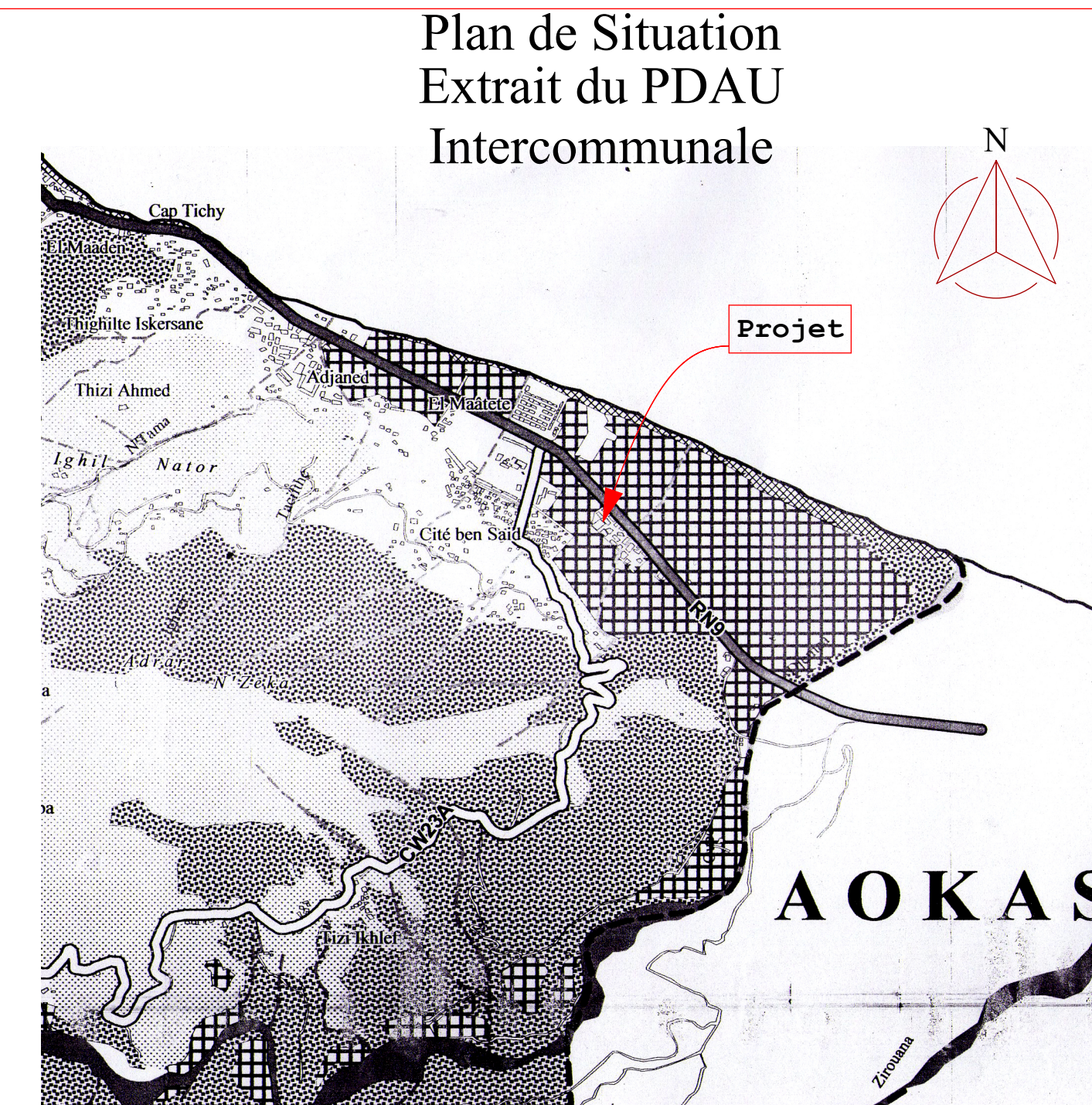
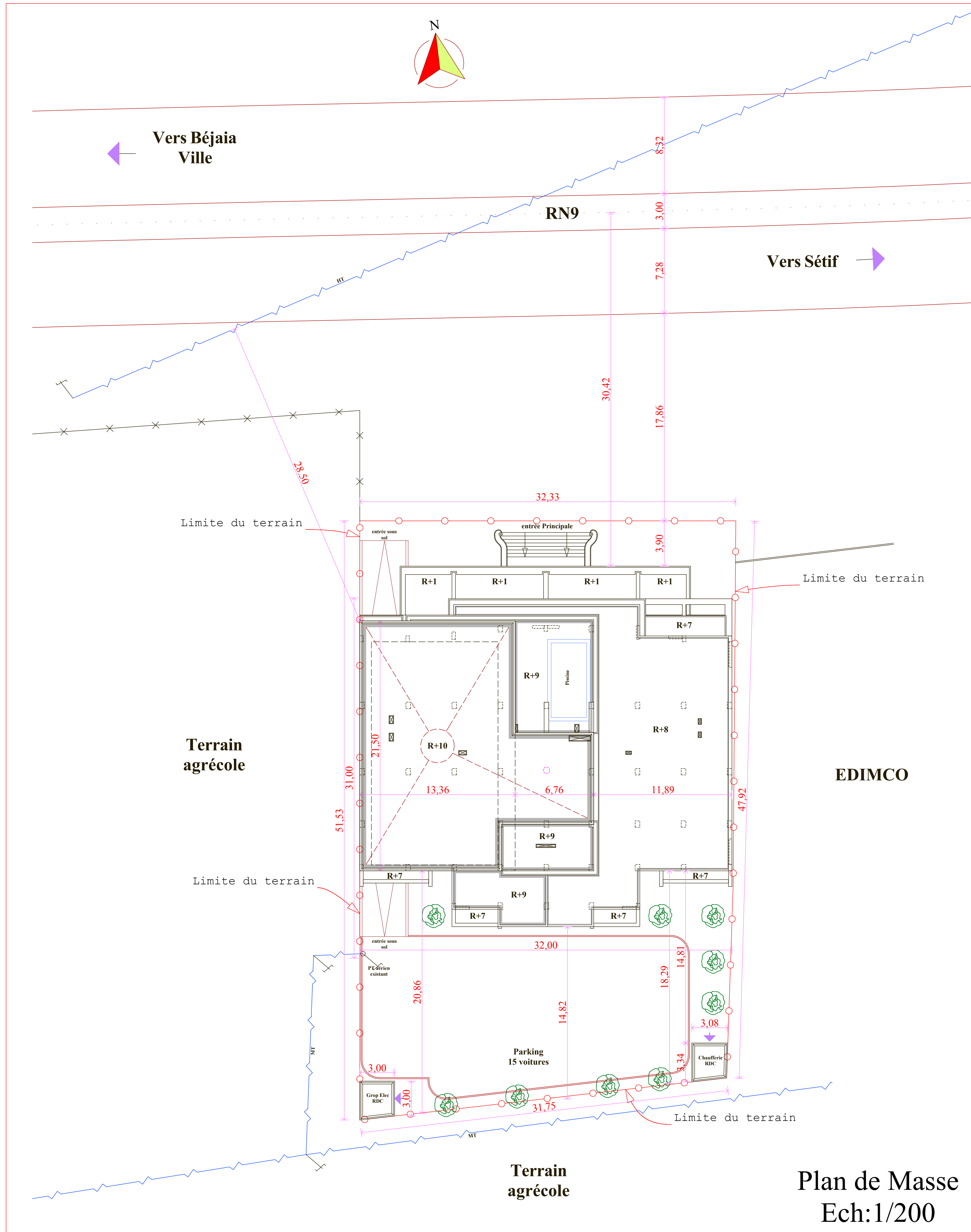
$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Tableau des Armatures (en Cm²)

Ø	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	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	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



Surface terrain	1 592.00 m ²
Emprise au sol	853.00 m ²
CES	53.58 %

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya:	Béjaia
Daira:	Tichy
Commune:	Tichy
Lieu dit:	Baccaro

UDB Architecture
Les règles de l'art
Utilité, Durabilité & Beauté
Adresse: Cité Zaouch Tala Merkha V Béjaia
Tel: 0770 68 31 13/0661 72 80 29
Tel&Fax: 034 21 90 56
E-mail: udb.architecture@gmail.com

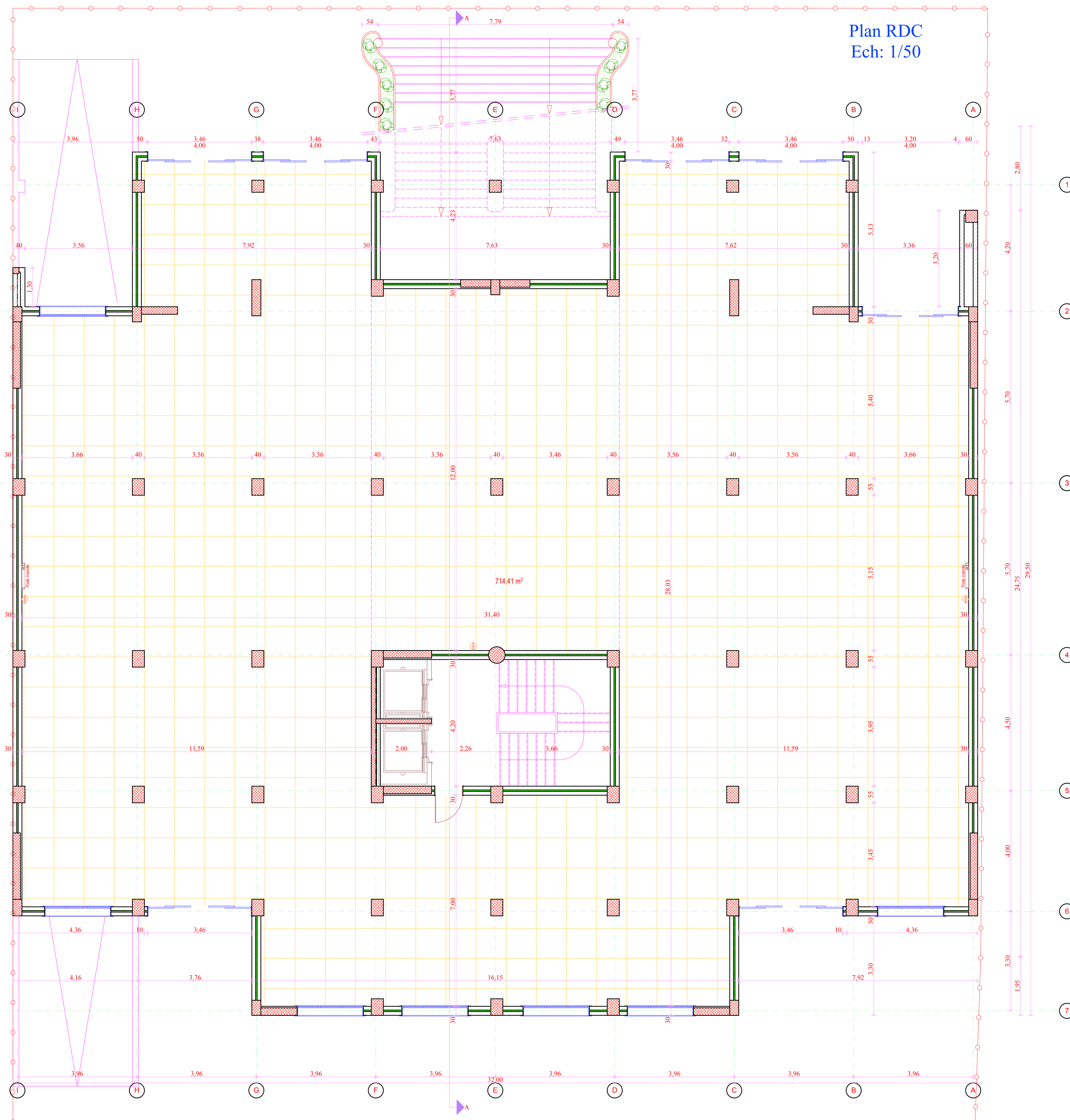
PROJET :
Demande de permis de construire pour une Résidence Touristique en R+10 Avec Sous-Sol

DEMANDEUR : SARL S.C.O.P (Gérant Ait Ali Hakim)

Identification	Dossier graphique	Echelles
Date: Janvier 2014	Plan de situation (Extrait du PDAU)	1/7500
Référence: 01/14	Plan de masse	1/200
Planche N°: 17		

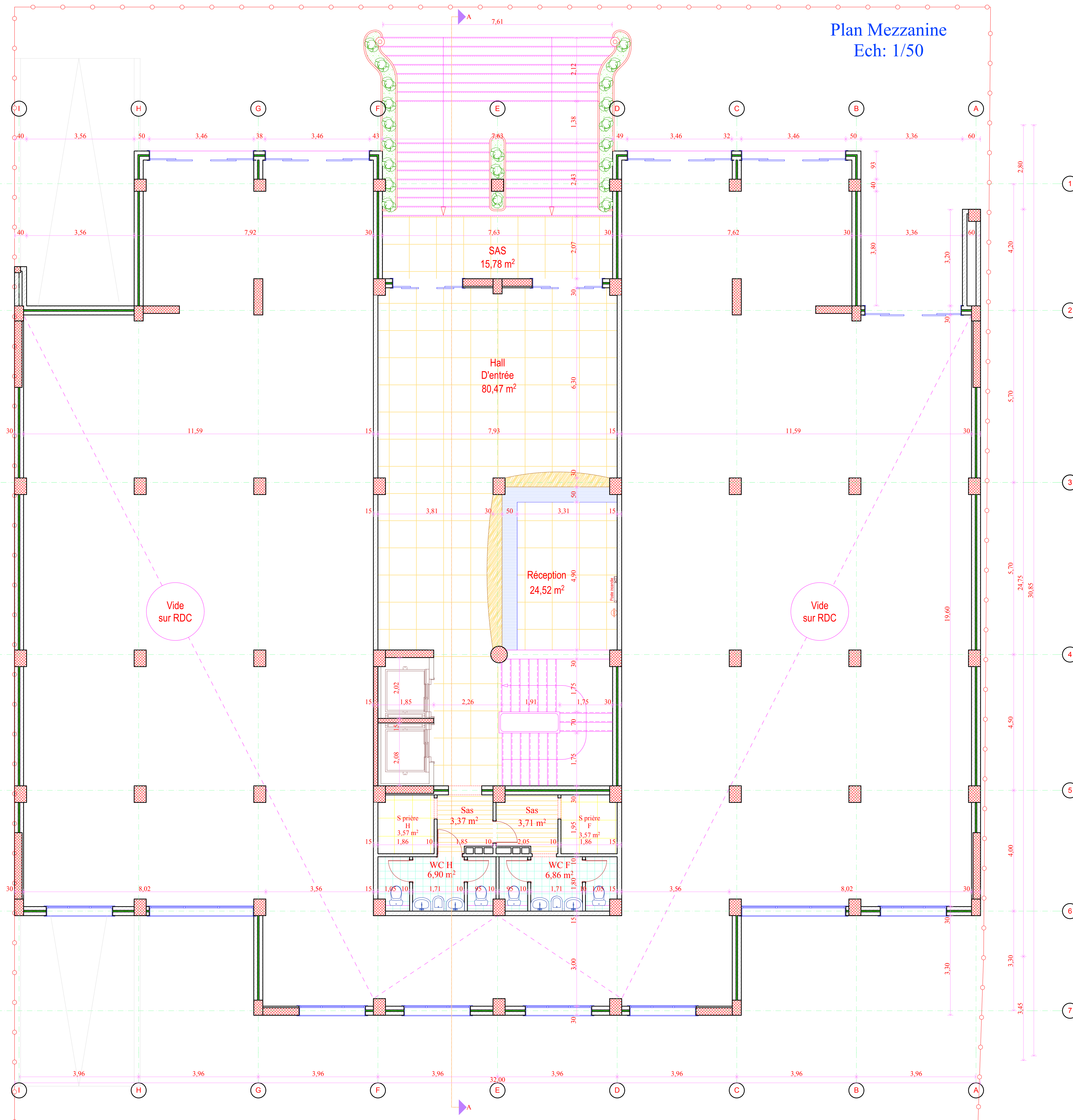
Concepteurs	Visa B.E.T	Visa A.P.C	Visa Urbanisme
Architectes: Mr Oumakhlouf S Mr Benchikh N Ingénieurs: Techniciens:			

Plan RDC
Ech: 1/50



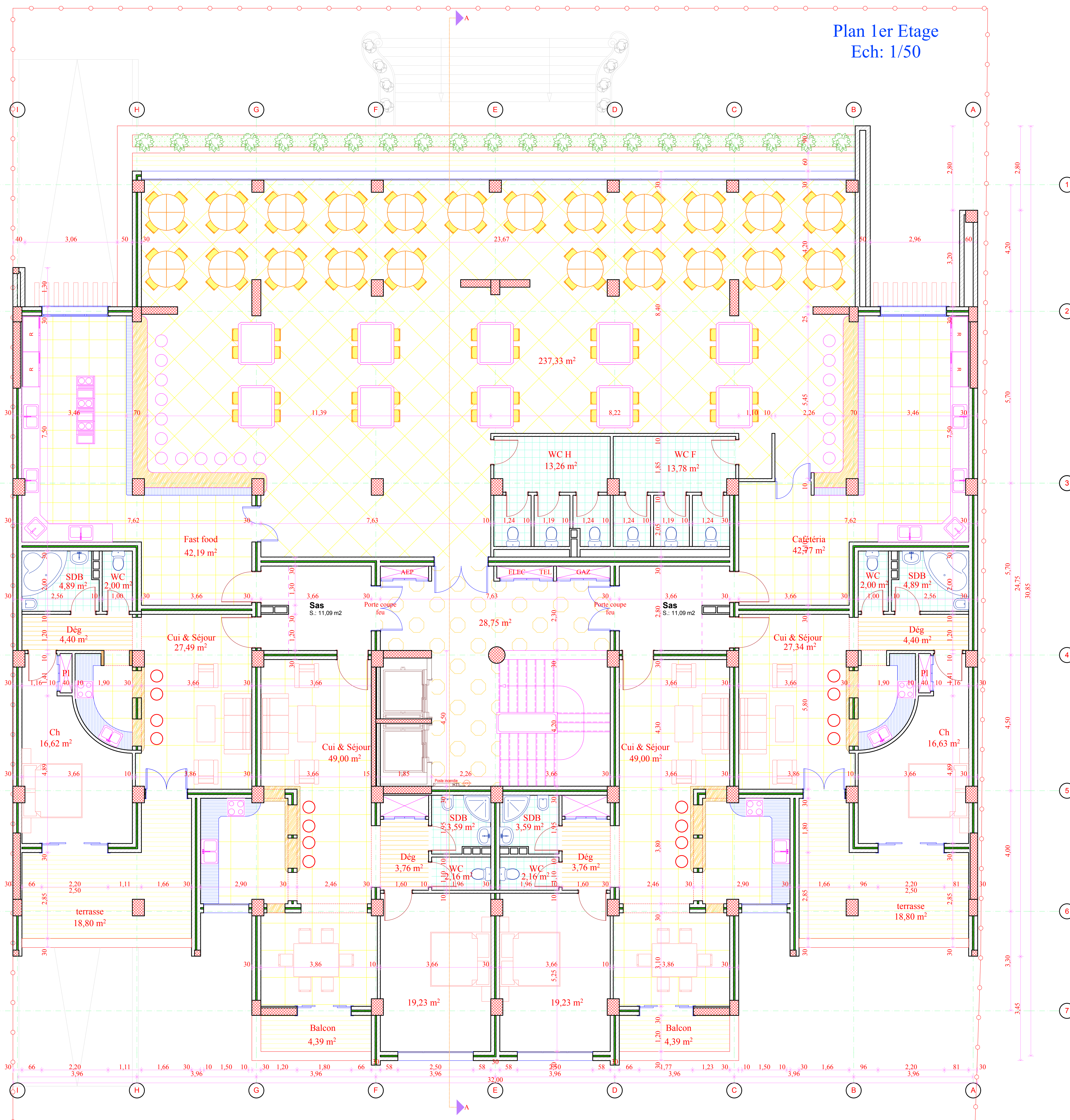
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
Wilaya:	Bejaia	 W.D.B. Architecture Les règles de l'art Utilité, Durabilité & Beauté Adresse: Cité Zaouach Taia Merkha Béjaia Tel: 0740 68 31 13/0661 72 80 29 Tél/Fax: 034 21 90 56 E-mail: ud.b.architecture@gmail.com	
Daira:	Tichy		
Commune:	Tichy		
Lieu dit:	Baccaro		
PROJET : Demande de permis de construire pour une Résidence Touristique en R+10 Avec Sous-Sol			
DEMANDEUR: SARL S.C.O.P (Gérant Ait Ali Hakim)			
Identification	Dossier graphique	Echelles	
Date: Janvier 2014	Plan RDC	1/50	
Référence: 01/14			
Planche N°: 03			
Concepteurs	Visa B.E.T	Visa A.P.C	Visa Urbanisme
Architectes: Mr. Oumakhlouf S Mr. Benchikh N Ingénieurs: Techniciens:			

Plan Mezzanine
Ech: 1/50




RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
Wilaya:	Bejaia	 UDB Architecture Les signes de l'art Utilité, Durabilité & Beauté Adresse: Cité Zaouah Taia Merkha Béjaia Tél: 0740 68 31 13/0661 72 80 29 Tél/Fax: 034 21 90 56 E-mail: udb.architecture@gmail.com	
Daira:	Tichy		
Commune:	Tichy		
Lieu dit:	Baccaro		
PROJET : Demande de permis de construire pour une Résidence Touristique en R+10 Avec Sous-Sol			
DEMANDEUR: SARL S.C.O.P (Gérant Ait Ali Hakim)			
Identification Date: Janvier 2014 Référence: 01/14 Planche N°: 04	Dossier graphique Plan Mezzanine	Echelles 1/50	
Concepteurs Mr: Oumakhlouf S Mr: Benchikh N Ingénieurs: Techniciens:	Visa B.E.T 	Visa A.P.C 	Visa Urbanisme

Plan 1er Etage
Ech: 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya:	Béjaia
Daira:	Tichy
Commune:	Tichy
Lieu dit:	Baccaro



 W.D.B. Architecture
 Les signes de l'art
 Utilité, Durabilité &
 Beauté
 Adresse: Cité Zaouah Talia Merkha
 Béjaia
 Tél: 0740 68 31 13/0661 72 80 29
 Tél/Fax: 034 21 90 56
 E-mail: wdb.architecture@gmail.com

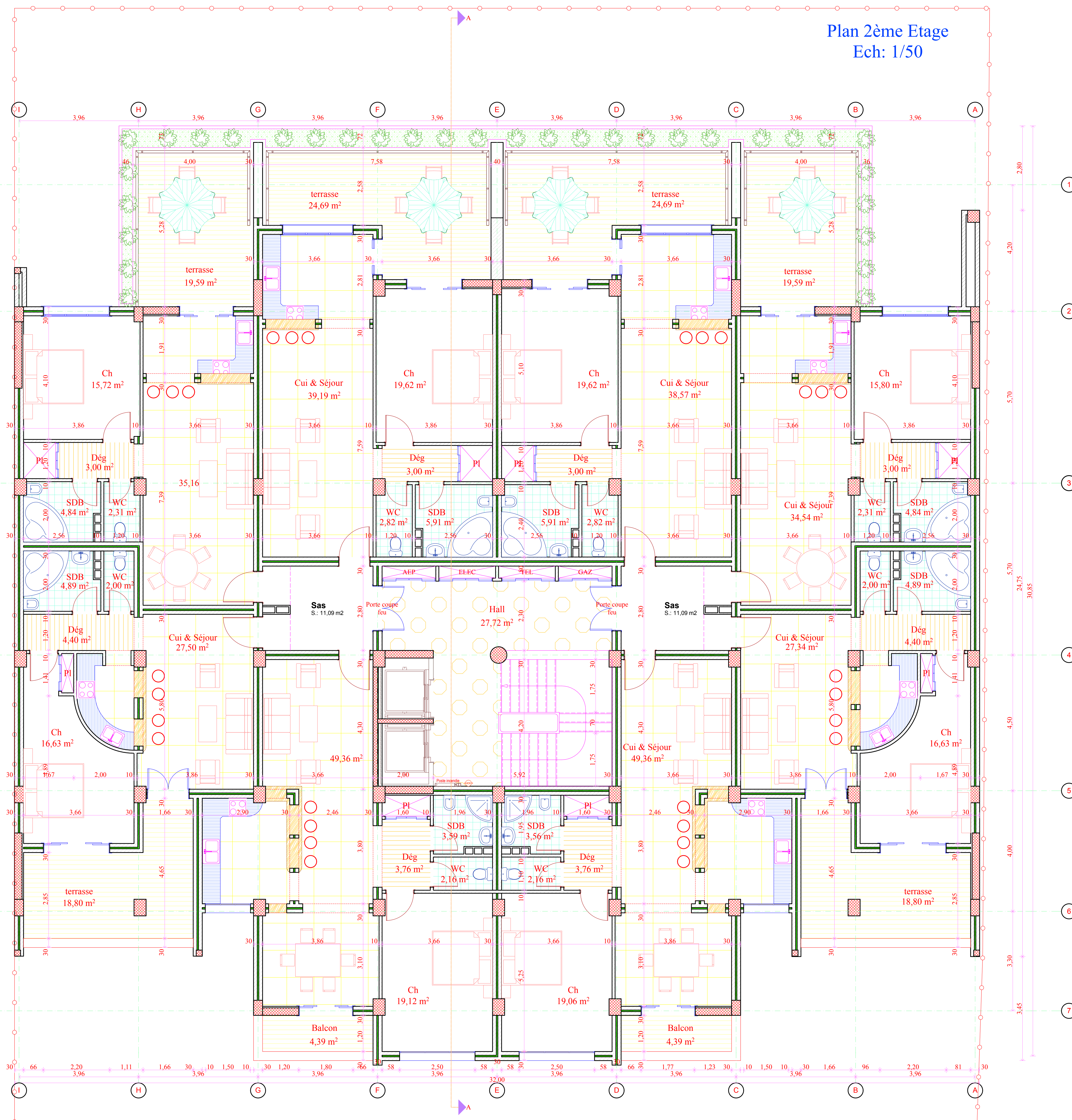
PROJET :
 Demande de permis de construire pour une Résidence
 Touristique en R+10 Avec Sous-Sol

DEMANDEUR: SARL S.C.O.P (Gérant Ait Ali Hakim)

Identification	Dossier graphique	Echelles
Date: Janvier 2014	Plan 1er étage	1/50
Référence: 01/14		
Planche N°: 05		

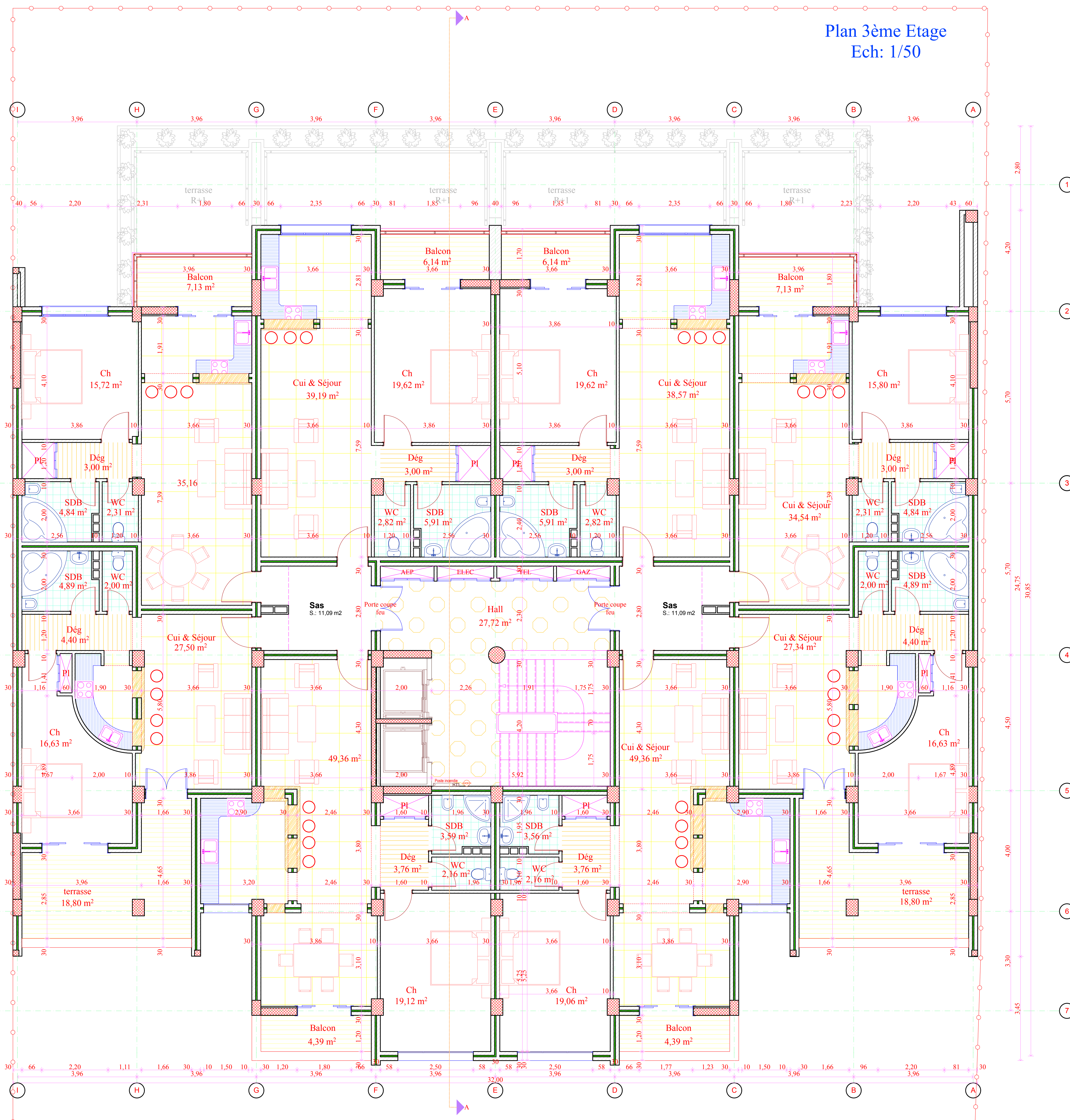
Concepteurs	Visa B.E.T	Visa A.P.C	Visa Urbanisme
Architectes: Mr Oumakhlouf S Mr Benchikh N Ingénieurs: Techniciens:			

Plan 2ème Etage
Ech: 1/50



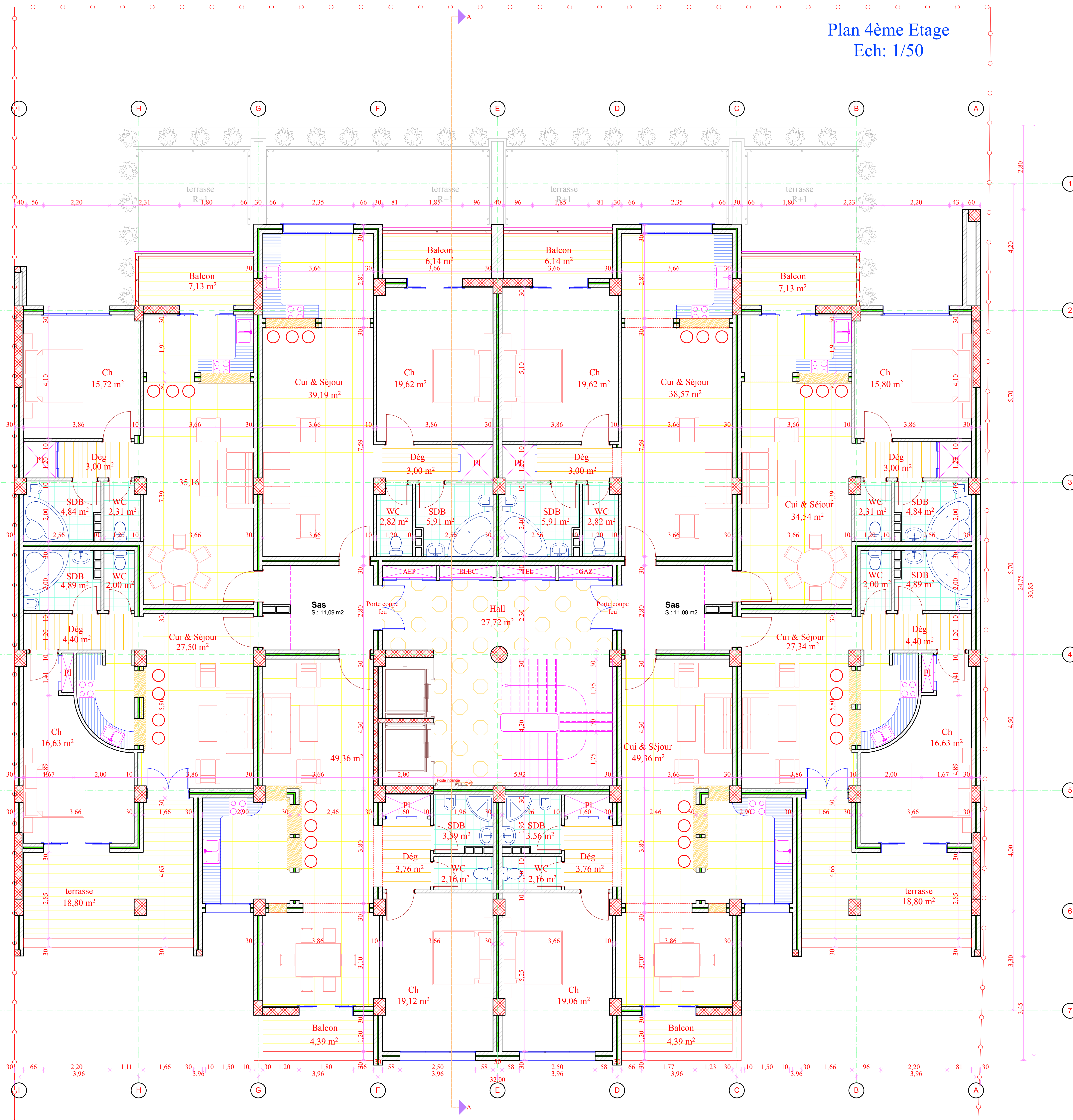
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
Wilaya:	Béjaia	<p>W.D.B. Architecture Les règles de l'art Utilité, Durabilité & Beauté Adresse: Cité Zaouah Talia Merkha IV Béjaia Tel: 0770 68 31 13/0661 72 80 29 Tel/Fax: 034 21 90 56 E-mail: wdb.architecture@gmail.com</p>	
Daira:	Tichy		
Commune:	Tichy		
Lieu dit:	Baccaro		
PROJET : Demande de permis de construire pour une Résidence Touristique en R+10 Avec Sous-Sol			
DEMANDEUR: SARL S.C.O.P (Gérant Ait Ali Hakim)			
Identification	Dossier graphique	Echelles	
Date: Janvier 2014	Plan 2ème étage	1/50	
Référence: 01/14			
Planche N°: 06			
Concepteurs	Visa B.E.T	Visa A.P.C	Visa Urbanisme
Archi tectes: Mr Oumakhlouf S Mr Benchikh N Ingénieurs: Techniciens:			

Plan 3ème Etage
Ech: 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
Wilaya:	Béjaia	<p>W.D.B. Architecture Les signes de l'art Utilité, Durabilité & Beauté Adresse: Cité Zaouah Talia Merkha T Béjaia Tel: 0740 68 31 13/0661 72 80 29 Tél/Fax: 034 21 90 56 E-mail: ud.b.architecture@gmail.com</p>	
Daira:	Tichy		
Commune:	Tichy		
Lieu dit:	Baccaro		
PROJET : Demande de permis de construire pour une Résidence Touristique en R+10 Avec Sous-Sol			
DEMANDEUR: SARL S.C.O.P (Gérant Ait Ali Hakim)			
Identification	Dossier graphique	Echelles	
Date: Janvier 2014	Plan 3ème étage	1/50	
Référence: 01/14			
Planche N°: 07			
Concepteurs	Visa B.E.T	Visa A.P.C	Visa Urbanisme
Archi tectes: Mr Oumakhlouf S Mr Benchikh N Ingénieurs: Techniciens:			

Plan 4ème Etage
Ech: 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
Wilaya:	Béjaia	UDB Architecture Les vises de tout Utilité, Durabilité & Beauté Adresse: Cité Zaouah Tala Merkha V Béjaia Tel: 020 68 31 13/061 72 80 29 Tel/Fax: 034 21 90 56 E-mail: udb.architecture@gmail.com	
Daira:	Tichy		
Commune:	Tichy		
Lieu dit:	Baccaro		
PROJET : Demande de permis de construire pour une Résidence Touristique en R+10 Avec Sous-Sol			
DEMANDEUR : SARL S.C.O.P (Gérant Ait Ali Hakim)			
Identification	Dossier graphique	Echelles	
Date: Janvier 2014	Plan 4ème étage	1/50	
Référence: 01/14			
Planche N°: 08			
Concepteurs	Visa B.E.T	Visa A.P.C	Visa Urbanisme
Architectes: Mr. Oumakhlouf S Mr. Benchikh N Ingénieurs: Techniciens:			