

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



Mémoire de fin d'étude

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

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+11+Sous-sol) à usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)

Présenté par :

M^r CHIKHOUNE Nadjim

M^r IMAOUCHEN Makhoulouf

Encadré par :

M^r R. ATTAL

Membres de jury :

M^{me} BOUSAA

M^{me} SEDIRA

Promotion 2018/2019

Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Nous remercions, en premier lieu notre Dieu pour nous avoir
donné la force et la patience pour effectuer le présent travail.*

*A nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus
durant toutes nos études.*

*Aux membres du jury pour avoir accepté de juger notre modeste
travail.*

*A Monsieur R. ATTAL, notre promoteur, pour avoir accepté de
nous guider sur le bon chemin du travail.*

A Monsieur KH. DJENADI.

à tous nos enseignants durant tous notre cursus.

*Aux membres du jury pour avoir accepté de juger notre modeste
travail.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation
de ce mémoire.*

Makhlouf & Nadjim

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que dieu te garde parmi nous, à toi mon père.

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore. A mon seul et unique frère MAHDI, a tout le village d'Ighil Ouantar

A toute ma famille « CHIKHOUNE », à la famille « BEZTOUT »

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui sont chère sans exception.

A mon encadreur « Mr R.ATTAL » qui fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.

A toute la promotion de génie civil 2018/2019.

En fin, je remercie mon ami mon binôme « IMAOUCHEN Makhoulf », ainsi que toutes sa familles.

Nadjim.

Dédicaces

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 soutenu durant toute ma vie et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

A mon frère Nabil et ma sœur Nabila.

A mon grand-père Ahmed.

A toute ma famille « IMAOUCHEN », à la famille « MEDDOURI » et la famille « YAHYAOUI IDRIS ».

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui sont chère sans exception.

A mon encadreur « Mr R.ATTAL » qui fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.

A tout la promotion de génie civil 2018/2019.

En fin, je remercie mon ami mon binôme « CHIKHOUNE Nadjim ».

Makhlouf

Table des matières

<i>Introduction générale</i>	1
------------------------------------	---

Chapitre 1 : Présentation du projet

<i>1. Introduction</i>	2
<i>2. Présentation de l'ouvrage</i>	2
<i>3. Règlementations et normes utilisées</i>	6
<i>4. Hypothèses de calcul aux états limites</i>	6
<i>5. Actions et sollicitations de calcul</i>	6
<i>6. Caractéristique des matériaux</i>	7

Chapitre 2 : Redimensionnement et calcul des éléments secondaires

<i>1. Introduction</i>	9
<i>2. Calcul des éléments secondaires</i>	9
<i>2.1. Calcul des planchers</i>	9
<i>2.1.1. Calcul des planchers à corps creux</i>	9
<i>2.1.2. Plancher à dalle pleine</i>	20
<i>2.2. Etude de l'escalier principal</i>	27
<i>2.3. Etude de l'ascenseur</i>	35
<i>2.4. Étude de l'acrotère</i>	38
<i>3. Pré dimensionnement des éléments porteurs</i>	42

Chapitre 3 : étude sismique

<i>1. Introduction</i>	48
<i>2. Méthodes de calcul</i>	48
<i>2.1. Méthode statique équivalente</i>	48
<i>2.2. Méthodes d'analyse dynamique</i>	51
<i>3. Modélisation de la structure</i>	53
<i>4. Disposition des voiles adoptée</i>	55
<i>5. Justification des prescriptions du RPA99/version2003</i>	57
<i>5.1. Le nombre de mode à considérer</i>	57
<i>5.2. Justification de l'interaction voiles-portiques</i>	57
<i>5.3. Vérification des déplacements</i>	59
<i>5.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ</i>	60
<i>5.5. Vérification de l'effort normale réduit</i>	62
<i>5.6. Vérification de la résultante de la force sismique</i>	63

Chapitre 4 : calcul des éléments structuraux

1. Introduction	65
2. Étude des poteaux	65
2.1. Recommandations du RPA99/2003	65
2.2. Les sollicitations dans les poteaux.....	67
2.3. Ferrailage	67
2.4. Vérifications	70
2.5. Dispositions constructives	72
2.6. Schémas de ferrailage.....	73
3. Etude des poutres	74
3.1. Recommandation du RPA99/2003	74
3.2. Ferrailage des poutres	75
3.3. Vérifications à l'ELU	77
3.4. Vérifications à l'ELS	77
3.5. Vérification des zones nodales	78
3.6. Schémas de ferrailage des poutres	80
4. Etude des voiles	83
4.1. Recommandations du RPA	83
4.2. Ferrailage	84
5. Conclusion	87

Chapitre 5 : Etude de l'infrastructure

1. Introduction	88
2. Choix de types des fondations	88
3. Radier générale	88
3.1. Pré dimensionnement.....	88
3.2. Les vérifications nécessaires.....	89
3.3. Ferrailage du radier générale.....	90
4. Les nervures	92
4.1. La nervure sens (xx)	94
4.2. La nervure sens (yy)	97
5. Etude du Voile périphérique	101
5.3. Ferrailage de voile périphérique	101
5.3. Schéma de ferrailage	103
Conclusion générale	105

Liste des tableaux

Chapitre 1

Tableau.1.1. les contraintes admissibles et les encrages des fondations.....	3
--	---

Chapitre 2

Tableau 2.1. Types de poutrelles.....	11
Tableau 2.2. Evaluation des charges de plancher étage courant	11
Tableau 2.3. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	12
Tableau 2.4. Charge revenant aux poutrelles.....	12
Tableau 2.5. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	17
Tableau 2.6. Vérification de la flèche.....	18
Tableau 2.7. Evaluation de la flèche dans la poutrelle isostatique ($b_0=20cm$)	19
Tableau 2.8. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux	19
Tableau 2.9.Épaisseur et types des dalles pleines	20
Tableau 2.10. Schémas statiques des dalles pleines.....	20
Tableau 2.11. Evaluation des charges de plancher à Dalle pleine.....	21
Tableau 2.12. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à dalle pleine.....	21
Tableau.2.13. Les différents types de dalles	21
Tableau 2.14. Vérification des contraintes dans le béton.	23
Tableau 2.15. Vérification des contraintes dans l'acier.	23
Tableau 2.16. vérification de la flèche dans la dalle.....	23
Tableau 2.17. Calcul des sollicitations dans les différents types de dalles	24
Tableau 2.18. Vérification des contraintes.....	24
Tableau 2.19. Calcul de ferrailage à l'ELU.....	24
Tableau 2.20. Vérification à l'ELS	24
Tableau.2.21. évaluation de la flèche dans les différents panneaux de dalles.....	25
Tableau 2.22. les sollicitations dans la dalle console.....	25
Tableau 2.23. Calcul de ferrailage de la dalle console.....	25
Tableau 2.24. schémas de ferrailage des différents types de dalles.	26
Tableau 2.25. Evaluation des charges du palier.....	28
Tableau 2.26. Evaluation des charges de la volée.....	28
Tableau 2.27. Les sollicitations maximales dans la volée.	28
Tableau.2.28. calcul du ferrailage d'escalier.	29
Tableau 2.29. vérification des contraintes.....	29
Tableau 2.30. calcul de ferrailage de la 2ème volée.	31
Tableau 2.31. Vérification des contraintes.	31
Tableau.2.32. Les sollicitations de la poutre brisée.....	32
Tableau.2.33. Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple.....	32
Tableau 2.34. Choix des armatures	33
Tableau 2.35. Vérification des contraintes à l'ELS.	34
Tableau 2.36. Ferrailage de la dalle supérieure d'ascenseur.	36
Tableau.2.37. Vérification de la condition de non fragilité.	36
Tableau 2.38. Vérification des contraintes dans le béton.	37

Tableau 2.39. Vérification des contraintes dans l'acier.	38
Tableau 2.40. Différentes combinaisons d'actions.	39
Tableau 2.41. Vérification des déformés poteaux à la compression.....	45
Tableau 2.42. Vérification au flambement.....	46
Tableau 2.43. Dimensionnement des poteaux.....	47

Chapitre 3

Tableau 3.1. Période de vibration et taux de participation des masses modales.	57
Tableau 3.2. Interaction sous charges verticales sans voiles périphériques.	58
Tableau 3.3. Interaction sous charges verticales dans la présence des voiles périphériques	58
Tableau 3.4. Interaction sous charges horizontales.	59
Tableau 3.5. Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).	60
Tableau 3.6. Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).	60
Tableau 3.7. Vérification de l'effet $P-\Delta$ (sens x-x).	61
Tableau 3.8. Vérification de l'effet $P-\Delta$ (sens y-y).	62
Tableau 3.9. Vérification de l'effort normal réduit.	62
Tableau 3.10. Vérification de l'effort tranchant à la base	63
Tableau 3.11. Dimensions finales des éléments structuraux.	64

Chapitre 4

Tableau 4.1. Les sollicitations dans les poteaux.....	67
Tableau 4.2. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	69
Tableau 4.3. Armatures transversales dans les poteaux.....	70
Tableau 4.4. Justification de l'effort normal réduit.....	71
Tableau 4.5. Vérification des contraintes dans le béton.....	71
Tableau 4.6. Vérification des sollicitations tangentes.....	72
Tableau 4.7. Schémas de ferrailage des poteaux.....	73
Tableau 4.8. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.....	75
Tableau 4.9. Les armatures longitudinales dans les poutres.....	76
Tableau 4.10. Vérification des contraintes tangentielles.....	77
Tableau 4.11. Vérification au cisaillement.....	77
Tableau 4.12. Vérification de la contrainte limite de béton.....	77
Tableau 4.13. Vérification de la flèche des poutres.....	78
Tableau 4.14. Vérification des zones nodales.....	80
Tableau 4.15. Schémas de ferrailage des poutres principales (30×35) selon tous les niveaux.....	81
Tableau 4.16. Schémas de ferrailage des poutres secondaires (30×35) selon tous les niveaux.....	82
Tableau 4.17. Les sollicitations dans le voile V_{xb6}	84
Tableau 4.18. Sollicitations et ferrailage du voile V_{xb6} dans les autres niveaux.....	86
Tableau 4.19. Les sollicitations dans le voile V_{yd3}	86
Tableau 4.20. Sollicitations et ferrailage du voile V_{yd3} dans tous les niveaux.....	87

Chapitre 5

Tableau 5.1. <i>Sections de ferrailage</i>	91
Tableau 5.2. <i>Vérification des contraintes</i>	92
Tableau 5.3. <i>Section d'armateur du radier à l'ELS</i>	92
Tableau 5.4. <i>Les chargements sur la nervure sens (xx)</i>	94
Tableau 5.5. <i>Sollicitations de la nervure dans le sens X-X à l'ELU</i>	94
Tableau 5.6. <i>Sollicitations de la nervure dans le sens X-X à l'ELS</i>	95
Tableau 5.7. <i>Sections de ferrailage aux niveaux de la travée</i>	95
Tableau 5.8. <i>Sections de ferrailage aux niveaux des appuis</i>	95
Tableau 5.9. <i>Vérification des contraintes aux niveaux des travées</i>	96
Tableau 5.10. <i>Vérification des contraintes au niveau des appuis</i>	96
Tableau 5.11. <i>Section d'armateur aux niveaux des travées à l'ELS</i>	96
Tableau 5.12. <i>Section d'armateur aux niveaux des travées à l'ELS</i>	97
Tableau 5.13. <i>Les chargements sur la nervure sens (xx)</i>	97
Tableau 5.14. <i>Sollicitations de la nervure selon le sens Y-Y à l'ELU</i>	97
Tableau 5.15. <i>Sollicitations de la nervure selon le sens Y-Y à l'ELS</i>	98
Tableau 5.16. <i>Sections de ferrailage des nervures sens x-x</i>	98
Tableau 5.17. <i>Sections de ferrailage des appuis sens y-y</i>	98
Tableau 5.18. <i>Vérification des contraintes aux niveaux des travées</i>	98
Tableau 5.19. <i>Vérification des contraintes au niveau des appuis</i>	99
Tableau 5.20. <i>Section d'armateur au niveau de la travée A-B à l'ELS</i>	99
Tableau 5.21. <i>Section d'armateur aux appuis à l'ELS</i>	99
Tableau 5.22. <i>Sections de ferrailage de voile périphérique</i>	102
Tableau 5.23. <i>Vérification des contraintes</i>	103
Tableau 5.24. <i>Section d'armateur du radier à l'ELS</i>	103

Table des figures

Chapitre 1

Figure 1.1. la vue en 3D de la structure.....	4
---	---

Chapitre 2

Figure 2.1. Plancher à corps creux.....	8
Figure 2.2. Dimensions de la poutrelle.....	10
Figure 2.3. Disposition des poutrelles du 2 ^{ème} étage.....	10
Figure 2.4. Poutrelle type (1)	12
Figure 2.5. Diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à trois travées.....	14
Figure 2.6. Diagrammes des efforts tranchants dans la poutrelle à trois travées.....	16
Figure 2.7. Schémas de ferrailage de la poutrelle isostatique ($b_0=20\text{cm}$).	18
Figure 2.8. Schémas de ferrailage de la dalle de compression.....	20
Figure 2.9. Dalle sur 4 appuis.....	22
Figure 2.10. Schéma statique de la dalle console	25
Figure 2.11. schémas de ferrailage de la dalle console.	26
Figure 2.12. Schéma statique de la volée 1.	27
Figure 2.13. Escalier trois volée.....	27
Figure 2.14. Schéma statique de la poutre brisée	27
Figure 2.15. Schéma statique de la 3 ^{ème} volée.....	28
Figure 2.16. Schéma statique du chargement sur la volée et le palier	29
Figure 2.17. Schéma de ferrailage volée 1	30
Figure 2.18. Schéma statique de la volée 2	30
Figure 2.19. Schéma de ferrailage de la 2 ^{ème} volée.	31
Figure 2.20. Schéma statique de la poutre brisée.....	32
Figure 2.21. Section considérée dans le calcul de torsion.	33
Figure 2.22. Schéma de ferrailage de la poutre brisée coupe longitudinal	34
Figure 2.23. Schéma de ferrailage de la poutre brisée coupe transversal.....	35
Figure 2.24. Les dimensions de l'ascenseur	35
Figure 2.25. schéma représente la surface d'impact.....	36
Figure 2.26. schéma de ferrailage de la dalle supérieur d'ascenseur	38
Figure 2.27. Les Sollicitations sur l'acrotère.....	38
Figure 2.28. L'acrotère.....	38
Figure 2.29. Schéma de ferrailage de l'acrotère.	42
Figure 2.30. Schéma et dimensions des voiles.	43
Figure 2.31. modèle statique en 3D.	44

Chapitre 3

Figure 3.1. Valeurs des pénalités P_q	49
Figure 3.2. Combinaison de calcul de W	50
Figure 3.3. Spectre de réponse de la structure dans les deux sens.	53
Figure 3.4. Modélisation 3D de la structure sur ETABS 2016	53
Figure 3.5. Définition de la masse source sur le logiciel	54
Figure 3.6. Définition de l'excentricité accidentelle	54

Figure 3.7. <i>Disposition des voiles de contreventement et les voiles périphériques à la base</i>	55
Figure 3.8. <i>Disposition des voiles de contreventement aux niveaux (1.2.3.4.5.6.7.8)</i>	55
Figure 3.9. <i>Disposition des voiles de contreventement aux niveaux (9et10)</i>	55
Figure 3.10. <i>Disposition des voiles de contreventement au niveau de la terrasse</i>	56
Figure 3.11. <i>1^{er} mode de vibration (translation suivant Y Avec T = 1.26 sec)</i>	56
Figure 3.12. <i>2^{ème} mode de vibration (translation suivant X Avec T=1.13 sec)</i>	56
Figure 3.13. <i>3^{ème} mode de vibration (torsion suivant Z Avec T=1.05 sec)</i>	57
Figure.3.14. <i>l'amplification de l'action sismique Ey et Ex</i>	65
Figure 3.15. <i>les efforts tranchants dans chaque niveau sous Ex , Ey ;(a),(b). Après la correction</i>	64

Chapitre 4

Figure 4.1. <i>Les différents types des cadres et épingles.</i>	66
Figure 4.2. <i>Section d'un poteau</i>	71
Figure 4.3. <i>Diagramme du moment max à l'ELS</i>	78
Figure 4.4. <i>Premier cas de zone nodale (sens principale)</i>	79
Figure 4.5. <i>Deuxième cas de zone nodale (sens secondaire)</i>	79
Figure 4.6. <i>Zone de recouvrement</i>	79
Figure 4.7. <i>La localisation des voiles de contreventement</i>	84
Figure 4.8. <i>Zone tendue et courante dans les voiles</i>	85
Figure 4.9. <i>Schéma de ferrailage du voile V_{xe4} au niveau de l'étage courant</i>	87

Chapitre 5

Figure 5.1. <i>Présentation de la zone d'impact de la charge concentré</i>	89
Figure 5.2. <i>Schéma de ferrailage de radier</i>	92
Figure 5.3 <i>Schéma des lignes de ruptures</i>	93
Figure 5.4. <i>Schéma statique de la nervure dans le sens X-X</i>	94
Figure 5.5. <i>Chargement de la nervure à l'ELU</i>	94
Figure 5.6. <i>Diagrammes des moments fléchissent de la nervure sens (yy)</i>	94
Figure 5.7. <i>Diagrammes des efforts tranchant de la nervure sens (xx)</i>	94
Figure 5.8. <i>Schéma de la nervure</i>	95
Figure 5.9. <i>Schéma statique de la nervure dans le sens Y-Y</i>	97
Figure 5.10. <i>Diagrammes des moments fléchissant de la nervure sens (yy)</i>	97
Figure 5.11. <i>Diagrammes des efforts tranchants de la nervure sens (yy)</i>	97
Figure 5.12. <i>Schémas de ferrailage de la nervure sens X-Y</i>	100
Figure 5.13. <i>Poussée des terres sur les voiles périphériques</i>	101
Figure 5.14. <i>Répartition des contraintes sur le mur</i>	102
Figure 5.15. <i>Schéma de ferrailage du voile périphérique</i>	104
Figure 5.16. <i>Détail de voile périphérique</i>	104

Symboles Et Notations

A : Coefficient d'accélération de zone.

Ar : Aire d'une section d'acier de répartition

At : Aire d'une section d'acier transversal

As : Aire d'une section d'acier

B : La largeur (m).

B : Aire d'une section de béton

Br : Section réduite du béton

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

C_u : La cohésion du sol

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

d : Hauteur utile.

E : Actions accidentelles

Es : Module d'élasticité de l'acier

Ev_j : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

Eij : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

e : Epaisseur, Excentricité

fbu : Contrainte de compression du béton à l'ELU

fc_j : Résistance caractéristique de compression à j jour

ft_j : Résistance caractéristique de traction à j jour

fe : Limite d'élasticité de l'acier

F : Force ou action générale.

f_{ji} : La flèche correspondant à j.

f_{gi} : La flèche correspondant à g.

f_{qi} : La flèche correspondant à q.

f_{gv} : La flèche correspondant à v.

Δf : La flèche totale.

G : Charges permanente

h_t : Hauteur totale du plancher.

h₀ : Epaisseur de la dalle de compression.

h_e : Hauteur libre d'étage.

h₀ : Epaisseur de la dalle de radier (cm)

ht : Hauteur de la nervure (cm)

qu : Charges réparties ultime

qs : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

i : Rayon de giration

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

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

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

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

k_c : Coefficient de portance.

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x : Distance entre nus de poutrelles.

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

L_r : Longueur de recouvrement

l_s : Longueur de scellement

l_f : Longueur de flambement

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

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

M_a : Moment sur appui.

M_t : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui *i*

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

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

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Q : Charges d'exploitation

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : Surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures

S_{bat} : Surface totale du bâtiment

T_2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W: Poids propre de la structure.

W Q_i : poids du aux charges d'exploitation.

W G_i : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).

ut : Contrainte de cisaillement (MPa).

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

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

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

$\bar{\tau}_u$: Valeur de cisaillement limite (MPa)

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa)

Introduction

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines. A cet effet l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité. Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+11). Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques). Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR. Notre étude est présentée en cinq chapitres :

Dans le premier chapitre on présente notre projet, les normes et les hypothèses de calcul.

Le deuxième chapitre expose le calcul des éléments secondaires et le prédimensionnement des éléments porteurs. Au troisième chapitre, on va procéder à l'étude sismique de la structure. Cette dernière sera modélisée par le logiciel ETABS2016 et une disposition optimale des voiles sera adoptée. Dans le chapitre quatre les sollicitations les plus défavorables seront tirées depuis le model éléments finis réalisé avec l'ETABS2016 puis on va ferrailer les éléments structuraux avec les combinaisons les plus défavorables.

En fin nous procéderons à l'étude de l'infrastructure et nous terminerons enfin, par une conclusion générale.

Chapitre 1

Présentation du projet

1. Introduction

L'étude d'un ouvrage en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable. Il est aussi très important de bien comprendre la conception architecturale du projet à étudier, pour bien la rendre réalisable, vis-à-vis du génie civil et la réglementation en vigueur. Ce chapitre est consacré à la présentation du projet à étudier.

2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre projet de fin d'étude est une promotion immobilière en deux tours, au profil de la SARL DJENADI IMMO, une seule tour est à étudier lors de ce mémoire, soit un bâtiment en R+11+1 sous-sols (tour A). Le RDC de ce bâtiment est à usage commercial (des locaux), et un parking au sous-sol, le premier étage est dédié aux bureaux, les autres étages sont à usage d'habitations (logements en F3 et F4). Cette tour sera implantée dans la ville de Bejaia, au lieu-dit : Taghzouyth, le site en question est classé par le règlement parasismique algérien 99 version 2003, en zone de moyenne sismicité (II.a), et la tour appartient au groupe d'usage 2, vu son importance, jugée moyenne.

2.1. Caractéristiques géométriques de la structure

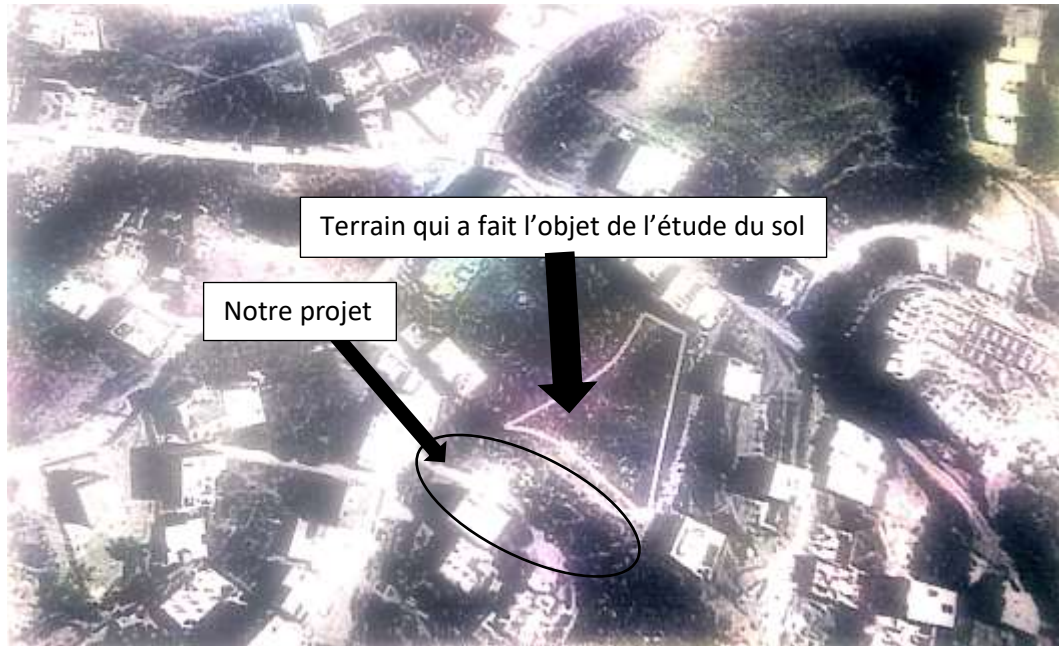
Le bâtiment a une largeur en plan de 17.22 m et une longueur de 30.17 m, sa hauteur totale à partir de la base en prenant en compte le sous-sol et l'acrotère atteint les 38.87m. Pour des contraintes de circulation, il a été adopté un même niveau, entre le plancher au-dessus du parking et le dalot d'accès à la tour A. De ce fait, on aura une différence de niveaux entre deux parties de ce même plancher, une à +00.00, et l'autre à +00.68. On a aussi une hauteur de 3.4 m pour le RDC, et de 2.89 m pour les autres étages.

2.2. Caractéristiques géotechniques du site

Le terrain destiné pour la réalisation de la promotion immobilière 74 LOGTS au lieudit TAGHZOUYTH (w) Bejaia, n'a pas fait l'objet d'une étude géotechnique à ce jour.

Dans le but de collecter un maximum d'informations utiles pour bien mener l'étude de l'infrastructure de notre ouvrage, on a procédé à une lecture et une analyse approfondie du rapport de l'étude

géotechnique du sol (version papier en pièce jointe) d'un terrain proche de notre projet, afin de tirer tous les renseignements concernant la nature du sol dans la zone étudiée ainsi que sa capacité en résistance. Ce rapport du sol, présente les essais géotechniques effectués, des essais sur site, à savoir les sondages pressiométriques et pénétrométriques, qui peuvent nous renseigner sur l'homogénéité du terrain, et surtout sur la capacité en résistance du sol. Des sondages carottés sont aussi réalisés, afin d'apprécier les différentes couches lithologiques du terrain en question, et enfin des essais au laboratoire, pour permettre la détermination de certains caractéristiques physiques et chimiques du sol.



Par similitudes géologiques, et la situation du terrain d'assise, qui n'est pas plat dans l'ensemble, nous supposons que le site d'implantation de la tour n'est pas meilleur que celui qui a fait l'objet de ladite étude de sol. Le site sera pris de classe S3. Les contraintes admissibles et les ancrages des fondations sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau.1.1. les contraintes admissibles et les encrages des fondations.

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



Figure 1.1. *la vue en 3D de la structure*

2.3. Système de contreventement

En se basant sur l'article (3-4-a) du RPA99/Version 2003 qui exige d'adopter un contreventement autre que le portique autostable lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 4 niveaux (14m) en zone IIa, nous avons opté pour un contreventement mixte par voiles et portiques avec justification de l'interaction.

2.4. Les éléments de l'ouvrage

2.4.1. Les éléments structuraux

Les poutres Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leurs pré- dimensionnement sont déterminées selon des conditions bien définies. On distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.

Les poteaux Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Les voiles Ils seront plan (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

2.4.2. Les éléments secondaires

Les planchers Ce sont des aires généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, il existe deux types.

a) Les planchers en corps creux pour notre structure, tous les planchers des étages courants auront une partie en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

b) Les planchers en dalles pleines Ce sont des éléments planes, constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation. Pour cette structure, le RDC, la travée intermédiaire de tous les étages, ainsi que les balcons, les paliers des escaliers seront réalisés en dalle pleine.

La cage d'escalier elle permet l'accès du RDC jusqu'au dernière étage. Elle est constituée à chaque niveau de trois volées et deux paliers intermédiaires sauf le RDC qui possède quatre volées.

Le passage automobile est un chenal qui permet l'accès aux véhicules légers vers le sous-sol des deux blocs elle sera réalisée en dalle pleine.

Local d'ascenseur l'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

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 à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments, elle joue aussi un rôle de garde-corps dans les terrasse accessibles.

2.4.3. Les éléments de remplissages

La maçonnerie

a) Les murs extérieurs ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois dont l'épaisseur (10+15) cm séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

b) Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

c) Les revêtements

Les revêtements de la structure sont constitués par du carrelage de 2cm pour les planchers courants ; de l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds ; de mortier pour les murs de façade.

2.4.4. L'infrastructure

Elle sera réalisée en béton armé et assure la transmission des charges horizontales et verticales au sol ; réaliser l'encastrement de la structure dans le sol ; Limiter les tassements.

Pour notre projet on a réalisée l'infrastructure avec un radier général.

Voiles périphériques

En se basant sur l'article (10.1.2) du *RPA99V 2003*, les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations

(semelles, radier...) et le niveau de base. D'où la nécessité d'un voile périphérique pour le cas du sous-sol vu la poussée des terres.

3. Règlements et normes utilisées

L'étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir : Le Règlement parasismique algérien (*RPA 99 /version 2003*) ; Code de béton armé (*CBA 93*) ; Document technique réglementaire (*DTR B.C.2.2*) ; Béton armé aux états limites (*BAEL91/modifiées 99*).

4. Hypothèses de calcul aux états limites

4.1. Etats limites de calculs

Un état limite est un état au-delà duquel la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, il existe deux états limites

4.1.1. Etat Limite Ultime (ELU) ou de Résistance

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante d'ouvrage (résistance maximum de l'ouvrage). Son dépassement entraîne la ruine ou destruction de l'ouvrage, on cite trois cas L'équilibre statique ; De stabilité de forme (le flambement) ; La résistance de l'un des matériaux (limite de rupture d'une ou plusieurs sections critiques).

- **Hypothèse de calcul à l'ELU**

Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire). Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton subit la même déformation. La résistance du béton tendu est négligée. Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à en flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$; en compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

4.1.2. Etat Limite de Service (ELS) ou d'Utilisation

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage (exploitation) normal et sa durabilité soient assurés, son dépassement entraîne un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage, il existe trois cas ; Les déformations des éléments (flèche). Ouverture des fissures (acier). Valeurs de la compression du béton.

- **Hypothèse de calcul à l'ELS**

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

5. Actions et sollicitations de calcul

5.1. Les Actions

On appelle action, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, on distingue :

- a) **Les Actions Permanentes (G)** Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent ; Le poids propre des éléments de la structure ; Le poids des revêtements et cloisons ; Le poids de poussée des terres et des liquides.
- b) **Les Actions Variables (Q)** Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux, Charges d'exploitations appliquées au cours d'exécution ; Effet de la température ; Charges climatiques (vent, neige) ; Charge non permanente appliquées aux cours de l'exécution.
- c) **Les Actions Accidentelles (E)** Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est courte on peut citer : Explosions, Séismes, Chocs, ...

5.2. Les sollicitations de calcul et combinaisons d'actions

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions), ces sollicitations sont calculées avec les combinaisons des différentes actions.

Combinaisons d'actions données par le RPA99 Les combinaisons de calcul à considérer Pour la détermination des sollicitations et des déformations dans les éléments, selon le RPA99 version 2003 sont les suivantes :

Situations durables $ELU=1.35G+1.5Q$; $ELS = G+Q$.

Situations accidentelles $G+Q+E$; $0.8G+E$

Avec G = charge permanente ; Q : charge d'exploitation ; E : action du séisme.

6. Caractéristique des matériaux

Les bétons et les aciers seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (*CBA 93 article A.2 .1.1*) les règlements en vigueur en Algérie.

6.1. Le Béton Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...) avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

6.1.1. Composition et dosage du béton

Le dosage de différents constituants du béton dépend du type de matériaux utilisés, et de la qualité du béton recherché. En effet, les propriétés physiques et mécaniques du béton dépendent essentiellement de sa composition mais aussi des facteurs extérieurs (la température, l'humidité, ...). La composition pour un mètre cube ($1m^3$) de béton est la suivante ; $350 kg/m^3$ de ciment de classe CPA 325 ; 400 litres de sable de diamètre 0 à 5mm ; 800 litres de gravier de diamètre 3/8 et 15 / 25mm ; 175 litres d'eau de gâchage pour un rapport E/C égale à 0,5.

6.1.2. Caractéristiques du béton

a) Résistance mécanique à la compression

Selon l'article (A.2.1.1.1 du CBA93)

Lorsque $j \leq 28$ jours Bétons à résistance courante $fc_j = \frac{j}{4.76+0.83j} fc_{28}$ pour $fc_{28} \leq 40MPa$

Bétons de haute résistance : $fc_j = \frac{j}{1.4+0.95j} fc_{28}$ pour $fc_{28} \geq 40MPa$

Lorsque $j \geq 28$ jours, on peut admettre une valeur : $fc_j = 1,1 fc_{28}$ pour $fc_{28} \leq 40MPa$

Lorsque $28 < j < 60$, on utilise la relation : $f_{cj} = 1,1f_{c28}$ avec $f_{c28} = 25$ MPa

b) Résistance caractéristique à la traction

Selon l'article (A.2.1.1.2 du CBA93) La résistance du béton à la traction à l'âge du jour (j) f_j est définie conventionnellement par la formule suivante $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ pour $f_{cj} \leq 60$ MPa Pour $f_{c28} = 25$ MPa on a $f_{t28} = 2,1$ MPa.

6.2. L'Acier

6.2.1. Définition

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

6.2.2. Types d'aciers à utiliser

- a) **Les aciers à haute adhérence (H.A)** Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. Pour notre projet on a utilisé un acier de nuance FeE400, ses caractéristiques sont : limite élastique $f_e = 400$ MPa et son module d'élasticité $E_s = 2 \cdot 10^5$ MPa, et on a : $\gamma_s = 1.15$ (situations courantes) ; $\gamma_s = 1.0$ (situations accidentels).

- b) **Treillis soudés** Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement. On a utilisé un TS de nuance FeE235.

Chapitre 2

**Pré dimensionnement
et calcul des éléments
secondaire**

1. Introduction

Le pré-dimensionnement est une étape très importante, qui a comme but de déterminer des sections préliminaires pour les différents éléments de la structure, par un procédé estimatif conforme aux règlements et normes en vigueur à savoir : BAEL 91/99, CBA 93, RPA 99 version 2003 et les différents DTR.

2. Calcul des éléments secondaires

2.1. Calcul des planchers

Dans notre cas, deux types de planchers vont être utilisés : plancher à corps creux pour les étages d'habitations et plancher à dalle plane pour le RDC, la cage d'escalier, au niveau de l'ascenseur et aux balcons. L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

2.1.1. Calcul des planchers à corps creux

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche [CBA93 (art B.6.8.4.2)].

$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$, avec L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles, h_t : Hauteur totale du plancher.

Dans notre projet : $L_{max} = 4.57 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{4.57-0.3}{22.5}$. Donc $h_t \geq 18.97 \text{ cm}$

Alors on adopte un plancher [16 + 5] cm d'une épaisseur $h_t = 21 \text{ cm}$, avec : $h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm}$, $h_{\text{dalle de compression}} = 5 \text{ cm}$, $h_{\text{totale}} = 21 \text{ cm}$.

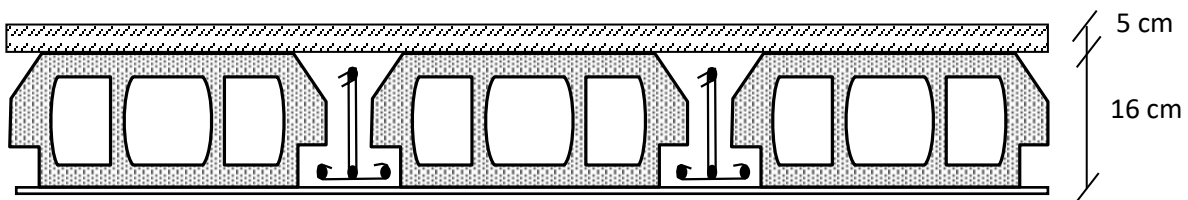


Figure 2.1. Plancher à corps creux

Les poutrelles

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place, destinés à transmettre les charges verticales aux poutres. Elles se calculent comme une section en T.

La largeur efficace de la dalle est donnée par la formule suivante : $\frac{b - b_0}{2} \leq \min(\frac{L_x}{2}, \frac{l_y^{min}}{10})$

Avec : L_x : distance entre nu d'appui des poutrelles (longueur d'hourdis) , L_y : distance minimale entre nu d'appuis d'une travée, h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 25$ cm), h_0 : Hauteur de la dalle de compression , ($h_0 = 5$ cm), b_0 : Largeur de la poutrelle ($b_0 = 10$ cm) . Dans notre projet on a :

$L_x = 55$ cm et $L_y = 240$ cm . Alors on aura : $\frac{b - 10}{2} \leq \min(\frac{55}{2}, \frac{240}{10}) = \min(27.5 ; 0.24)$

Ce qui donne : $b = 58$ cm, On opte pour : **b= 55 cm**

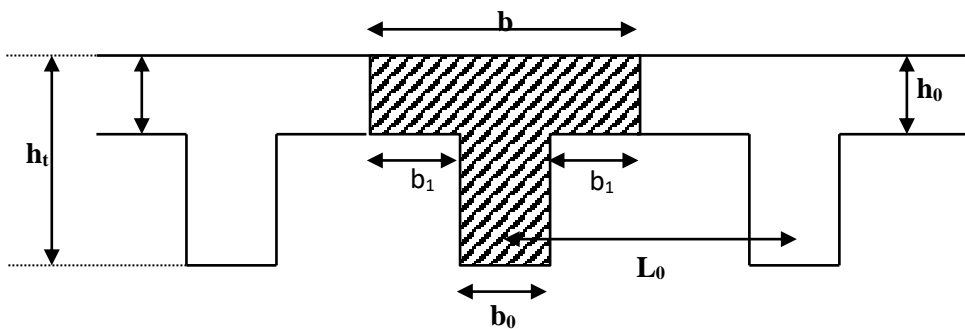


Figure 2.2. Dimensions de la poutrelle

Disposition des poutrelles

Le choix du sens de disposition des poutrelles est dicté par deux critères : Le critère de la petite portée afin de diminuer la flèche et le critère de continuité (là où il y a plus d'appuis).

On présente la disposition des poutrelles au niveau du 2^{ème} étage, voir la figure ci-dessous :

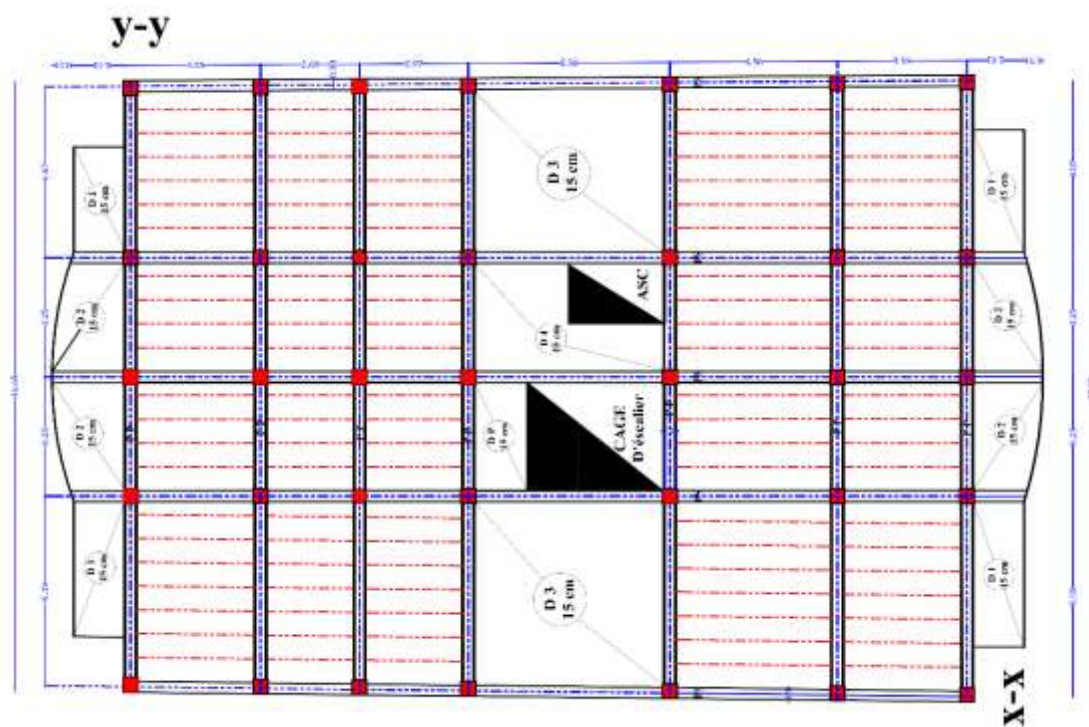
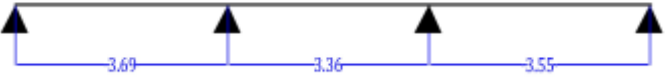


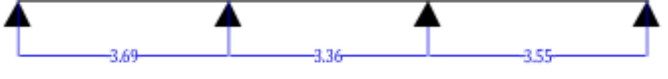



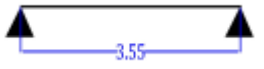


Figure 2.3. Disposition des poutrelles du 2^{ème} étage

Types de poutrelles

Tableau 2.1. Types de poutrelles.

Local	Type	Schémas statiques des poutrelles
Etage bureaux	Type1	
	Type2	
	Type3	
Etage courant	Type4	
	Type5	
	Type6	
	Type7	
	Type8	

2.1.1.1. Evaluation de chargement du plancher à corps creux

Tableau 2.2. Evaluation des charges de plancher étage courant

Référents	Désignation	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m2)
1	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Plancher courant (16+5)	/	0.16+0.05	3.1
5	Cloison de distribution	/	/	1
6	Enduit du ciment	18	0.015	0.27
Total				5.53
Charge d'exploitation étage courant (KN/m²)				1.5
Charge d'exploitation étage bureaux (KN/m²)				2.5

Méthodes de calcul des poutrelles Les méthodes qu'on a utilisées pour le calcul des poutrelles en béton armé sont : la méthode forfaitaire et méthode de Caquot minorée. Le choix de la méthode de calcul

à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant

Tableau 2.3. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Statut	Méthode adoptée
Types 1, 4, 6	1. $Q \leq \min(2G ; 5KN)$ 2. $I=cst$ (même corps creux)	Vérifier	Forfaitaire
Types 2, 5	3. $\frac{l_i}{l_{i+1}} \in (0.8 ; 1.25)$		
Types 3,7,8,9		Non vérifier	Caquot minoré
		Isostatique	

Calcul des charges revenant aux poutrelles

L'ELU : $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \Rightarrow q_u = 0.65 \times P_u$; L'ELS : $P_s = G + Q \Rightarrow q_s = 0.65 \times P_s$

Les résultats des calculs à L'ELU et à L'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2.4. Charge revenant aux poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L ₀ (m)	Charges revenant sur le plancher (KN/m)		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Plancher bureaux	5.53	2.5	0.65	ELU	11.215	7.289
				ELS	8.03	5.22
Plancher étage courant	5.53	1.5	0.65	ELU	9.715	6.314
				ELS	7.03	4.57

Pour la méthode de Caquot minoré

$$G' = \frac{2}{3} G \Rightarrow \begin{cases} \text{étage bureaux : } G' = 3.686 \text{ KN} \\ \text{étage courant : } G' = 3.686 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \{ q'_u = 5.6672 \text{ KN/m} ; q'_u = 4.697 \text{ KN/m} \}$$

Exemple d'application de la méthode forfaitaire

La poutrelle type (1) à l'étage bureaux (Poutrelle continue)

- ✓ $P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.22 \text{ KN/m}^2$
- ✓ $P_s = G + Q = 8.03 \text{ KN/m}^2$
- ✓ $q_u = 11.215 \times 0.65 = 7.29 \text{ KN/m}$
- ✓ $q_s = p_s \times 0.65 = 5.22 \text{ KN/m}$

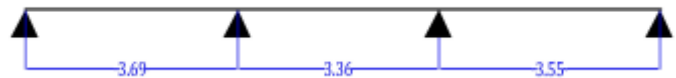


Figure 2.4. Poutrelle type (1)

• **Moments isostatique**

A L'ELU :

Travée A-B : $M_0^{AB} = \frac{q_u \cdot L_{AB}^2}{8} = \frac{7.29 \times 3.69^2}{8} = 12.40 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0^{BC} = \frac{q_u \cdot L_{BC}^2}{8} = \frac{7.29 \times 3.36^2}{8} = 10.29 \text{ KN.m}$

Travée C-D : $M_0^{CD} = \frac{q_u \cdot L_{CD}^2}{8} = \frac{7.29 \times 3.55^2}{8} = 11.48 \text{ KN.m}$

A 'ELS :

Travée A-B : $M_0^{AB} = \frac{q_s \cdot L_{AB}^2}{8} = \frac{5.22 \times 3.69^2}{8} = 8.88 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0^{BC} = \frac{q_s \cdot L_{BC}^2}{8} = \frac{5.22 \times 3.36^2}{8} = 7.36 \text{ KN.m}$

Travée C-D : $M_0^{BC} = \frac{q_s \cdot L_{CD}^2}{8} = 8.22 \text{ KN.m}$

Moments aux appuis

Appuis de rives

$M_A=M_D=0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif. $M_a=-0.15M_0$

$$\text{Avec : } M_0 = \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}, M_0^{CD}) : \begin{cases} M_0^U = 12.40 \text{ KN.m} \\ M_0^S = 8.88 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{array}{l} \underline{\text{ELU}}: M_A^U=M_D^U = -1.86 \text{ KN.m} \\ \underline{\text{ELS}}: M_A^S=M_D^S = -1.33 \text{ KN.m} \end{array}$$

Appuis intermédiairesELU

$$M_B^U = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 12.4 = -6.20 \text{ KN.m}$$

$$M_C^U = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 11.48 = -5.74 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_B^S = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 8.88 = -4.44 \text{ KN.m}$$

$$M_C^S = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 8.22 = -4.11 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travées } \alpha = \frac{q}{g+q} = 0.311 \Rightarrow \{1 + 0.3\alpha = 1.093 ; 1.2 + 0.3\alpha = 1.293\}$$

A L'ELUTravée(AB) L= 3.69m

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.293}{2}\right) \times 12.40 = 8.01 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 1.093 \times 12.40 - \left(\frac{6.20}{2}\right) = 10.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc $M_t = 10.46 \text{ KN.m}$

Travée (BC) L = 3.36m

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.093}{2}\right) \times 10.29 = 6.62 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 1.093 \times 10.29 - \left(\frac{11.94}{2}\right) = 5.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_t = 6.62 \text{ KN.m}$

Travée (CD) L = 3.55m

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.293}{2}\right) \times 11.48 = 7.42 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 1.093 \times 11.48 - \left(\frac{5.74}{2}\right) = 9.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc $M_t = 9.68 \text{ KN.m}$

A L'ELSTravée(AB) L= 3.69m

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.293}{2}\right) \times 8.88 = 5.74 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 1.093 \times 8.88 - \left(\frac{4.44}{2}\right) = 7.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc $M_t = 7.49 \text{ KN.m}$

Travée (BC) L = 3.36m

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.093}{2}\right) \times 7.36 = 4.02 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 1.093 \times 7.36 - \left(\frac{8.55}{2}\right) = 3.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc $M_t = 4.02 \text{ KN.m}$

Travée (CD) L = 3.55m

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.293}{2}\right) \times 8.22 = 5.31 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 1.093 \times 8.22 - \left(\frac{4.11}{2}\right) = 6.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc $M_t = 6.93 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant**A L'ELU**Travée(AB) L = 3.69m

$$V_A \geq \left(\frac{7.29 \times 3.69}{2}\right) = 13.45 \text{ KN} ; V_B \geq -1.1 \left(\frac{7.29 \times 4.1}{2}\right) = -14.79 \text{ KN}$$

Travée (BC) $L = 3.36\text{m}$

$$V_C \geq -1.1 \left(\frac{7.29 \times 3.60}{2} \right) = -13.47 \text{ KN} ; V_B \geq 1.1 \left(\frac{7.29 \times 3.36}{2} \right) = 13.47 \text{ KN}$$

Travée (CD) $L = 3.55\text{m}$

$$V_D \geq - \left(\frac{7.29 \times 3.55}{2} \right) = -12.94 \text{ KN} ; V_C \geq 1.1 \left(\frac{7.29 \times 3.55}{2} \right) = 14.23 \text{ KN}$$

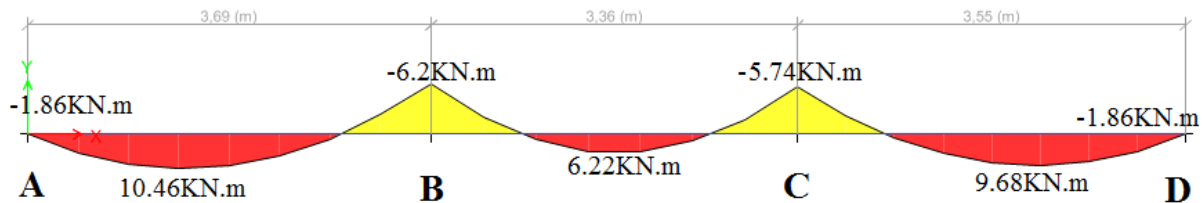


Figure 2.5. Diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à trois travées

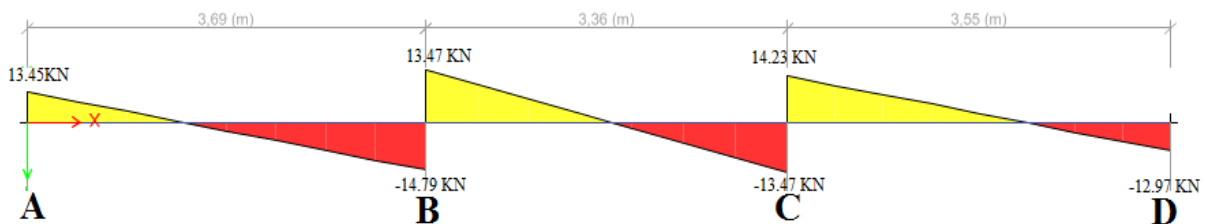


Figure 2.6. Diagrammes des efforts tranchants dans la poutrelle à trois travées

Ferraillage de la poutrelle

Les poutrelles se calculent comme une section en « T » en flexion simple voir figure (2.2). Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont : $b_0 = 10 \text{ cm}$, h_t : hauteur total de la dalle = 21 cm, h_0 : hauteur de la dalle de compression $h_0 = 5 \text{ cm}$, h_{cc} : hauteur du corps creux = 16 cm, l : entre axe des poutrelles = 65 cm. $L_x = l - b_0 = 0.65 - 0.1 = 0.55 \text{ m}$ et $d = 19 \text{ cm}$.

Les sollicitations maximales dans les poutrelles de l'étage bureaux sont

A l'ELU $M_t = 10.46 \text{ KN.m}$; $M_a^{\text{intr}} = -6.20 \text{ KN.m}$; $M_a^{\text{rive}} = -1.86 \text{ KN.m}$; $V_u = 14.79 \text{ KN}$

A l'ELS $M_t = 7.49 \text{ KN.m}$; $M_a^{\text{intr}} = -4.44 \text{ KN.m}$; $M_a^{\text{rive}} = -1.33 \text{ KN.m}$

Calcul à l'ELU

A) Armatures longitudinales

• Ferraillage en travées

$$M_{Tu} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) , f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa} \text{ et } d = 0.9 \times h_t = 19 \text{ cm}.$$

$$M_{Tu} = 14.2 \times 0.55 \times 0.05 \left(0.19 - \frac{0.05}{2} \right) = 64.43 \text{ KN.m} > M_u = 10.46 \text{ KN.m} .$$

Alors la table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression et on fait un calcul d'une section rectangulaire ($b \times h_t$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{10.46 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.55 \times 0.19^2} = 0.0371 < 0.186 \text{ (pivot A)}.$$

$$\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l \cdot (1 - 0.4\alpha_l), \quad \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l}, \quad \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

AcierFeE400 $\Rightarrow \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3}, \alpha_l = 0.668, \mu_l = 0.392.$

$\mu_{bu} = 0.0371 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$, pas d'armature comprimée Dans ce cas : $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10 \text{ ‰}$.

La section d'armature en travée est définie par $A_T = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$, $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}.$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0371}) = 0.047, \quad z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.186 \text{ m}$$

$$\text{A.N: } A_T = \frac{10.46 \times 10^{-3}}{0.186 \times 348} = 1.61 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

Choix on choisit **3HA10 = 2.36 cm²**

Condition de non fragilité $A_T \geq A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$, $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}.$

$$A_T = 2.36 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.23 \times 0.55 \times 0.19 \frac{2.1}{400} = 1.26 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérfié.}$$

- **Ferraillage en appuis intermédiaires**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{6.20 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.1 \times 0.19^2} = 0.121 < 0.186 \text{ (pivot A)}, \quad \mu_{bu} = 0.181 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.162, \quad z = 0.177 \text{ m} \Rightarrow A_a = \frac{6.20 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.01 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

Choix on choisit **2HA10 = 1.57 cm²**

Condition de non fragilité $A_a \geq A_{min} = 0.23 b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$. **CBA93 (Art A.4.2.1)**

$$A_{intr} = 1.57 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.19 \frac{2.1}{400} = 0.23 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérfié.}$$

- **Ferraillage en appuis de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{1.86 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.1 \times 0.19^2} = 0.036 < 0.186 \text{ (pivot A)}, \quad \mu_{bu} = 0.0460 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.046, \quad z = 0.186 \text{ m} \Rightarrow A_a = \frac{1.86 \times 10^{-3}}{0.186 \times 348} = 0.287 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

Choix: on choisit **1HA10 = 0.79 cm²**

Condition de non fragilité $A_a \geq A_{min} = 0.23 b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$.

$$A_{rive} = 0.79 \geq A_{min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.19 \frac{2.1}{400} = 0.23 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérfié.}$$

B) Armatures transversales **BAEL91/99 (Art 5.1.2.2)**

$$\Phi \geq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_{min}; \frac{b_0}{10}\right); \quad \Phi \geq \min\left(\frac{210}{35}; 10; \frac{100}{10}\right) = 6 \text{ mm}, \quad \text{Soit } \Phi = 6 \text{ mm}$$

On choisit un étrier avec : $A_t = 2 \Phi = 0.57 \text{ cm}^2$

Vérification à L'ELU

- Vérification de risque de rupture par cisaillement CBA93 (Art A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u, \quad F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right] = \min \left[0.2 \frac{25}{1.5}, 5MPa \right] \Rightarrow \boxed{\bar{\tau}_u = 3.33 MPa}$$

A.N: $\tau_u = \frac{14.79 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.19} = 0.78 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33 MPa$. Pas de risque de rupture par cisaillement

- Vérification de l'espacement « S_t »

On fixe A_t = étrier φ₆ ⇒ A_t = 2φ₆ ⇒ $A_t = 0.57 cm^2$

1) $S_t \leq \min[0.9 \times d, 40 cm] \Leftrightarrow S_t \leq 17.1 cm$. 2) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Leftrightarrow S_t \leq 236 cm \Rightarrow$

$S_t \leq \min(S_{t(1)}, S_{t(2)}) \Rightarrow S_t \leq 17.1 cm$. Alors, On utilise A_t = étrier φ₆ chaque $S_t = 15 cm$

- Vérification des armatures longitudinales CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u^{max}, \quad A_l = A_{travée} + A_{rive} = 2.36 + 0.79 = 3.15 cm^2$$

$$A_l = 3.15 cm^2 \geq \frac{1.15}{400} \times 14.79 \times 10^{-3} = 0.425 cm^2 \quad \text{Vérifier}$$

Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u^{max} + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right), \quad A_l = A_{travée} + A_{inter} = 2.36 + 1.57 = 3.93 cm^2.$$

$$A_l = 3.93 \geq \frac{1.15}{400} \left(14.79 \times 10^{-3} + \frac{(-6.20 \times 10^{-3})}{0.9 \times 0.19} \right) = -0.617 cm^2 < 0 \quad \text{Vérifier}$$

Aucune vérification à faire au niveau de l'appuis intermédiaire, car, l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

- Vérification de la bielle selon le CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

$$\left\{ \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b}; \quad \sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \right\} \Rightarrow \boxed{V_u \leq 0.267 a \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

Avec : $a = \min[0.9 d, \text{largeur de l'appui} - 4cm]$, $a = \min[17.1 cm, 26cm] = 17.1 cm$.

A.N: $V_u = 14.79 KN \leq 114.142 KN$ La bielle est vérifiée.

- Vérification de la jonction Table – Nervure BAEL91/99 (Art A.5.1.2.1.1)

$$\tau_u^1 = \frac{b_1 \times V_u^{max}}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u, \quad b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 22.5 cm, \quad \tau_u^1 = 0.71 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes

Tableau 2.5. Vérifications des contraintes à l'ELS

Type	Position	M^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
La poutrelle type (1)	Travée	7.492	4.37	9110.6	3.59 < 15	Vérifier
	Appuis	-4.443	3.37	6472.7	2.59 < 15	Vérifier

- Vérification de la flèche

Etats limites de déformation

BAEL 91/99(art B.6.5)

Si les conditions suivantes sont vérifiées, donc, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

- 1) $h \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \times l \Leftrightarrow 21\text{cm} > 20.7\text{cm}$ vérifiée
- 2) $A \geq \frac{3.6 \times b_0 \times d}{f_e} \Leftrightarrow 2.36\text{cm}^2 > 1.71\text{cm}^2$ vérifiée
- 3) $l \leq 8\text{ m} \Leftrightarrow 3.69\text{m} < 8\text{m}$ vérifiée

h : Hauteur totale du plancher corps creux : $h = 21\text{cm}$, M_t : Moment maximale en travée à l'ELS.

l : Longueur de la travée maximale $l = 3,69\text{ m}$ pour la poutrelle continue et $M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8}$

Les 3 conditions sont vérifiées pour la poutrelle continue donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire. Mais on doit vérifier la flèche de la poutrelle isostatique type (3), car les 2 premiers conditions ne sont pas vérifiées

$$h \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \times l \Leftrightarrow 21\text{cm} < 30\text{cm} \text{ et } A \geq \frac{3.6 \times b_0 \times d}{f_e} \Leftrightarrow 3.39\text{cm}^2 < 3.42\text{cm}^2$$

Vérification de la flèche pour la poutrelle isostatique ($b_0=20\text{cm}$) $L=4.56\text{ m}$

Evaluation des charges

$$j = 4.1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_j = 0.65 \times 4.1 = 2.66 \text{ KN/ml.}$$

$$g = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloisons}} + G_{\text{revettement}}) = 5.53 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_g = 0.65 \times 5.53 = 3.59 \text{ KN/ml.}$$

$$p = G_{\text{Total}} + Q_{\text{Total}} = 5.53 + 2.5 = 8.03 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_p = 0.65 \times 8.03 = 5.22 \text{ KN/ml.}$$

Evaluation des moments

$$\text{Moment correspondant à } q_j \quad M_j = \left(\frac{q_j \times l^2}{8} \right) = 6.95 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment correspondant à } q_g \quad M_g = \left(\frac{q_g \times l^2}{8} \right) = 9.38 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment correspondant à } q_p \quad M_p = \left(\frac{q_p \times l^2}{8} \right) = 13.62 \text{ KN.m}$$

Propriétés de la section

Position de l'axe neutre $y = 3.9\text{ cm}$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène avec $Y_G = 4.73\text{ cm}$

$$I_0 = (b/3) y_G^3 + b_0 (h - y_G)^3 / 3 - (b - b_0) (y_G - h_0)^3 / 3 + 15(A (d - y_G)^2 + A' (d - y_G)^2); I_0 = 31289 \text{ cm}^4$$

$$I = 12648 \text{ cm}^4 \text{ le pourcentage d'armatures tendues : } \rho = \frac{A_T}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{20 \times 19} = 0.089$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0)\rho} \quad , \text{Déformation instantanée} \\ \lambda_v = 2/5 \times \lambda_i \quad , \text{Déformation différée} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 4.026 \\ \lambda_v = 1.610 \end{array} \right.$$

Les modules de déformation longitudinale instantanée et différé du béton

$$E_i = 11000 \times f_{c28}^{\frac{1}{3}} \quad \text{Donc } E_i = 32164.20 \text{ MPA} \quad \text{et} \quad E_v = \frac{E_i}{3} \quad \text{Donc } E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

Calcul des contraintes

$$\text{Contrainte correspondant à } q_j \quad \sigma_j = \frac{15 \times M_j(d-y)}{I} = 117.78 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte correspondant à } q_g \quad \sigma_g = \frac{15 \times M_g(d-y)}{I} = 158.86 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte correspondant à } q_p \quad \sigma_p = \frac{15 \times M_p(d-y)}{I} = 230.67 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients

$$\text{Coefficient correspondant à } q_j \quad \mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} \right] = 0.417$$

$$\text{Coefficient correspondant à } q_g \quad \mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} \right] = 0.527$$

$$\text{Coefficient correspondant à } q_p \quad \mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} \right] = 0.644$$

Calcul des inerties fictives

$$I \text{ correspondant à } q_{ji} \quad \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} I_{ji} = 12848.2 \text{ cm}^4 ; I \text{ correspondant à } q_{gi} \quad \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} I_{gi} = 11025 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ correspondant à } q_{gv} \quad \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} I_{gv} = 18617.2 \text{ cm}^4 ; I \text{ correspondant à } q_{pi} \quad \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} I_{pi} = 9575.8 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches

Tableau 2.6. Vérification de la flèche.

f_{gv}	$\frac{M_g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{gv}}$	9.73 mm
f_{ji}	$\frac{M_j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ji}}$	3.48 mm
f_{pi}	$\frac{M_p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{pi}}$	9.15 mm
f_{gi}	$\frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{gi}}$	5.47 mm
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	9.92 mm
$f_{admissible}$	$\frac{456}{500}$	9.12 mm

Commentaire La flèche n'est pas vérifiée pour la poutrelle isostatique ($b_0=20\text{cm}$) on augmente la section de ferrailage juste à $A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ on trouve :

Tableau 2.7. Evaluation de la flèche dans la poutrelle isostatique ($b_0=20cm$)

Niveaux	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$ (mm)	Observation
Etage bureaux	2.79	4.31	7.11	8.16	$8.17 < 9.12$	Vérifiée
Etage courant	3.48	5.47	7.66	9.73	$8.43 < 9.12$	Vérifiée

2.1.1.2. Les schémas de ferrailage

Le tableau ci-joint résume les schémas de ferrailage de la poutrelle continue dans tous les niveaux

Tableau 2.8. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux

Types	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage bureaux			
Plancher étage courant			

- Pour la poutrelle isostatique ($b_0=20cm$)

Vu qu'on a le même schémas de ferrailage pour la poutrelle isostatique dans les planchers (bureaux et courant)

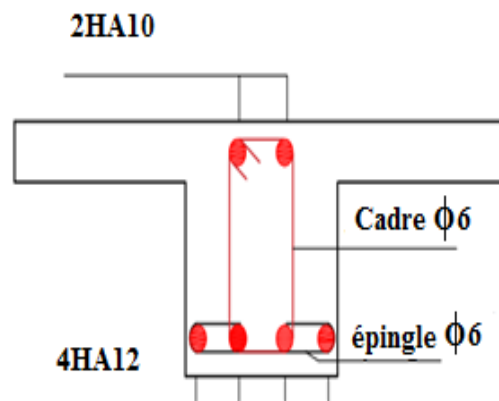


Figure 2.7. Schémas de ferrailage de la poutrelle isostatique ($b_0=20cm$).

Ferrailage de la dalle de compression selon le CBA (ART B.6.8.4.3.)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} \times 100 = 1.11 \text{ cm}^2/\text{mL} \\ A_{II} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.52}{2} = 0.56 \text{ cm}^2/\text{mL} \end{array} \right. \text{ Soit : } \left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = 5\phi 6/\text{ml} \Rightarrow st = 20\text{cm} \leq 20\text{cm} \\ A_{II} = 4\phi 6/\text{ml} \Rightarrow st = 25\text{cm} \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$

Donc, on adopte un treillis soudé de mailles (150×150) mm²

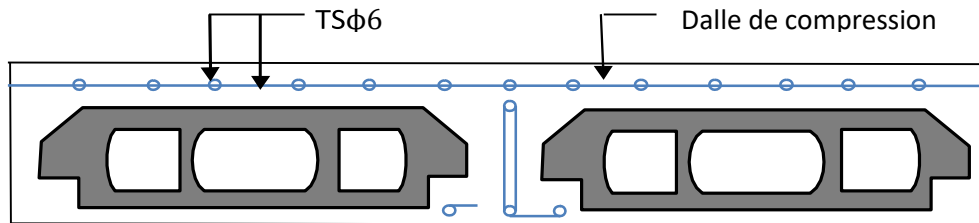


Figure 2.8. Schémas de ferrailage de la dalle de compression

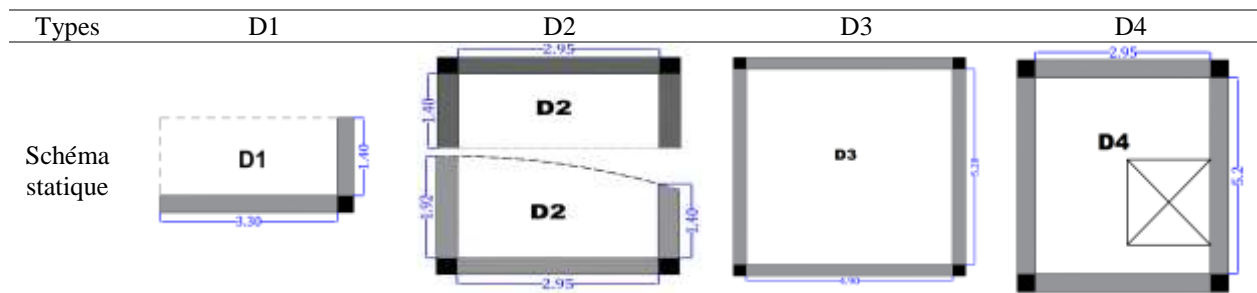
2.1.2. Plancher à dalle pleine

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait suivant deux critères qui sont la résistance au feu et à la flexion au même temps ; pour que notre dalle satisfasse le premier critère il faut y avoir au minimum une épaisseur de 7cm pour une heure ou 11cm pour deux heures ou bien 14cm pour quatre heures de coupe-feu ; pour le deuxième critère qui est la résistance à la flexion dépend du nombre d'appuis de la dalle, pour une dalle sur un ou deux appuis $e \geq \frac{Lx}{20}$, sur quatre appuis $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ avec $\rho < 0,4$ ou $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ si $\rho > 0.4$. Tel que Lx la petite portée et Ly la grande portée de la dalle. Nous on distingue quatre types de dalles qu'on a illustrés dans les tableaux ci-dessous ainsi que leurs schémas statiques.

Tableau 2.9.Épaisseur et types des dalles pleines

Dalle	Type	Epaisseur (cm)	Coupe-feu >11cm
D1	Dalle sur deux appuis	15	Vérifiée
D2	Dalle sur trois appuis	15	Vérifiée
D3	Dalle sur quatre appuis	15	Vérifiée
D4	Dalle sur quatre appuis avec ouverture	15	Vérifiée

Tableau 2.10.Schémas statiques des dalles pleines



2.1.2.1 Evaluation des charges sur les dalles

Tableau 2.11. Evaluation des charges de plancher à Dalle pleine

Référents	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs e(m)	Poids G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Plancher à dalle pleine	25	0,15	3.75
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Total				5.18
Charge d'exploitation balcon (KN/m ²)				3.5
Charge d'exploitation (KN/m ²)				2.5

Tableau 2.12. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à dalle pleine

référent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs e(m)	Poids G (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8
2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.1	2.2
4	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
5	Plancher à dalle pleine	25	0,15	3.75
6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Total				7.15
Charge d'exploitation (KN/m ²)				1

2.1.2.2. Calcul des différentes dalles pleines

Tableau.2.13. Les différents types de dalles

Types	L _x	L _y	ρ	ELU		ELS	
				μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
D1 : Dalle sur 2 appuis	1.4	3.3	0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
D2 : Dalle sur 3 appuis	1.92	2.95		Cas particulier			
D3 : Dalle sur 4 appuis	4.9	5.2	0.94	0.0419	0.8661	0.0483	0.9236
D4 : Dalle sur 4 appuis avec ouverture	2.95	5.2	0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
D4'= D3 avec Q=2.5	4.9	5.2	0.94	0.0419	0.8661	0.0483	0.9236

Exemple de calcul : Dalle sur 4 appuis avec ouverture pour ascenseur

L_x= 2.95 m; L_y= 5.2 m, L'ascenseur relie les étages d'habitation, Donc on calcule avec Q=2.5 KN/m² et une épaisseur e = 15 cm ; G=5.18 KN/m² ; Q=2.5 KN/m²

À l'ELU $q_u = 1.35 \times 5.18 + 1.5 \times 2.5 = 10.743 \text{ KN/m}^2$

À l'ELS $q_s = 5.18 + 2.5 = 7.68 \text{ KN/m}^2$

$\rho = 0.56 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

• **Les sollicitations**

On tire les valeurs de μ_x et μ_y du tableau de l'Annexe(A)

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.56 \\ v = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.088 \\ \mu_y = 0.250 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 8.23 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 2.06 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 m « **b=1m** »

Moment en travée

$$\{M_t^x = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 8.23 = 6.17 \text{ KN.m} ; M_t^y = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 2.06 = 1.545 \text{ KN.m}\}$$

Moment en appuis $\{M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_{ox} = -4.11 \text{ KN.m}\}$

Effort tranchant $V_x = \frac{q_u}{2} l_x \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 14.35 \text{ KN} ; V_y = \frac{q_u}{2} l_y \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 2.62 \text{ KN} ; V_{max} = V_x = 14.35 \text{ KN}$

- **Ferrailage** Le calcul ce fait à la flexion simple pour une section $b \times h = (1 \times 0.15) \text{ m}^2$ le diamètre ϕ des barres utilisé doit être : $\phi \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} \Rightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}$

En travée $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens xx } \mu_{bu} = 0.0302\alpha = 0.038 ; z = 0.118 \text{ m} ; A_{cal} = 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{Sens yy } \mu_{bu} = 0.0302\alpha = 0.038 ; z = 0.118 \text{ m} ; A_{cal} = 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$

En appuis $\{\mu_{bu} = 0.0201\alpha = 0.025, z = 0.118 \text{ m}, A_{cal} = 0.99 \text{ cm}^2/\text{ml}\}$

▪ **Vérification à l'ELU**

- **Condition de non fragilité**

En travée

Sens xx $\rho > 0.4$ et $e > 12 \text{ cm} \Rightarrow A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e$ Pour $f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$A_{min}^x = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.56) \times 1 \times 0.15 = 1.46 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{min}^x < A_{cal}$ la condition de non fragilité est vérifiée,

$A_{adop} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

Sens yy $\rho > 0.4$ et $e > 12 \text{ cm} \Rightarrow A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{min}^y > A_{cal}$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on ferraille avec A_{min}^x $A_{adop} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

En appuis

$A_{min}^a = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.46 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A_{min}^a > A_{cal}$ La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille avec $A_{min}^a \Rightarrow A_{adop} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

Espacement des armatures

Sens y-y: FPN : $St < \min(4e, 45 \text{ cm})$. On opte pour : $St = 25 \text{ cm}$ Vérifiée

Sens x-x: FPN : $St < \min(3e, 33 \text{ cm})$. On opte pour : $St = 25 \text{ cm}$ Vérifiée.

Cisaillement :

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{14.35}{1 \times 0.12} = 0.12 \text{ MPa}, \tau_{admi} = (0.07 \times f_{c28}) / 1.5 = 1.17 \text{ MPa}, \tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \tau_{admi} = 1.17 \text{ MPa}$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales.

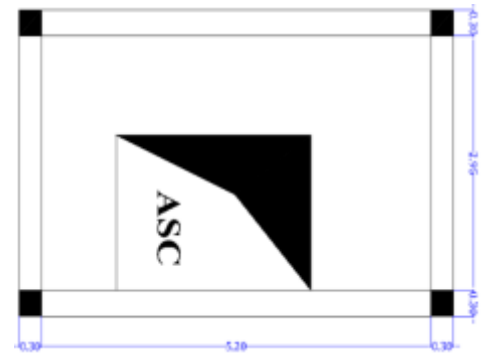


Figure 2.9. Dalle sur 4 appuis.

▪ **Vérification à l'ELS**

Calcul des moments On tire les valeurs de μ_x et μ_y du tableau de l'Annexe (A)

$$\begin{cases} \rho = 0.56 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0923 \\ \mu_y = 0.4254 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 6.17 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 2.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée $\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 6.17 = 4.62 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 2.62 = 1.97 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis $\{M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_{ox} = -3.08 \text{ KN.m}$

- **Vérification des contraintes** Etat limite de compression de béton Le tableau suivant résume la vérification des contraintes dans le béton

Tableau 2.14. Vérification des contraintes dans le béton.

D4		Mser (KN.m)	Y (cm)	I (Cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	Xx	4.62	2.9	4713.1	4.87	15	Vérifié
	yy	1.97	2.4	3239.4	1.46	15	Vérifié
En appuis		-3.08	2.4	3239.4	2.29	15	Vérifié

Etat limite d'ouverture des fissures : Le tableau suivant résume la vérification des contraintes dans l'acier

Tableau 2.15. Vérification des contraintes dans l'acier.

D4		Mser (KN.m)	Y (cm)	I (Cm4)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
En travée	xx	4.62	2.9	4713.1	133.64	201.63	Vérifié
	yy	1.97	2.4	3239.4	87.44	201.63	Vérifié
En appuis		-3.08	2.4	3239.4	137.03	201.63	Vérifié

Etat limite de déformation : selon l'Art B.7.5 du BAEL99 le calcul de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite

$$\begin{aligned} \text{Sens x-x} & \begin{cases} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{295} = 0.05 \geq \frac{0.75M_0}{20 \times M_0} = \frac{0.75}{20} = 0.0375 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 2.61 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases} \\ \text{Sens y-y} & \begin{cases} \frac{h}{l_y} = \frac{15}{520} = 0.029 \leq \frac{0.75M_0}{20 \times M_0} = \frac{0.75}{20} = 0.0375 \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 2.61 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases} \end{aligned}$$

La deuxième condition de la flèche n'est pas vérifiée dans le sens y-y, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau 2.16. vérification de la flèche dans la dalle

Sens	L (m)	$M_{j \text{ ser}}$ KN.m	$M_{g \text{ ser}}$ KN.m	$M_{p \text{ ser}}$ KN.m	Δf mm	f_{adm} mm	Obse
Y-Y	5.2	1.09	1.5	2.52	11.17	10.2	Vérifiée

Pour les autres types on les a résumés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 2.17. Calcul des sollicitations dans les différents types de dalles

Types	ELU						ELS			
	$M_x^{travée}$ (KN.m)	$M_y^{travée}$ (KN.m)	M_x^a (KN.m)	M_y^a (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)	$M_x^{travée}$ (KN.m)	$M_y^{travée}$ (KN.m)	M_x^a (KN.m)	M_y^a (KN.m)
D1	1.65	0.41	0.58	0.14	6.27	0.48	1.22	0.36	0.43	0.13
D2	8.97	2.39	5.98	1.59	19.93	5.49	6.75	6.56	4.5	4.37
D3	7.9	6.84	3.72	3.22	14.72	12.31	5.58	6.08	3.09	2.86
D4'	9.19	7.96	4.32	3.74	16.77	14.03	7.57	6.99	3.56	3.29

Tableau 2.18. Vérification des contraintes

Types	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
D1	6.27	0.052 < 1.17	Vérifier
D2	19.93	0.166 < 1.17	Vérifier
D3	14.72	0.122 < 1.17	Vérifier
D4'	16.77	0.139 < 1.17	Vérifier

Tableau 2.19. Calcul de ferrailage à l'ELU

Type	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
D1	X-X	1.65	0.0081	0.01	0.119	0.39	1.54	4HA10=3.14
	Y-Y	0.41	0.002	0.0025	0.119	0.099	1.2	4HA10=3.14
	Appui	0.58	0.0028	0.0035	0.119	0.14	1.54	4HA10=3.14
D2	X-X	8.97	0.044	0.056	0.117	2.2	1.4	4HA10=3.14
	Y-Y	2.39	0.0117	0.0147	0.119	0.57	1.2	4HA10=3.14
	Appui	5.98	0.0293	0.037	0.118	1.45	1.4	4HA10=3.14
D3	X-X	7.9	0.038	0.049	0.117	1.93	1.23	4HA10=3.14
	Y-Y	6.84	0.033	0.042	0.117	1.67	1.2	4HA10=3.14
	Appui	3.71	0.018	0.023	0.118	0.89	1.23	4HA10=3.14
D4'	X-X	9.18	0.045	0.057	0.117	2.25	1.23	5HA10=3.93
	Y-Y	7.95	0.039	0.049	0.117	1.94	1.2	5HA10=3.93
	Appui	4.32	0.021	0.026	0.118	1.046	1.23	5HA10=3.93

Tableau 2.20. Vérification à l'ELS

Type	Sens	M^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
D1	X-X	1.22	2.4	3239.4	0.91 < 15	Vérifier	54.28 < 201.63	Vérifier
	Y-Y	0.366	2.4	3239.4	0.27 < 15	Vérifier	16.28 < 201.63	Vérifier
	Appui	0.43	2.4	3239.4	0.32 < 15	Vérifier	19.16 < 201.63	Vérifier
D2	X-X	6.75	2.9	4713.1	4.19 < 15	Vérifier	195.07 < 201.63	Vérifier
	Y-Y	6.56	2.9	4713.1	4.07 < 15	Vérifier	189.72 < 201.63	Vérifier
	Appui	4.5	2.4	3239.4	3.34 < 15	Vérifier	200.02 < 201.63	Vérifier
D3	X-X	6.58	2.9	4713.1	4.08 < 15	Vérifier	190.2 < 201.63	Vérifier
	Y-Y	6.08	2.9	4713.1	3.77 < 15	Vérifier	175.67 < 201.63	Vérifier
	Appui	3.09	2.4	3239.4	0.32 < 15	Vérifier	127.15 < 201.63	Vérifier
D4'	X-X	7.57	3.2	5657.2	4.3 < 15	Vérifier	176.28 < 201.63	Vérifier
	Y-Y	6.99	3.2	5657.2	3.97 < 15	Vérifier	162.81 < 201.63	Vérifier
	Appui	3.56	2.65	3911.7	2.41 < 15	Vérifier	176.28 < 201.63	Vérifier

Tableau.2.21.évaluation de la flèche dans les différents panneaux de dalles

Dalle	Sens	L (m)	$M_{j\ ser}$ KN.m	$M_{g\ ser}$ KN.m	$M_{p\ ser}$ KN.m	Δf mm	f_{adm} mm	Obse
D1	X-X	1.4	0.68	0.94	1.13	0.045	2.8	Vérifiée
	Y-Y	3.3	0.21	0.28	0.34	0.074	6.6	Vérifiée
D2	X-X	1.92	3.4	4.71	7.89	0.9	3.84	Vérifiée
	Y-Y	2.95	3.24	4.48	7.51	1.92	5.9	Vérifiée
D3	X-X	4.9	3.69	5.1	7.57	5.54	9.8	Vérifiée
	Y-Y	5.2	3.41	4.71	6.99	5.25	10.2	Vérifiée
D4'	X-X	4.9	3.69	5.1	8.55	6.22	9.8	Vérifiée
	Y-Y	5.2	3.41	4.71	7.9	6.02	10.2	Vérifiée

NB. La dalle D2 a été calculée comme une dalle sur 3appuis. Soit a recalculer la dalle en la considérant comme une console (sur un seul appui) pour être en sécurité.

$G = 5.18 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$; $P = 2.13 \text{ KN}$

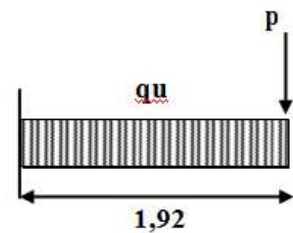


Figure 2.10.Schéma statique de la dalle console

2.1.2.3. Calcul des sollicitations

Tableau 2.22.les sollicitations dans la dalle console

	q (KN/m)	p (KN/m)	M (KN.m)	V_u (KN)
ELU	12.24	2.88	-28.1	26.38
ELS	8.68	2.13	-20.08	

Calcul de ferrailage

Tableau 2.23.Calcul de ferrailage de la dalle console

M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)	$A_{répartitoin}$ (cm ² /ml)	St (cm)
28.1	0.137	0.185	0.111	7.27	1.45	7HA12=7.92	15	4HA10=3.14	25

Etat limite de déformation BAEL91 (Art B.7.5)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{15}{192} = 0.078 \geq \frac{0.75M_0}{20 \times M_o} = \frac{0.75}{20} = 0.0375 \quad \text{Verifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{7.92 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 6.6 \times 10^{-3} > \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \quad \text{Non vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il faut vérifier la flèche et on a $j = 3.75 \text{ KN/m}^2$; $g = 5.18 \text{ KN/m}^2$; $P = 8.68 \text{ KN/m}^2$

$f = 6.52 \text{ mm} < f_{adm} = 7.68 \text{ mm}$ → La flèche est vérifiée

2.1.2.4. Les schémas de ferrailage

Tableau 2.24. schémas de ferrailage des différents types de dalles.

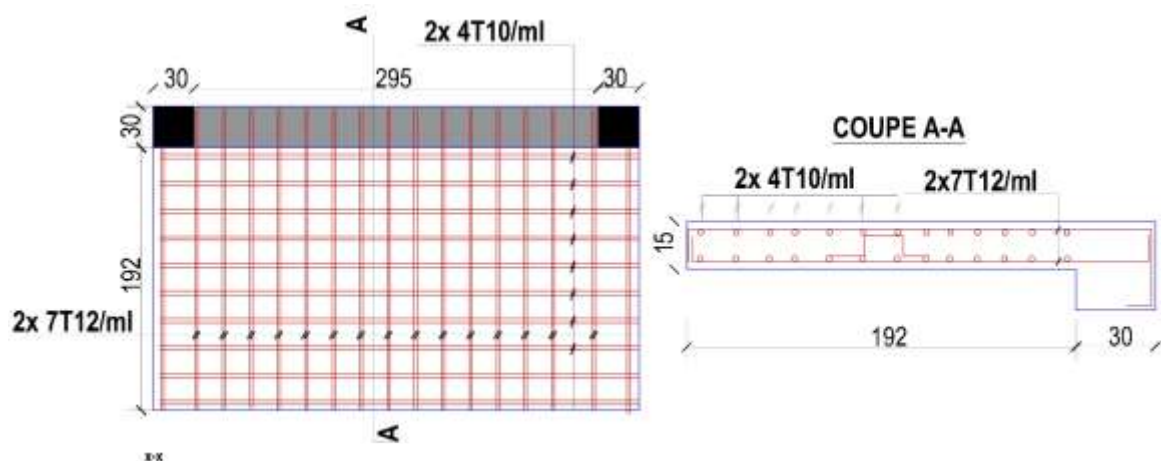
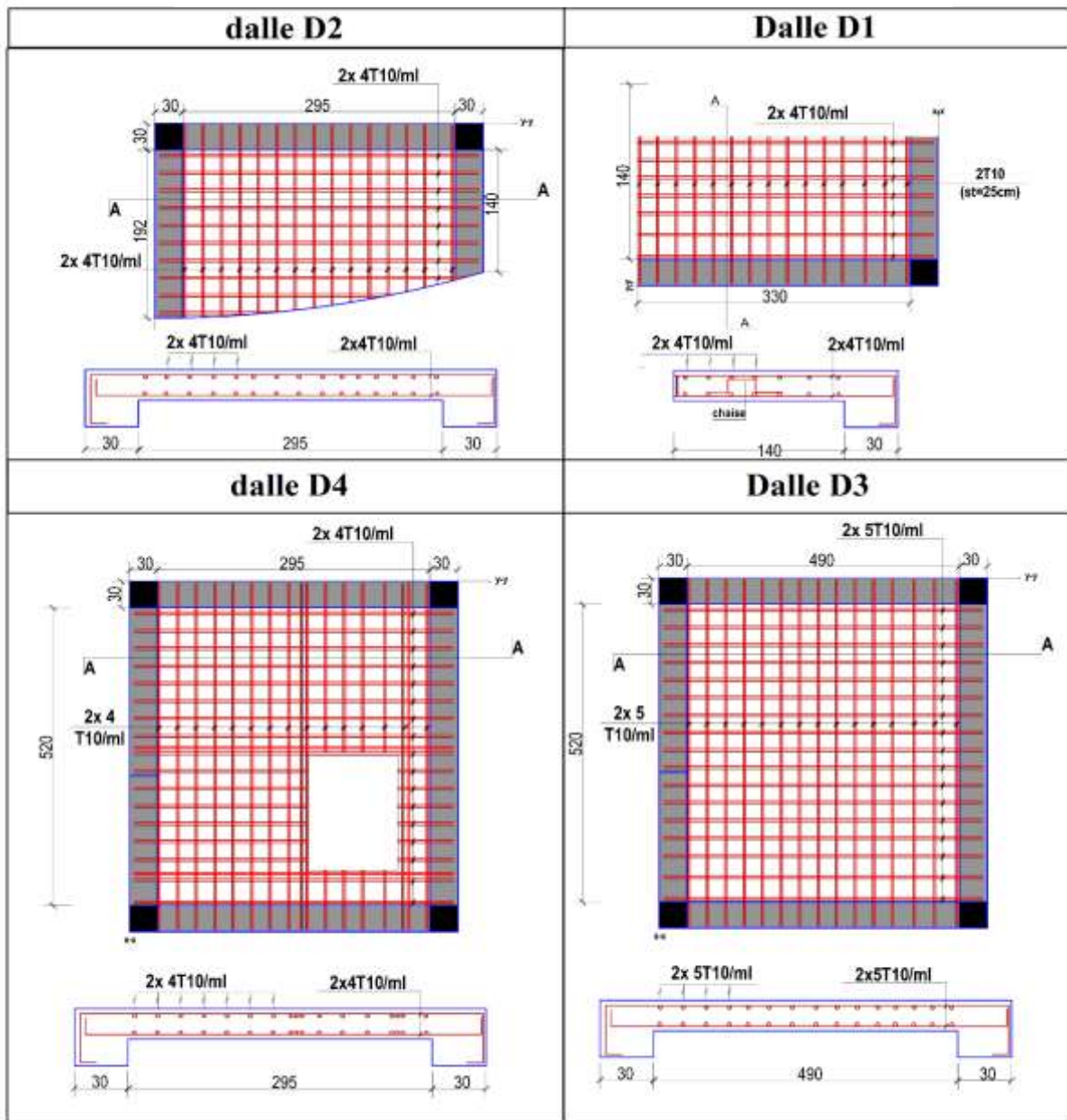


Figure 2.11. schémas de ferrailage de la dalle console.

2.2. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose de trois types d'escaliers : escalier à une volée, escaliers à deux volées et l'escalier à trois volées. Nous on va étudier le type le plus défavorable

Escalier à trois volées qui relie le RDC et le 11^{ème} étage

$$H_{\text{étage}} = 2.89 ; l_{v1} = 1.8m ; l_{v2} = 0.9m ; l_{v3} = 1.5m$$

- **La première volée** on a $H = 1.19 \text{ m} ; L = 1.8 \text{ m}$

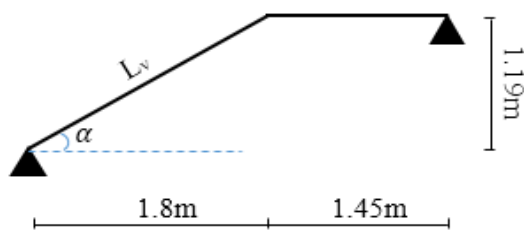


Figure 2.12. Schéma statique de la volée 1.

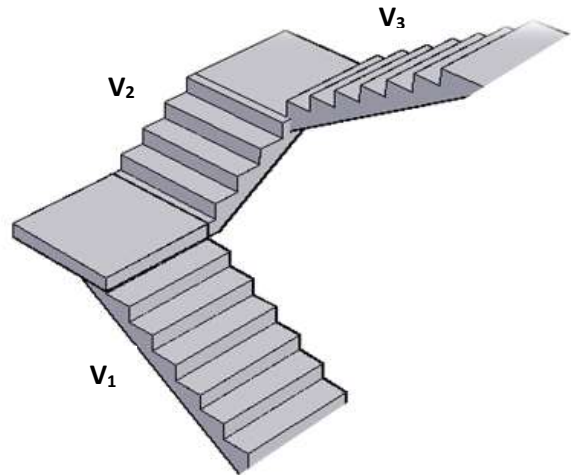


Figure 2.13. Escalier trois volées

Selon la formule du blondel

$$0.65n^2 - (0.64 + 2 \times 1.19 + 1.8) \times n + 1.19 \times 2 = 0 \Rightarrow 0.65n^2 - 4.82n + 2.38 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 4.128$$

$$n = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2 \times a} \Rightarrow n = 7 \Rightarrow h = \frac{H}{n} = \frac{1.19}{7} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm} \Rightarrow g = \frac{l}{n-1} = \frac{1.8}{6} = 30 \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l_v}{30} \leq e \leq \frac{l_v}{20} \Rightarrow l' = l_p + l_v \text{ D'où } l_v = l_v = \sqrt{1.8^2 + 1.19^2} = 2.15 \text{ m}$$

$$l' = 1.4 + 2.15 = 3.55 \text{ m donc } \frac{3.55}{30} \leq e \leq \frac{3.55}{20}$$

$$11.8 \leq e \leq 17.75 \rightarrow e_{\text{paillasse}} = 15 \text{ cm} \leftrightarrow e_p > 11 \text{ cm} \rightarrow \text{coupe feu est vérifié}$$

$$\text{Calcul de l'angle } \alpha \text{ on a } \text{tg} \alpha = \frac{h}{l} = \frac{1.19}{1.8} = 0.66 \rightarrow \alpha = 33.47^\circ \text{ on a } 10.96 \text{ cm} \leq e \leq 16.45 \text{ cm}$$

Pour 2 heures de coupe feu : $e \geq 11 \text{ cm}$: Donc on opte pour $e = 15 \text{ cm}$

- **La 2^{ème} volée** est une console encastrée dans la poutre brisée

$$H = 0.68 \text{ m} ; L = 0.90 \text{ m} \text{ donc } n = 4 ; h = 17 \text{ cm} ; g = 30 \text{ cm}$$

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{0.90^2 + 0.68^2} \Rightarrow L_v = 1.12 \text{ m} \Rightarrow l_p = 1.3 \text{ m}$$

Pour 2 heures de coupe feu : $e \geq 11 \text{ cm}$ on opte pour $e = 15 \text{ cm}$

$$\text{Calcul de } \alpha \text{ elle dépend de l'inclinaison de la poutre brisée } \Rightarrow \text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = 0,755 \text{ donc } \alpha = 37.1^\circ$$



Figure 2.14. Schéma statique de la poutre brisée

• La 3^{ème} volée

$H = 1.02 \text{ m} ; L = 1.5 \text{ m} \quad n = 6 ; h = 17 \text{ cm} ; g = 30 \text{ cm}$

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par

$$= \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{1.5^2 + 1.02^2} \Rightarrow L_v = 1.81 \text{ m} \Rightarrow l_p = 3.21 \text{ m}$$

Pour 2 heures de coupe feu : $e \geq 11 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$

Calcul de α : $\Rightarrow \text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = 0,68$ donc $\alpha = 34.22^\circ$

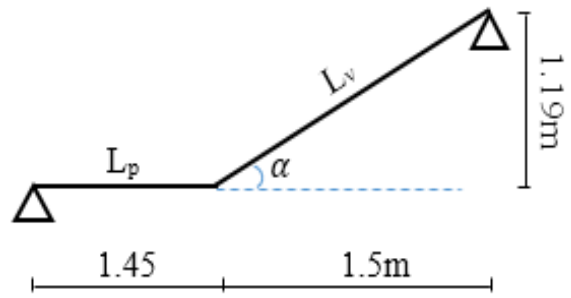


Figure 2.15. Schéma statique de la 3ème volée

2.2.1. Evaluation des charges sur les escaliers

Tableau 2.25. Evaluation des charges du palier

Référents	Désignation	Poids volumique (KN /m3)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m2)
1	Dalle en BA	25	0.15	3.75
2	Carrelage	20	0.02	0.4
3	Mortier de pose	20	0.02	0.4
4	Lit de sable	18	0.02	0.36
5	Enduit de ciment	18	0.02	0,36
Total				5.27
Charge d'exploitation (KN/m2)				2.5

Tableau 2.26. Evaluation des charges de la volée

Référents	Désignation	Poids volumique (KN /m3)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m2)
1	Carrelage	V	0.02h/g	0.23
		H	0.02	0.4
2	Mortier de pose	V	0.02h/g	0.23
		H	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Marches	22	0.17/2	1.87
5	Enduit de ciment	18	0.02	0,36
6	Paillasse	25	0.15/cos α	/
Total	La charge permanente sur la volée1 (KN/m ²)			8.35
	La charge permanente sur la volée2 (KN/m ²)			8.55
	La charge permanente sur le volée3 (KN/m ²)			8.37
	Charge d'exploitation (KN/m2)			2.5

2.2.2. Etude des volées 1 et 3

Vu que les deux volées sont presque identiques on va calculer pour la volée 1 qui est plus défavorable Les réactions d'appuis

$$\sum F_y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 1.45Q_{Pu} + 1.8Q_{Vu}$$

$$\begin{cases} Q_{Vu} = 15.02 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{Pu} = 10.86 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \begin{cases} Q_{Vs} = 10.85 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{Ps} = 7.77 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$\Rightarrow R_A + R_B = 42.78 \text{ KN}$

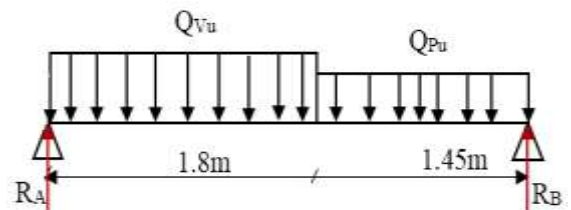


Figure 2.16. Schéma statique du chargement sur la volée et le palier

Vérification de la flèche

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \times l \leftrightarrow e=15\text{cm} > 13.81\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

$$A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \leftrightarrow 4.52\text{cm}^2 < 12.6\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

$$L = 3.25\text{m} < 8\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage des volées 1 et 3 :

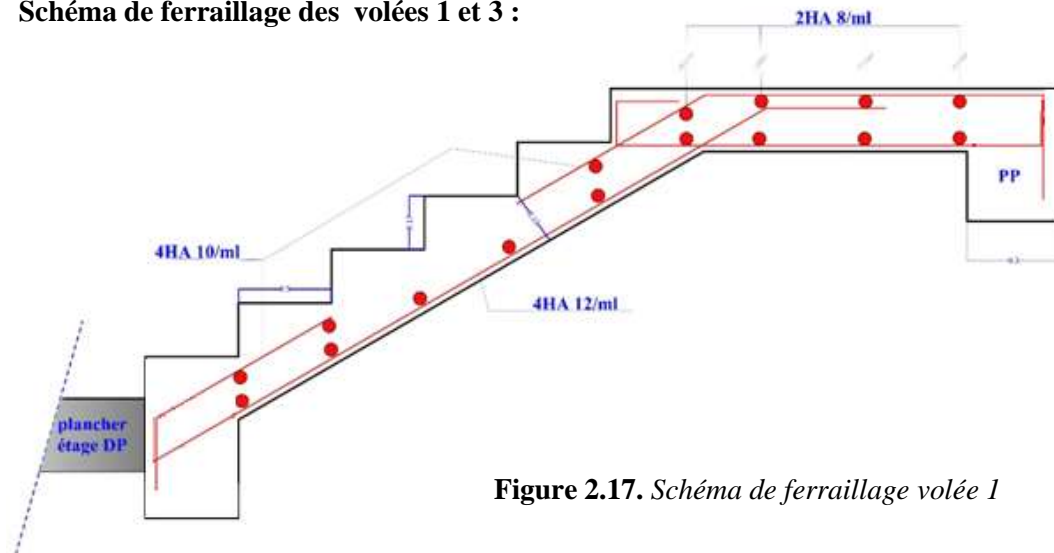


Figure 2.17. Schéma de ferrailage volée 1

2.2.3. Etude de la volée 2 (partie console)

Donc $\{G_{v2} = 8.55\text{KN/m}^2, Q_{v2} = 2.50\text{KN/m}^2\}$

Calcul des chargements

P_m : poids du garde-corps en maçonnerie

$$P_m = (\gamma \times b \times h_{\text{garde-corps}}) = (1 \times 0.9 \times 1) = 0.9 \text{ KN}$$

Combinaisons de charges

$$A \text{ L'ELU } \begin{cases} q_{uv} = (1.35G_v + 1.5Q_v) = 15.29 \text{ KN/m}^2 \\ p_m^u = 1.35 \times 0.9 = 1.215 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad A \text{ L'ELS } \begin{cases} q_{vs} = (G_v + Q_v) = 11.05 \text{ KN/m}^2 \\ p_m^s = 0.9 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} - P_m \times l = -\left(\frac{15.29 \times 1.45^2}{2} + 1.215 \times 1.45\right) = -17.84 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -\frac{q_s l^2}{2} - P_m \times l = -\left(\frac{11.05 \times 1.45^2}{2} + 0.9 \times 1.45\right) = -12.92 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + P_m = 15.29 \times 1.45 + 1.215 = 23.38 \text{ KN}$$

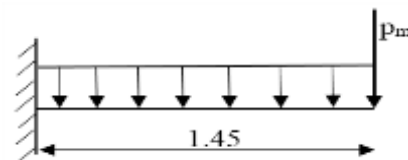


Figure 2.18. Schéma statique de la volée 2

$$\sum M_A = 0 \Leftrightarrow 3.25R_B - 10.86 \times 1.45 \times \left(\frac{1.45}{2} + 1.8\right) - 15.02 \times 1.8^2/2$$

$$R_{Bu} = \frac{64.09}{3.25} = 19.72 \text{ KN} \Rightarrow \text{A l'ELU} \begin{cases} R_{Bu} = 19.72 \text{ KN} \\ R_{Au} = 23.06 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{A l'ELS} \begin{cases} R_{Bs} = 14.16 \text{ KN} \\ R_{As} = 16.63 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations : La poutre étudiée est isostatique le calcul des sollicitations se fait par la méthode des sections (RDM) les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous Puisque les appuis sont partiellement encastés, donc on doit corriger les moments obtenus

$$\{M_t^u = 0.75M_0^u, \quad M_a^u = -0.5M_0^u\}$$

Tableau 2.27. Les sollicitations maximales dans la volée.

	Réactions(KN)		MMAX (KN.m)		Vmax	M0 max
	A	B	Travée	appui		
ELU	22.06	19.72	13.28	-8.85	23.06	17.71
ELS	16.63	14.16	10.84	-5.1	/	12.75

Ferraillage

$$d= 12 \text{ cm}; f_{bu}=14.2\text{MPa}; b=1\text{m}; f_{st}=348\text{MPa}$$

Tableau.2.28. calcul du ferraillage d'escalier.

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	Acalc (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Obs Acalc ≥ Amin	Achoisie (cm ² /ml)	S _t (cm ²)
Travée	13.28	0.065	0.084	0.115	3.29	1.45	Oui	4HA12=4.52	25
Appuis	-8.85	0.043	0.055	0.117	2.17		Oui	4HA10=3..14	

Armatures de répartitions On a des charges réparties $\Rightarrow R_{répartitions} \Rightarrow \frac{A_{principales}}{4}$

- **En travée :** $A_{rép}=1.13\text{cm}^2/\text{ml}$ soit $A_{rép}=3\text{HA}8 \Rightarrow A_{rép}=1.51\text{cm}^2/\text{ml}; St=33\text{cm}$
- **En appuis :** $A_{rép}=0.78\text{cm}^2/\text{ml}$ soit $A_{rép}=3\text{HA}8 \Rightarrow A_{rép}=1.51\text{cm}^2/\text{ml}; St=33\text{cm}$

Vérification de l'effort tranchant

$$V^{\max}=23.06 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} \quad \tau_u = \frac{23.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.192 < 1.17 \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement}$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car l'escalier se trouve à l'abri des intempéries, donc on à vérifier les contraintes $\delta_{bc} = \frac{M_s}{I} * y \leq \overline{\delta_{bc}} = 0.6 f_{c28}$; En appliquant la méthode des sections on aura :

$$\begin{cases} M_t^s = 0.85M_s^{\max} = 10.84\text{KN.m} \\ M_a^s = -0.4M_s^{\max} = -5.10\text{KN.m} \end{cases} \text{ la vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :}$$

Tableau 2.29. vérification des contraintes

Position	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	δ_{bc} (MPa)	$\overline{\delta_{bc}}$ (MPa)	$\delta_{bc} < \overline{\delta_{bc}}$ (MPa)
Travée	10.84	3.41	6324.6	5.85	15	Vérifier
Appuis	-5.10	2.92	4713.1	3.16		Vérifier

Le ferrailage

Tableau 2.30. calcul de ferrailage de la 2^{ème} volée.

M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A _{calc} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Obs A _{calc} ≥ A _{min}	Achoisie (cm ² /ml)	st (cm ²)
17.84	0.0874	0.114	0.114	4.479	1.45	Oui	4HA12=4.52	25

• **Armatures de répartition**

A_{rép} = A/3 = 4.52/3 = 1.51 cm²/ml Soit A_{rép} = 4HA10 = 3.39 cm²/ml

Vérification de l'effort tranchant V^{max} = 23.38 kN ⇒ $\tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0.195$ MPa

$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17$ MPa

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ **vérifier** ⇒ pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car l'escalier se trouve à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont : $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28}$; la vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 2.31. Vérification des contraintes.

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	δ_{bc} (MPa)	$\bar{\delta}_{bc}$ (MPa)	$\delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc}$ (MPa)
Travée	-12.92	3.41	6324.6	6.97	15	Vérifier

Vérification à la flèche

e = 15 cm > 7.25 cm, et A = 4.52 cm² < 6 cm² la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage de la volée 2

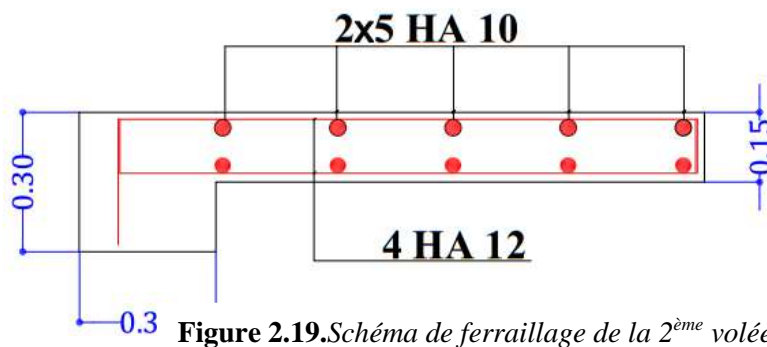


Figure 2.19. Schéma de ferrailage de la 2^{ème} volée.

2.2.4. Étude de la poutre brisée

La poutre brisée est une poutre inclinée qui se calcule à la flexion simple et à la torsion. Elle est soumise à son poids propre, les charges transmises par la volée sous forme de réaction d'appui ainsi qu'au moment de torsion et le poids du mur qu'elle supporte.

Pré-dimensionnement : il se fait selon la condition de la flèche tout en respectant les exigences du RPA99/2003 :

la condition de la flèche

$$L = 1.4 + \sqrt{0.9^2 + 0.68^2} + 1.4 \Rightarrow L = 3.93 \text{ m}$$

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{393}{15} \leq h \leq \frac{393}{10}$$

$$\Rightarrow 26.2 \text{ cm} \leq h \leq 39.3 \text{ cm}$$

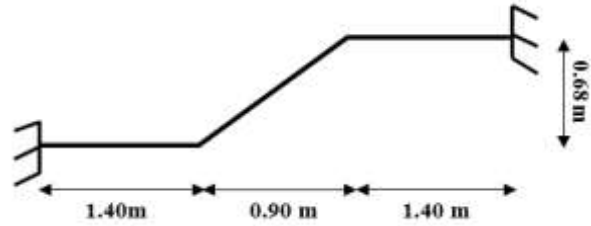


Figure 2.20. Schéma statique de la poutre brisée

Vérification des Exigences du RPA 99/2003

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$, $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1 < 4$; Les conditions sont vérifiées donc on opte pour $\{h = 30 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}\}$

Les charges sur la poutre : Poids propre de la poutre : $g_0 = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$.

Poids de mur : $p_m = G_m \times h_m = 2.97 \times 1.095 = 3.252 \text{ KN/ml}$. La charge transmise par l'escalier : $\{ELU: R_B = 19.72 \text{ KN}; ELS: R_B = 14.16 \text{ KN}\}$

Alors $\begin{cases} q_u = 1.35(g_0 + p_m) + R_B = 1.35(2.25 + 3.25) + 19.72 = 27.15 \text{ KN/ml.} \\ q_s = g_0 + R_B = 2.25 + 3.25 + 14.16 = 19.66 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

Les sollicitations : la poutre est semi encastré donc on doit corriger les moments comme suit $\{M_t = 0.85 M_0, M_a = -0.4 M_a\}$; les résultats obtenus sont illustrées dans le tableau suivant

Tableau.2.32. Les sollicitations de la poutre brisée

	ELU	ELS
$M_0^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{27.15 \times 3.93}{24} = 52.41 \text{ KN.m}$		$M_0 = 37.95 \text{ KN.m}$
$M_t = 0.85 \times M_0 = 44.55 \text{ KN.m}$		$M_t = 32.26 \text{ KN.m}$
$M_a = -0.4 \times M_0 = -20.96 \text{ KN.m}$		$M_a = -15.18 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{27.15 \times 3.93}{2} = 53.34 \text{ KN}$		

Ferraillage à la flexion simple

- Armatures longitudinales

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.2.33. Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple.

	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm ²)	Amin (cm ²)	$A_{flexion}^{CAL} > Amin$
En travée	44.55	0.133	0.18	0.259	4.92	1.01	Vérifier
En appuis	20.96	0.063	0.081	0.27	2.22	1.01	Vérifier

- Vérification à L'ELU

Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{v^{max}}{b \times d} = \frac{53.34}{0.3 \times 0.28} = 0.635 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.34 \text{ MPa, FPN}$. C'est vérifié.

L'espacement St On fixe $St = 15\text{ cm}$ et on calcul

Armatures Transversales $A_t \geq (0.4 \times b \times S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.45\text{ cm}^2$. Avec $S_t = 15\text{ cm}$.

$\mu_b < 0.186 \rightarrow$ pivot A : On a pas besoin d'armatures comprimés.

D'après les calculs, la section d'armatures supérieure A' est nulle, mais le DTR exige de mettre des aciers de construction.

Calcul à la torsion Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée.

$M^t = M_{escalier}^{appui} = 8.85\text{ KN.m}$; Le moment de torsion est maximum à l'encastrement

$M_T = M^t \times \frac{L}{2} = 8.85 \times \frac{3.93}{2} = 17.39\text{ KN.m}$ Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

U : Périmètre de la section « Ω »

Ω : l'aire de torsion (contour tracer à mi-hauteur)

e : Epaisseur de la paroi

A_I : Section d'acier

Armatures longitudinales

$$A_{tor}^L = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow U = 100\text{ cm} ; \Omega = 0.0625\text{ m}^2 ; e = 5\text{ cm}$$

$$A_{tor}^L = \frac{17.39 \times 100 \times 10^{-2} \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 3.99\text{ cm}^2 ; A_{min}^L = \frac{e \times U}{f_e} \times 0.4 = 0.57\text{ cm}^2$$

$A_{tor}^L = 3.99\text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min}^L \rightarrow$ La condition est vérifiée

Armatures transversales Soit $St = 15\text{ cm}$

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}, A_{tor}^t = \frac{17.39 \times 0.15 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.52\text{ cm}^2, A_{min}^t = \frac{e \times S_t}{f_e} \times 0.4 = 0.078\text{ cm}^2$$

$A_{tor}^t = 0.52\text{ cm}^2 > A_{min}^t \rightarrow$ La condition est vérifiée.

Les sections d'armatures finales sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 2.34. Choix des armatures

	Flexion simple		Torsion	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$	
	Travée	Appuis		Travée	Appuis
Armature longitudinale (cm2)	4.92	2.22	3.99	3HA12 + 1HA14 = 4.93	3HA12 = 3.39
Armature transversale (cm2)		0.45	0.52	4 $\phi_8 = 2.01\text{cm}^2$ (cadre+Etrier) $\phi_8 S_t = 15\text{cm}$	

$$A^t + A_a = 8.01 + 4.62 = 12.63 > A_{min} = 0.5 \times b \times h = 4.5\text{ cm}^2$$

C'est vérifiée.

Contrainte de cisaillement

On vérifie que : $\tau < \bar{\tau}_u$ Avec: $\tau = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2}$ selon l'Art 5.4.2.1 du BAEL91, on a :

$$V_{max} = 53.34\text{ KN}, \tau_{flexion} = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.635\text{ MPA}, \tau_{torsion} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{17.39 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 2.78\text{ MPA} \Rightarrow \tau = 2.85\text{ MPA} < \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 4\text{ MPA}) = 3.25\text{ MPA}$$
 c'est vérifiée.

• **Vérification à L'ELS**

Etat limite de compression de béton On doit avoir : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

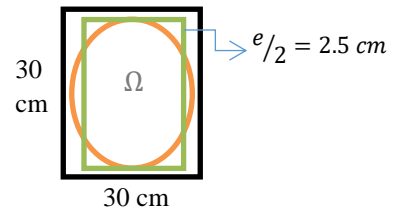


Figure 2.21. Section considérée dans le calcul de torsion.

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y" , } I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

En travée $M_t^{ser} = 32.26 \text{ KN.m}$

Tableau 2.35. Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	Mser (KN.m)	Y (m)	I (cm4)	δ_{bc} (MPa)	$\overline{\delta_{bc}}$ (MPa)	$\delta_{bc} < \overline{\delta_{bc}}$ (MPa)
Travée	32.26	0.095	33883	9.08	15	Vérifier
Appuis	-15.18	0.082	25449	4.88		Vérifier

Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$AN \Rightarrow \begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{30}{393} = 0.076 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0037 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{l} = \frac{30}{393} = 0.076 \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} = 0.075 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage de la poutre brisée

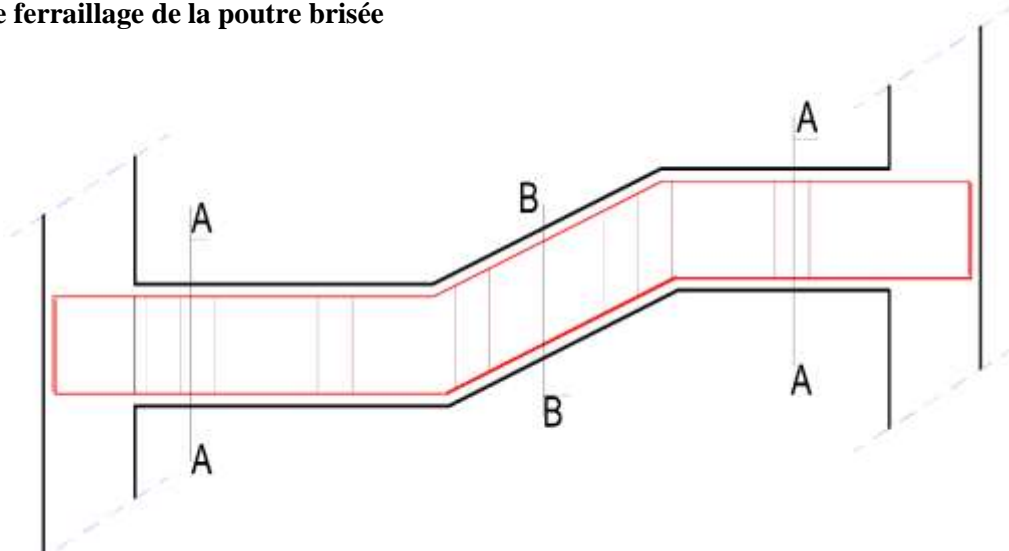


Figure 2.22. Schéma de ferrailage de la poutre brisée coupe longitudinale.



Figure 2.23. Schéma de ferrailage de la poutre brisée coupe transversal

2.3. Etude de l'ascenseur

Caractéristiques de l'ascenseur : Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule $n = \frac{\text{Charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$, Dans notre bâtiment on adopte un ascenseur pour 8 personnes, ses caractéristiques [Annexe (D)] sont :

$L_y = 260$ cm : Longueur de l'ascenseur.

$L_x = 160$ cm : Largeur de l'ascenseur.

$H = 220$ cm : Hauteur de l'ascenseur

$F_c = 145$ KN : Charge due à la cuvette.

$D_m = 51$ KN : Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15$ KN : Charge due à l'ascenseur.

$P_p = 6.3$ KN : la charge nominale.

$V = 1.6$ m/s : La vitesse.

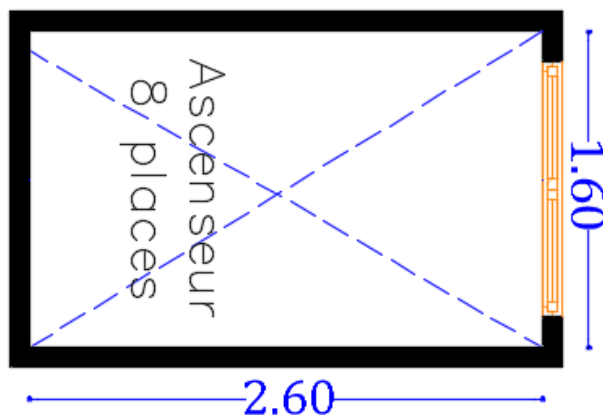


Figure 2.24. Les dimensions de l'ascenseur

2.3.1. Etude de la dalle de l'ascenseur

L'ascenseur contient deux dalles l'une se retrouve au-dessous qui doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle, et l'autre se situe à la partie supérieure de l'ascenseur qui supporte une charge concentré q 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. Avec a_0, b_0 surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse, u, v les dimensions de la surface du rectangle d'impact de la charge p ; a_0 et u : dimensions suivant x-x ; b_0 et v dimensions suivant y-y.

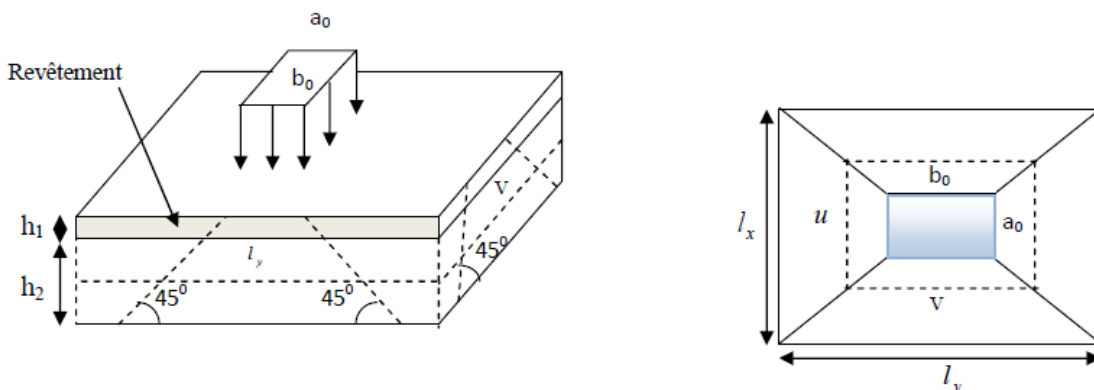


Figure 2.25. Schéma représente la surface d'impact

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

h_1 : Épaisseur de revêtement sur la dalle $h_1 = 5$ cm , h_0 : Épaisseur de la dalle ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement. On a un revêtement en béton donc : $\xi = 1$

$$\{u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 180 \text{ cm} ; v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190 \text{ cm}$$

Evaluation des charges : Dm est la charge due à la salle des machines, Pm la charge due à l'ascenseur, Pp: La charge nominale $\Rightarrow G= Dm+ Pm + Pp=145+15+6.3 =166.3 \text{ KN}$

Calcul des sollicitations

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

Calcul des moments. Moments Mx1 et My2 du système de levage

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

M1 est en fonction de $\frac{u}{l_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{180}{160} = 1.12$ et $\rho = 0.61$, M2 est en fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{190}{260} = 0.73$ et $\rho = 0.61$, tel que $v = 0$ à l'ELU

En se référant à l'Annexe (B), on trouve : M1=0.054KN.m et M2=0.043KN.m

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u \times u \times v \\ M_{y1} = M_2 \times q_u \times u \times v \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 0.054 \times 93.54 \times 1.8 \times 1.9 = 17.27 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 0.043 \times 93.54 \times 1.8 \times 1.9 = 13.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments due au poids propre de la dalle $q_u = 1.35 \times 6.25 + 1.5 \times 1 = 9.93 \text{ KN}$

$$\begin{cases} \rho = 0,61 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0808 \\ \mu_y = 0.3075 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 2.05 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 0.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments Les moments agissants sur la dalle sont

$$M_{ox} = M_{x1} + M_{x2} = 17.27 + 2.05 = 19.32 \text{ KN.m}, M_{oy} = M_{y1} + M_{y2} = 13.75 + 0.63 = 14.38 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée} \begin{cases} M_t^x = 0.85 * M_{ox} = 0.85 \times 19.32 = 16.422 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 * M_{oy} = 0.85 \times 14.38 = 12.223 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_{ox} = - 7.728 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Ferraillage :** On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec dx=18cm et dy =17cm Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 2.36.Ferraillage de la dalle supérieure d'ascenseur.

Sens	Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ² /ml)	
travée	x-x	16.422	0.0356	0.045	0.176	2.67
	y-y	12.23	0.029	0.037	0.167	2.1
Appui	7.728	0.0167	0.021	0.178	1.24	

Vérification à l'ELU : Condition de non fragilité , Le tableau suivant résume la vérification de la condition de non fragilité

Tableau.2.37.Vérification de la condition de non fragilité.

Sens	Acal(cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Observation	Aadop(cm ² /ml)
Travée	x-x	2.67	Vérifiée	4HA10 = 3.14
	y-y	2.1	Vérifiée	4HA10 = 3.14

Appui	1.24	2.05	Amin	4HA10 = 3.14
--------------	------	------	------	--------------

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

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

- **Vérification de l'effort tranchant** : Sous charge concentrée : avec $a_0 < b_0$

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{46.77}{1 \times 0.18} = 0.26 \text{ MPa} , \tau_{\text{admi}} = (0.07 \times f_c 28) / 1.5 = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.26 \text{ MPa} < \tau_{\text{admi}} = 1.17 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales

- **Vérification au poinçonnement** : selon l'Article (H.III.10) du BAEL 91 : $Q_u \leq \frac{0.045}{\gamma_b} \times u \times h \times f_c 28$
tel que Q_u charge de calcul à l'ELU, h l'épaisseur totale de la dalle, $h = 20\text{cm}$, u le périmètre du rectangle d'impact.

$$u = (v + u) \times 2 = 7.4\text{m} \Rightarrow Q_u = 93.54 \text{ KN} < 1110 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Vérification à L'ELS : $P_s = p = 166.3 = 166.3 \text{ KN}$, $q_s = \frac{p}{a_0 \times b_0} = \frac{166.3}{1.5 \times 1.6} = 69.29 \text{ KN/m}^2$

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

$v = 0.2$ à l'ELS \Rightarrow En se référant à l'Annexe (B), on trouve : $M_1 = 0.054 \text{ KN.m}$ et $M_2 = 0.043 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_{x1} = (0.054 + 0.2 \times 0.043) \times 69.29 \times 1.8 \times 1.9 = 14.83 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = (0.043 + 0.2 \times 0.054) \times 69.29 \times 1.8 \times 1.9 = 12.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments due au poids propre de la dalle , $q_s = 6.25 + 1 = 7.25 \text{ KN}$

$$\{\rho = 0,61, v = 0.2 \Rightarrow \{\mu_x = 0.0857, \mu_y = 0.4781$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 1.59 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments** : Les moments agissants sur la dalle sont

$$\begin{cases} M_{ox} = M_{x1} + M_{x2} = 14.83 + 1.59 = 16.42 \text{ KN.m} ; \\ M_{oy} = M_{y1} + M_{y2} = 12.75 + 0.76 = 13.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée

$$M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 16.42 = 13.96 \text{ KN.m} ; M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 13.51 = 11.48 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis $\begin{cases} M_a^x = M_a^y = -0.4 * M_{ox} = - 5.58 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Vérification des contraintes** état limite de compression de béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2 ; \frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes

Tableau 2.38. Vérification des contraintes dans le béton.

	Mser(KN.m)	Y (cm)	I (cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	xx	13.96	3.55	4.96	15	Vérifiée
	yy	11.48	3.55	10012	4.08	15
En appuis	5.58	3.55	10012	1.98	15	Vérifiée

- **État limite d'ouverture des fissures** : $\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \sigma_{bc} \frac{(d-y)}{y} \leq \bar{\sigma}_{st}$ Le tableau suivant résume la vérification des contraintes

Tableau 2.39. Vérification des contraintes dans l'acier.

		Mser (KN.m)	y (cm)	I (Cm4)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
En travée	Xx	13.96	3.55	10012	281.13	201.64	Non Vérifiée
	Yy	11.48	3.55	10012	231.19	201.64	Non Vérifiée
En appuis		5.58	3.55	10012	112.37	201.64	Vérifiée

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

Sens x-x $\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.01396}{1*(0.18)^2*201.64} = 0.00213$; $\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$ → par tâtonnement on trouve $\alpha = 0.23$

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}} = 4.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$. On adopte : 4HA12 ⇒ $A_{adop} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Sens y-y $\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_{st}} = \frac{11.48 \times 10^{-3}}{1*(0.17)^2*201.64} = 0.00197$; $\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$ → par tâtonnement on trouve $\alpha = 0.222$

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}} = 3.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$; On adopte : 5HA10 ⇒ $A_{adop} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Schéma de ferrailage :

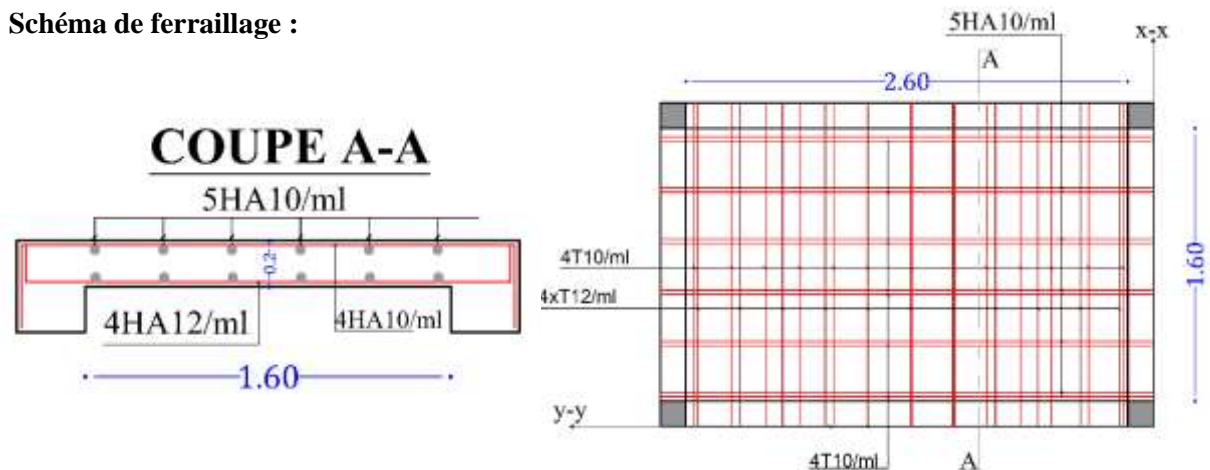


Figure 2.26. schéma de ferrailage de la dalle supérieure d'ascenseur

2.4. Étude de l'acrotère

Dans notre projet on a deux types d'acrotère, et on donne un exemple de calcul sur un seul type (l'acrotère de la terrasse inaccessible) :

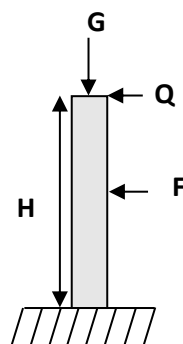


Figure 2.27. Les Sollicitations sur l'acrotère

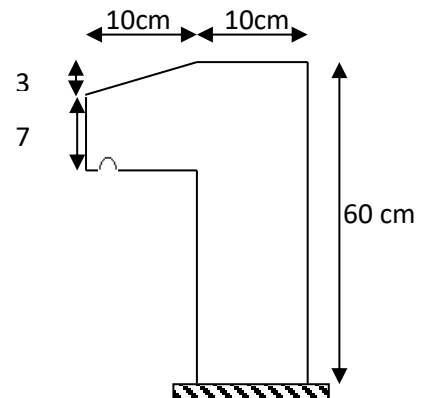


Figure 2.28. L'acrotère

Hypothèses de calcul

L'acrotère est sollicité en flexion composée, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

2.4.1. Évaluation des charges et surcharges**Verticales**

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

$$\text{Poids propre } G_1 = 25 \times 0.0685 \times 1 \Rightarrow G_1 = 1.7125 \text{ KN}.$$

$$\text{Poids d'enduits extérieurs (ciment: } e = 1.5 \text{ cm)} \quad G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.6 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.18 \text{ KN}.$$

$$\text{Poids d'enduits intérieurs (ciment: } e = 2 \text{ cm)} \quad G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.6 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.24 \text{ KN}.$$

Le poids total $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.13 \text{ KN}$ et la charge due à la main courante $Q = 1 \text{ KN}$.

Horizontales (Force due au séisme) $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ **RPA99V2003 (art 6.2.3)**

Avec F_p : Une force horizontale due au séisme, A : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4.1) du **RPA99v2003** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1**) du **RPA99V2003** et W_p : poids de l'acrotère.

Pour notre cas : Groupe d'usage 2 et zone sismique II_a (Bejaia) : $A = 0.15$; $C_p = 0.8$;

$$W_p = 2.13 \text{ KN/ml} \quad \text{Donc } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.13 \quad F_p = 1.02 \text{ KN}.$$

2.4.2. Calcul des sollicitations

$$\text{Calcul du centre de gravité} \quad x_g = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, \quad y_g = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

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

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

Moment engendré par les efforts normaux L'acrotère est soumis à

$$N_G = 2.13 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0$$

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

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

NB La section dangereuse se situe à l'encastrement

Tableau 2.40. Différentes combinaisons d'actions.

Sollicitation	ELA	ELU	ELS
	G + Q + F_p	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N (KN)	2.13	2.87	2.13
M (KN)	0.935	0.9	0.6
excentricité (m)	0.44	0.31	0.28

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

est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple. Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_1 par l'excentricité réelle de calcul tel que $e = e_1 + e_2 + e_a$. Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 , telles que e_1 : excentricité structurale, e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales et e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

Selon le (RPA99v2003 Art A.4.3.5)

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

Avec α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasipermanentes au moment total du premier ordre, ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égale à 2.

l_f : Longueur de flambement: $l_f = 2 \times H = 1.2 \text{ m}$ et h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm. On a:

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

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont:

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

Ferrailage

Calcul à L'ELU

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

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

la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif $M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$

M_u 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.

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

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

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

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

Vérification à L'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité

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

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

- **Espacement**

1. Armatures principales : $S_t \leq 100/3 = 33.3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.
2. Armatures de répartition : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable)

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

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

- **Vérification de l'adhérence (BAEL91 Article. A.6.1, 21)**

Il faut que $\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$; $\tau_{se} = V_u / (0.9d \times \Sigma \mu_i)$, $\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow$

$$\Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm et } \tau_{se} = 2.02 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.07 \times 10.048) \Rightarrow \tau_{se} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} > \tau_{se} = 0.32 \text{ MPa} . \text{ Donc c'est vérifiée}$$

Vérification à L'ELS

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

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

- **Position de l'axe neutre**

$C = d - e_A$ tel que e_A : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

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

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

$$c = -0.23 \text{ m} ; y_{\text{ser}} = y_c + c ; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

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

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

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

- **Calcul des contraintes**

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

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

Schéma de Ferrailage

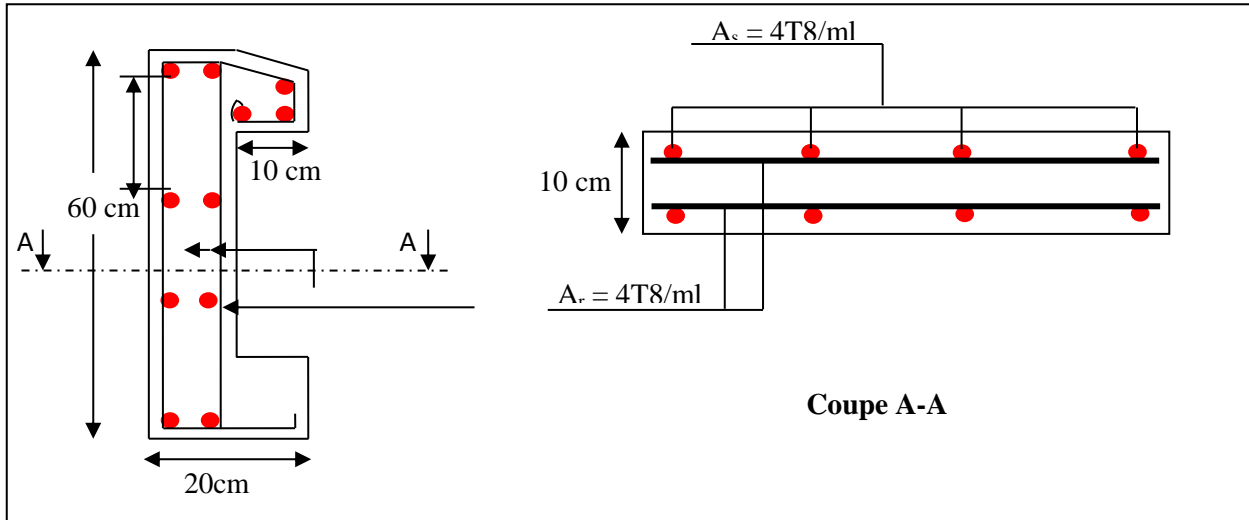


Figure 2.29. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

3. Pré dimensionnement des éléments porteurs

3.1. Les Poutres

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

Avec L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens considéré.

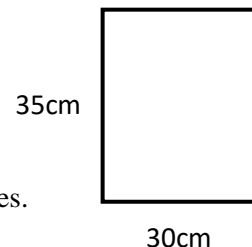
3.1.1. Poutre secondaire

On a $L_{max} = (5.5 - 0.30) = 5.2 \text{ m}$ Donc $\frac{520}{15} \leq h_s \leq \frac{520}{10} \Rightarrow 34.66 \text{ cm} \leq h_s \leq 52 \text{ cm}$

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 35 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$ Avec (b_s, h_s) : dimensions de la poutre secondaire.

Vérification des conditions du RPA Selon les recommandations du RPA 99 version 2003, il faut satisfaire les conditions suivantes

- ✓ $b_s = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifiée.
- ✓ $h_s = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifiée.
- ✓ $\frac{h_s}{b_s} = 1.17 < 4$ vérifiée.



Donc, les conditions du RPA sont vérifiées, les dimensions sont maintenues.

3.1.2. Poutre principale

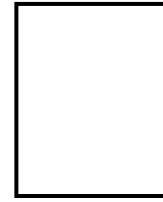
On a $L_{max} = (5.2 - 0.30) = 4.9 \text{ m}$ Donc $\frac{490}{15} \leq h_p \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32.66 \text{ cm} \leq h_p \leq 49 \text{ cm}$

Alors, on prend $\begin{cases} h_p = 40 \text{ cm} \\ b_p = 30 \text{ cm} \end{cases}$ Avec (b_p, h_p) : dimensions de la poutre principale.

Vérification des conditions du RPA

- ✓ $b_p = 30\text{cm} > 20\text{ cm}$ vérifiée.
- ✓ $h_p = 45\text{ cm} > 30\text{ cm}$ vérifiée.
- ✓ $\frac{h_p}{b_p} = 1.5 < 4$ vérifiée.

30cm



40cm

3.2. Les voiles

D'après le RPA 99 version 2003, les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4.e$) sont considérés comme des voiles, avec L : longueur minimale du voile et e : épaisseur du voile.

L'article (7.7.1) du RPA 99 version 2003 définit comme étant l'épaisseur minimale du voile de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e

- 1) $e \geq \frac{h_e}{20}$ pour les voiles simples 2) $e \geq 15\text{ cm}$ 3) $L \geq 4.e$

Dans notre cas

Sous-sol : $h_e = 368 - 25 = 343\text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{343}{20}$ donc $e \geq 17.15\text{ cm}$

RDC : $h_e = 388 - 25 = 363\text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{363}{20}$ donc $e \geq 18.15\text{ cm}$

On adopte pour le RDC et le sous-sol un voile avec $e = 20\text{ cm}$ et $L \geq 90\text{ cm}$.

Autres niveaux : $h_e = 389 - 25 = 264\text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{243}{20}$ donc $e \geq 13.05\text{ cm}$

On adopte pour les autres niveaux un voile avec $e = 15\text{ cm}$ et $L \geq 70\text{ cm}$.

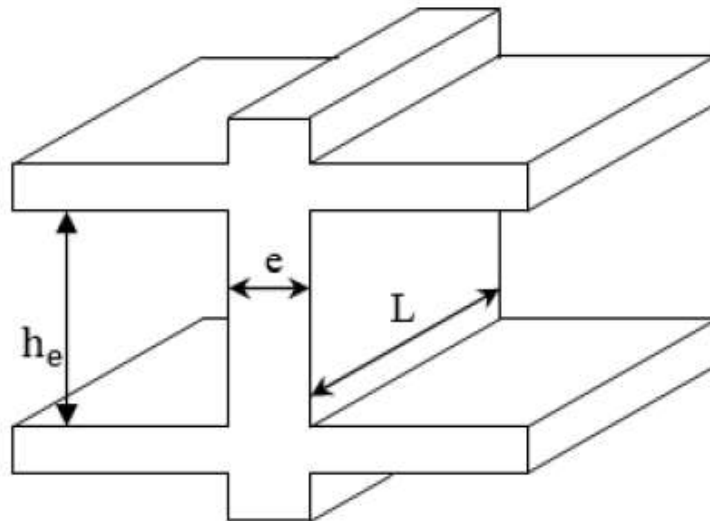


Figure 2.30. Schéma et dimensions des voiles.

3.3. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs en béton armé, ils doivent supporter principalement les charges et les surcharges verticales. Le pré-dimensionnement se fait selon les règles du CBA93, en appliquant les critères de résistance et de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99v2003(art.7.4.1)

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères : 1) Les règles du RPA99/2003

2) Le critère de résistance à la compression 3) Le critère de stabilité de forme.

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires doivent respecter les conditions suivantes (Zone IIa) \Rightarrow

- 1) $\min(b, h) \geq 25\text{ cm}$ 2) $\min(b, h) \geq h_e / 20$ 3) $0.25 < b/h < 4$

La descente de charges :

Afin d'évaluer l'effort normal maximal dans le Poteau le plus sollicité, on a utilisé un modèle numérique en éléments finis en 3D sur le logiciel ETABS2016, où on a représenté les planchers, les escaliers les portiques (poteaux, poutres), sans voiles, on a obtenu à la base du modèle un effort normal à l'ELU $N_u = 3109.85 \text{ KN}$. D'après l'art B.8.1.1 du CBA 93, l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10 % (poteau voisin des poteaux de rive dans un bâtiment qui comporte au minimum 3 travées). $N_u^* = 1.1 \times 3109.85 = 3420.83 \text{ KN}$.

La vérification du poteau du sous – sol :

- vérification de critère de résistance à la compression

On doit vérifier : $\frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$

$$B \geq \frac{N_u^*}{14.2} \Leftrightarrow B \geq \frac{3420.83 \times 10^{-3}}{14.2} \Leftrightarrow B = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2 > 0.24 \text{ m}^2 \quad (B : \text{la section du béton})$$

N_u^* : L'effort normal maximal γ_b : Coefficient de sécurité de béton ($\gamma_b = 1.5$).

f_{c28} : La résistance à la compression à l'âge de 28 jours, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. On résume les vérifications à la compression de tous les poteaux dans le tableau suivant :

Tableau 2.41. Vérification des différents poteaux à la compression

Nu	1,1×Nu	Comparaison ($B \geq B^{cal}$)	
		$B^{adop} (m^2)$	$B^{cal} (m^2)$
465.48	512.02	0.3×0.3 = 0.09	0.036
657.26	722.98	0.3×0.3 = 0.09	0.051
859.36	945.29	0.35×0.3 = 0.105	0.066
1063.24	1169.56	0.35×0.3 = 0.105	0.082
1269.54	1396.49	0.35×0.35 = 0.122	0.098
1479.43	1627.37	0.35×0.35 = 0.122	0.114
1705.42	1875.96	0.4×0.35 = 0.14	0.132
1960.23	2156.25	0.4×0.4 = 0.16	0.15
2224.71	2447.18	0.4×0.45 = 0.18	0.172
2483.64	2732	0.45×0.45 = 0.202	0.192
2722.59	2994.85	0.5×0.45 = 0.225	0.21
3084.54	3392.1	0.5×0.5 = 0.25	0.23
3109.85	3420.835	0.5×0.5 = 0.25	0.24

Vérification au flambement

D'après le **CBA 93(art.B.8.4.1)** on doit faire la vérification suivante : $N_{admissible} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$

B_r : Section réduite du poteau $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$, A : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton ($\gamma_b = 1.5$) et γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ($\gamma_s = 1.15$).

α : coefficient fonction de l'élanement " λ " qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}, \text{ pour } \lambda \leq 50 \text{ ou } \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2, \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70. \text{ Selon le BAEL 91/99}$$

articles B.8.4 la vérification à faire sera pour le poteau le plus élancé (poteau du Sous-sol) et avec une majoration de l'effort normal N_u et on a λ : Elancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$, l_f : Longueur du flambement $l_f = 0.7l_0$ (**Art B.8.3.31. BAEL91**). l_0 : Hauteur du poteau le plus élancé, on prend en considération la hauteur de la poutre. i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ pour une section rectangulaire.

$$\underline{\text{AN}} \quad l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 (3.68 - 0.4) = 2.296 \text{ m} \quad B = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2 \quad I = \frac{0.5 \times 0.5^3}{12} = 0.05208 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.05208}{0.25}} = 0.1443 \text{ m} \quad \lambda = \frac{2.296}{0.1443} = 15.91 \quad \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{15,91}{35}\right)^2} = 0.816$$

$B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) = 2304 \text{ cm}^2 = 0.2304 \text{ m}^2$ D'après le BAEL 91/99 , on doit vérifier que $B_r \geq N_u^* / \alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]$ $B_r \geq 3420.83 \times 10^{-3} / 0.816 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right] = 0.19 \text{ m}^2$. $0.2304 \text{ m}^2 > 0.092 \text{ m}^2$ donc : le poteau ne risque pas de se flamber. Le tableau suivant résume les vérifications au flambement des différents niveaux :

Tableau 2.42. Vérification au flambement

Niveau	1.1×Nu	i(m)	λ	α	$(B_r \geq B_r^{cal})$		Observation
					$B_r \text{ (m}^2\text{)}$	$B_r^{cal} \text{ (m}^2\text{)}$	
11 ^{ème}	512.02	0.086	20.13	0.797	0.078	0.029	Vérifiée
10 ^{ème}	722.98	0.086	20.13	0.797	0.078	0.041	Vérifiée
9 ^{ème}	945.29	0.0867	20.13	0.797	0.0924	0.054	Vérifiée
8 ^{ème}	1169.56	0.0867	20.13	0.797	0.0924	0.066	Vérifiée
7 ^{ème}	1396.49	0.101	17.25	0.811	0.1089	0.078	Vérifiée
6 ^{ème}	1627.37	0.101	17.25	0.811	0.1089	0.091	Vérifiée
5 ^{ème}	1875.96	0.101	17.25	0.811	0.1254	0.105	Vérifiée
4 ^{ème}	2156.25	0.101	17.25	0.811	0.1254	0.120	Vérifiée
3 ^{ème}	2447.18	0.1155	15.09	0.82	0.1444	0.135	Vérifiée
2 ^{ème}	2732	0.1155	15.09	0.82	0.1634	0.151	Vérifiée
1 ^{ère}	2994.85	0.1299	13.42	0.826	0.1849	0.164	Vérifiée
RDC	3392.1	0.1299	13.42	0.826	0.2064	0.178	Vérifiée
Sous-sol	3420.835	0.1443	15.91	0.816	0.2304	0.190	Vérifiée

Alors on opte les dimensions suivantes pour les poteaux :

Tableau 2.43. *Dimensionnement des poteaux*

Sous-sol (50×50) cm²	2^{ème} étage (45× 40) cm²	6^{ème} et 7^{ème} étage (35 ×35) cm²
RDC (50×45) cm²	3^{ème} étage (40 ×40) cm²	8^{ème} et 9^{ème} étage (35 ×30) cm²
1^{er} étage (45× 45) cm²	4^{ème} et 5^{ème} (40 ×35) cm²	10^{ème} et 11^{ème} étage (30 ×30) cm²

Chapitre 3

Etude sismique

1. Introduction

Le but de ce chapitre est l'étude de comportement de la structure à des excitations sismiques qui, contrairement à des charges statiques, sont dynamique. Ces charges engendrent des déplacements qui dépendent du temps. L'analyse dynamique d'une structure nécessite donc un modèle qui reflète le fonctionnement de l'ouvrage sous ces charges. En effet, la modélisation a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

2. Méthodes de calcul

Le règlement parasismique algérien « **RPA99/2003** » propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique : - La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse par accélérogrammes.

2.1. Méthode statique équivalente

A) Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, de même propriétés d'inertie.

B) Conditions d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/version 2003 (art 4.1.2)**.

Calcul de la force sismique totale : (Art 4.2.3) RPA99/version 2003

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \equiv \begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R_x} \times W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R_y} \times W \end{cases}$$

Avec :

- **A : Coefficient d'accélération de la zone**

Il dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique **Tableau (4.1)**.

Dans notre cas : $\begin{cases} -\text{Groupe d'usage 2} \\ -\text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$

Q : Facteur de qualité : Le facteur de qualité de la structure est calculé par la formule ci-dessous donné

par le RPA99/2003 : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Avec : P_q : La pénalité à retenir selon que les critères de qualité q " sont satisfaits ou non

Sa valeur est donnée par le **Tableau 4.4** du **RPA99/2003**

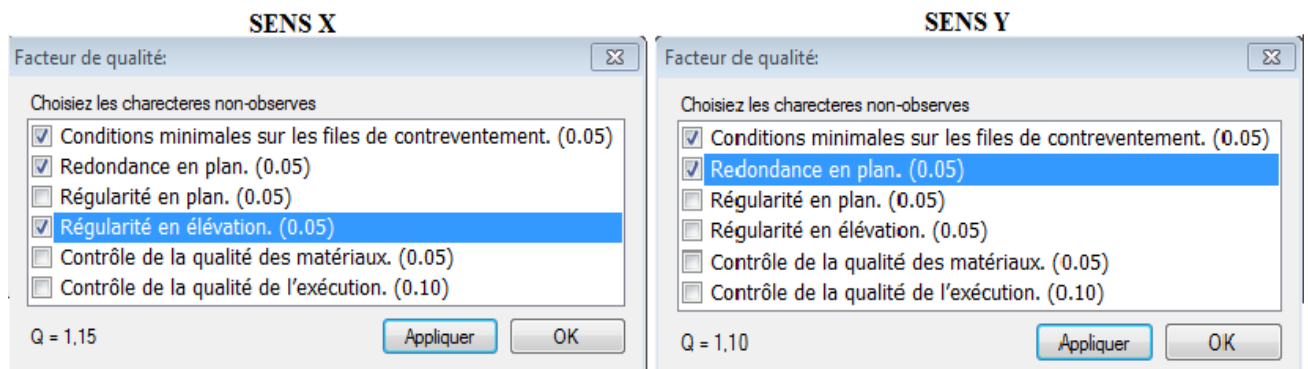


Figure 3.1. Valeurs des pénalités P_q .

- **W : Poids total de la structure**

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta_i \times W_{Qi}$

- ❖ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- ❖ W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- ❖ β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le **Tableau (4-5) de RPA99V2003**

$\beta = 0,2 \rightarrow$ Usage d'habitation et service.

$\beta = 0,6 \rightarrow$ Usage commercial.

Le poids total de notre structure a été calculé en l'aide du logiciel ETABS 2016 sous la combinaison montré dans la figure ci-dessous ; la valeur trouvée est : **W : 55400,8606 KN.**

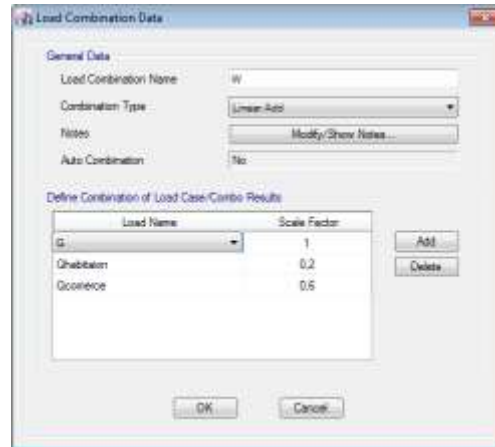


Figure 3.2. Combinaison de calcul de W

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

Il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

- ✓ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Selon le **RPA 99/2003 (Art 4.2.4)**, la période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T = C_T \times H_N^{3/4} \quad \text{(Formule 4.6 RPA99/2003)}$$

Avec :

H_N : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau qui est égal à 38.87 m dans notre projet.

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, et du type de remplissage donné par **Tableau 4.6 du RPA 99 /2003** qui est égal à $C_T = 0.05$

Ce qui donne la valeur de $T = 0.778$ s

$$T_{x,y} = 0,09 * \frac{H_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{(Formule 4.7 RPA99/2003)}$$

Avec : L : La dimension maximale du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\text{On a : } \begin{cases} L_x = 30.17m \\ L_y = 17.22 m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.636 s \\ T_y = 0.843 s \end{cases}$$

On prend la petite valeur pour T :

$$T_x = \min (0.778; 0.636) = 0.636 \text{ s}$$

$$T_y = \min (0.778; 0.843) = 0.778 \text{ s}$$

- ✓ **Valeur de T_1 et T_2 :**

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

D'après les caractéristiques données par le rapport du sol de notre terrain on a un sol Meuble, site S_3 :

$$\text{on aura } \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.5 \text{ sec} \end{cases}$$

Puisque : $T_2 < T < 3 \text{ s}$ On prend : $D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$ → facteur de correction d'amortissement.

$\xi(\%)$: Le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constitutif, du type de remplissage **RPA 99/2003 (Tableau 4.2)**.

Pour une construction mixte on opte pour $\Rightarrow \xi = 10\%$.

Ce qui donne : $\eta = 0.76 \begin{cases} D_x = 1.62 \\ D_Y = 1.34 \end{cases}$.

R : Coefficient du comportement global de la structure

La capacité de dissipation d'énergie de la structure obtenue principalement par le comportement ductile de ses éléments et/ou d'autres mécanismes, est prise en compte en réalisant une analyse élastique fondée sur un spectre de réponse réduit par rapport au spectre élastique, dénommé (spectre de réponse de calcul). D'une manière générale, on peut dire que le coefficient de comportement global « R » est défini comme le rapport entre l'accélération que peut supporter la structure sans risque de ruine et l'accélération qui cause une première plastification dans la structure. En admettant cette définition, on peut dire que le coefficient de comportement « R » tient compte à la fois de la demande de ductilité associée à l'action sismique et des ressources dissipatives d'énergie disponible dans la structure. Cette stratégie adoptée par les règlements parasismique, nous évite principalement d'effectuer des analyses non linéaires explicites dans le temps, qui sont à la fois difficiles à mettre en œuvre, très coûteuse en moyen et en temps, même pour les structures les plus simples, et qui est difficilement envisageable pour les structures complexes. La capacité des systèmes structuraux à résister à des actions sismiques dans le domaine non linéaire, Permet en général d'effectuer leur dimensionnement pour résister à des forces plus faibles de celles correspondant à une réponse linéaire élastique. La valeur de ce coefficient est donnée par le **(Tableau 4.3)** du **RPA 99 /2003** en fonction du système de contreventement.

Pour une structure bien ductile, on choisira un coefficient de comportement global égal à 5, ce qui se traduit par un système de contreventement mixte voile portique avec justification de l'interaction.

Après l'application numérique on aura $\begin{cases} V_y = 3096.35 \text{ KN} \\ V_x = 2449.826 \text{ KN} \end{cases}$

2.2. Méthodes d'analyse dynamique

La méthode Modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

L'ingénieur de structure est intéressé seulement par les valeurs maximum (déplacement, accélération). Ces valeurs sont données sous forme de spectre des déplacements, vitesse ou accélération, par ailleurs cette méthode consiste rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structures par les forces sismiques représentés par un spectre de réponses de calcul. Ces effets sont par la suite combinés par un spectre de réponses de la structure.

Superposition des repenses spectrale

La superposition modale permet de calculer la réponse complète d'un système de N degré de liberté. Cependant, pour le dimensionnement, on s'intéresse, en général à la valeur maximum de la réponse et non à la réponse maximale pour chaque mode de vibration et en combinant les réponses maximum pour chaque mode selon certains règles, en peut obtenir la réponse maximum probable d'un système à N

degré de liberté, ainsi le déplacement max de DDL(i) pour le mode (j) s'écrit :

$$U_{imax}^j = \varphi_{ij} \times \alpha_j \times S_{Dj}$$

S_{Dj} : Valeur spectrale en déplacement relatif du mode j

α_j : Facteur de participation modale du mode j.

Plusieurs méthodes ont été proposées afin d'estimer la valeur probable de la réponse maximum à partir des réponses spectrales. La plus populaire de ces méthodes, et d'ailleurs la plus simple, est de calculer la moyenne quadratique des réponses modales que nous appellerons méthode moyenne quadratique, (en anglais SRSS, Square Root of the Squares), qui consiste à effectuer une moyenne quadratique est la racine de la somme des contributions de chaque mode.

La combinaison de réponse avec SRSS :

$$U_{i,max} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (U_{i,max}^j)^2}$$

$U_{i,max}$: le déplacement max de DDLi.

Calcul des forces élastiques maximal

On détermine la réponse élastique à partir de l'équation suivante :

Pour chaque mode j

$$F_{imax}^j = [K] U_{imax}^j \quad F_{imax}^j = [K] \varphi_{ij} \alpha_j^2 S_{Dj}$$

Calcul de l'effort tranchant maximal

$$V_{max}^j = \sum_{i=1}^n F_{imax}^j = \alpha_j^2 M_j S_{aj}$$

Avec : V_{max}^j : l'effort tranchant à la base de la structure du mode j

$$S_{aj} = \varphi_j^T M I$$

$M = \alpha_j^2 M_j$: masse modale

S_a : spectre de réponse en pseudo accélération, il est donné par le spectre réglementaire de calcul en fonction de la période.

Et par la méthode SRSS l'effort tranchant maximale à la base du bâtiment :

$$V_{max} = \sqrt{\sum_{j=1}^{ndm} (V_{max}^j)^2}$$

Avec ndm : le nombre de mode de vibration.

V_{max} : Effort tranchant total à la base de la structure.

Spectre de réponse réglementaire

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : **RPA99 (Formule 4-13)**

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

Représentation graphique du spectre de réponse : les spectres ci-dessous sont donnés par l'application RPA99 V2003.

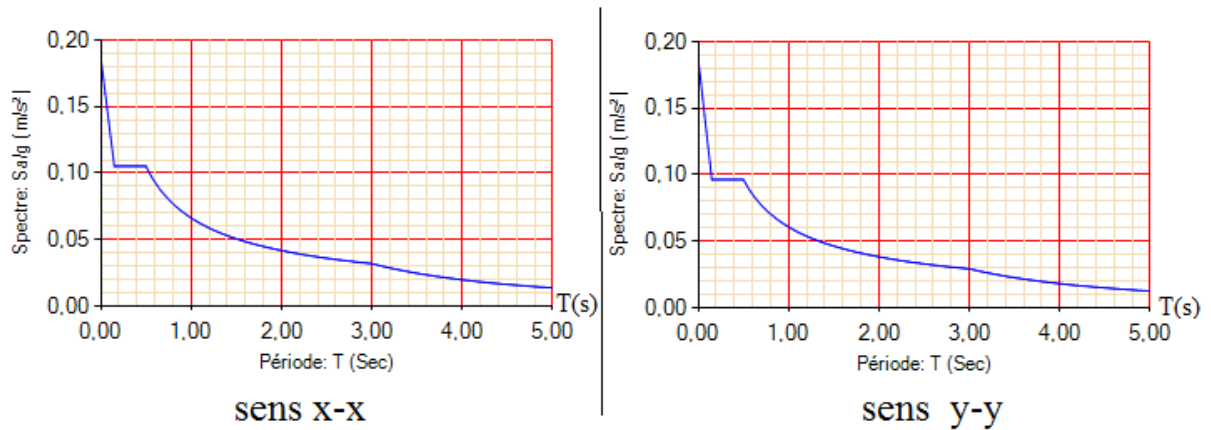


Figure 3.3. Spectre de réponse de la structure dans les deux sens.

3. Modélisation de la structure

La modélisation de la structures est faite et éléments finis à l'aide du logiciel ETABS 2016 qui permet à la fois l'analyse modale spectrale et l'analyse dynamique temporelle.

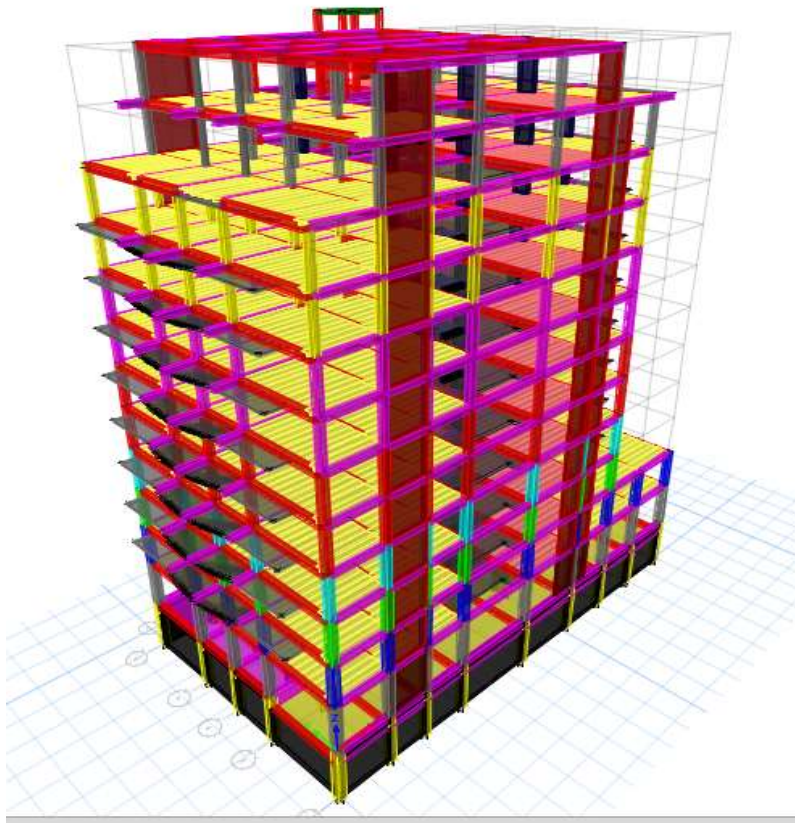


Figure 3.4. Modélisation 3D de la structure sur ETABS 2016

Les liaisons colonnes-poutres sont supposées rigides et tous les degrés de libertés de déplacement et de rotation sont retenus. Chaque nœud peut se déplacer horizontalement et tourner autour d'un axe perpendiculaire au plan des structures. Un nœud de mesure est choisi au sommet des poteaux gauches de chaque structure. Les additionnelles sont prises en compte sous forme de masse réparties linéairement le long des poutres. Ces masses sont évaluées à l'aide de la relation ci-après, prescrite dans les règles parasismiques algériennes. $m = m_G + \beta \cdot m_Q$

Avec : m_G : masse dû aux charges permanentes (autre que le poids propres des éléments)

m_Q : masse dû aux charges d'exploitations éventuelles

β : Coefficient de pondération, en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation (tableau 4.5 RPA2003). Avec $\beta = 0.2$ pour les usages d'habitation, bureaux, Terrasse.

$\beta = 0.6$ Pour l'usage commercial

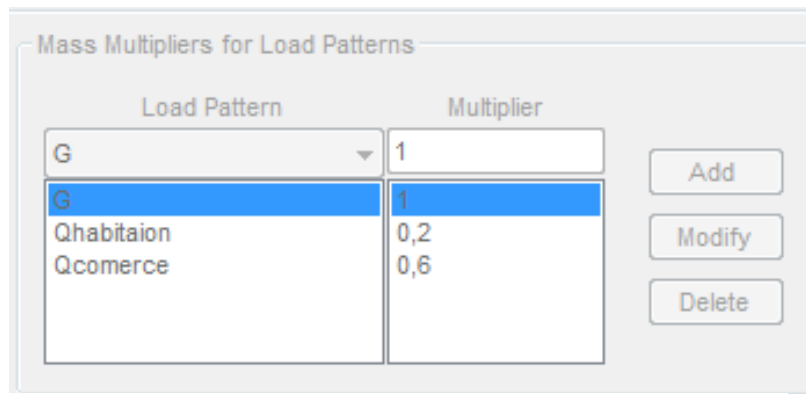


Figure 3.5. Définition de la masse source sur le logiciel

Le taux d'amortissement critiques des structures est fixé à 10% pour tous les modes de vibration Vibration libre. La réponse dynamique la plus simple d'un système à plusieurs degrés de libertés se produits lorsque le système est en vibration libres. Ces dernières sont des résultats uniquement des conditions initiales (déplacement, vitesse) sans excitation dynamique externe. La réponse en vibration libre est très importante pour déterminer les caractéristiques fondamentales du système qui sont les périodes naturelles des modes de vibration.

Effets de la torsion accidentelle

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte tel que décrit au paragraphe (4.2.7 RPA2003). Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

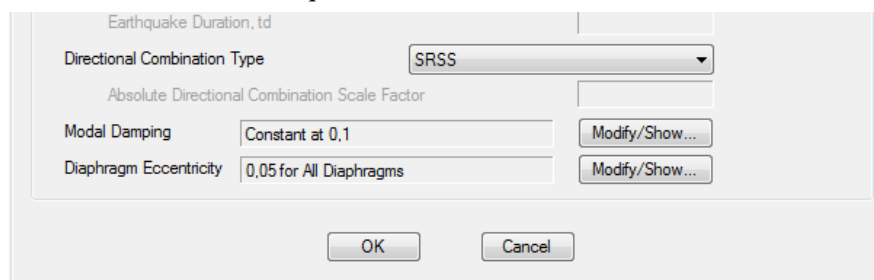


Figure 3.6. Définition de l'excentricité accidentelle

4. Disposition des voiles adoptée

Après avoir essayé plusieurs dispositions de voiles dans le but d'avoir un bon comportement de la structure après avoir satisfait toutes les conditions exigées par les règlements algériens, on a réussi à avoir une disposition des voiles qui nous semble bonne comme le montrent les figures suivantes :

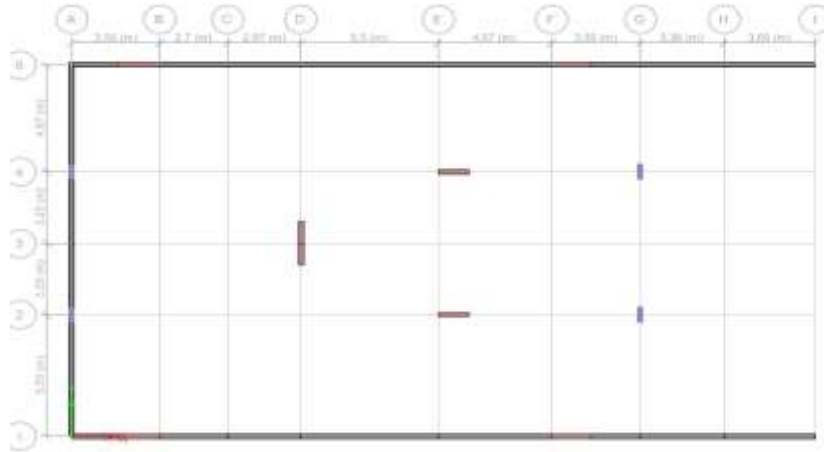


Figure 3.7. Disposition des voiles de contreventement et les voiles périphériques à la base

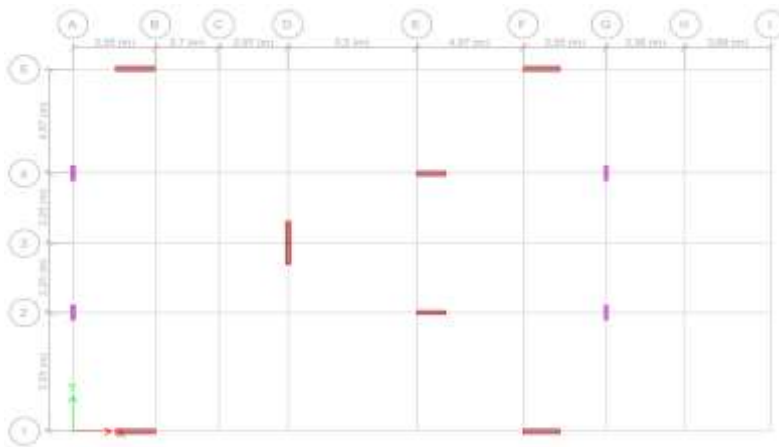


Figure 3.8. Disposition des voiles de contreventement aux niveaux (1.2.3.4.5.6.7.8)

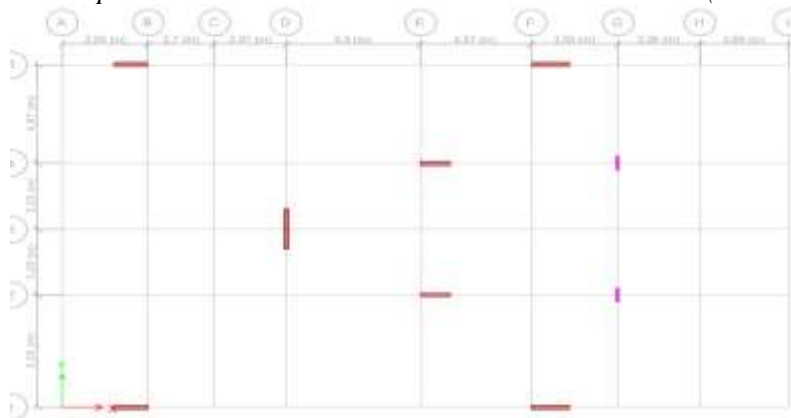


Figure 3.9. Disposition des voiles de contreventement aux niveaux (9et10)

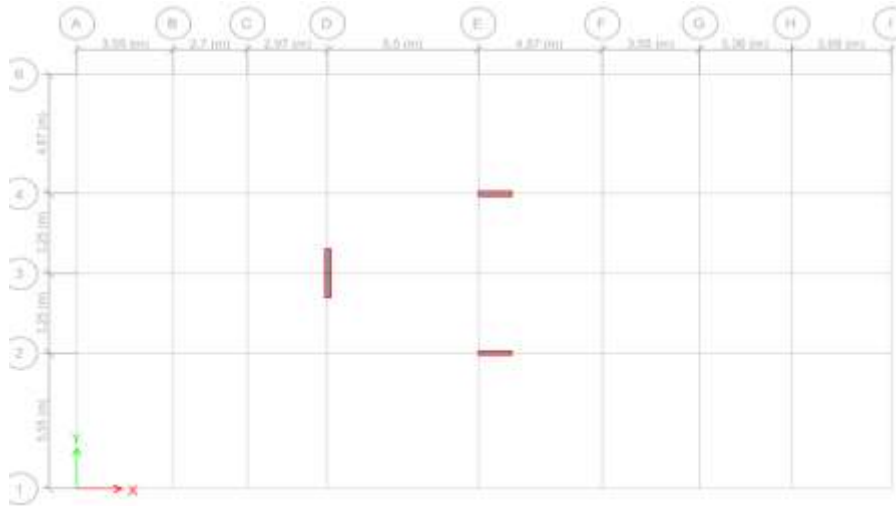


Figure 3.10. Disposition des voiles de contreventement au niveau de la terrasse

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes

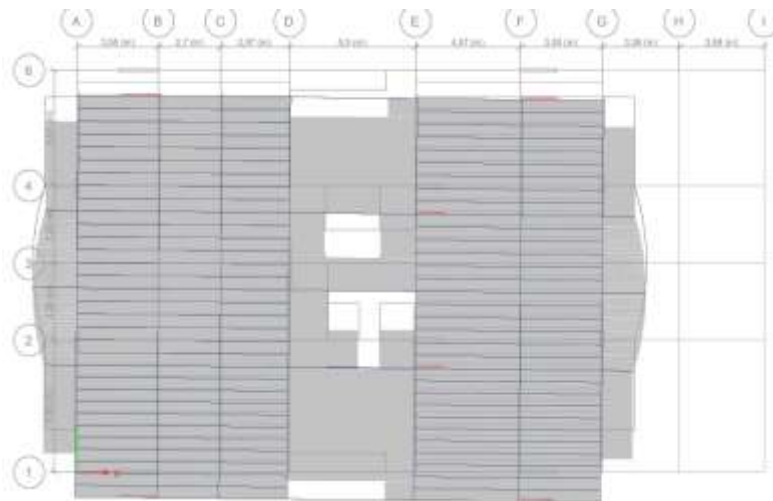


Figure 3.11. 1^{er} mode de vibration (translation suivant Y Avec $T = 1.26$ sec)

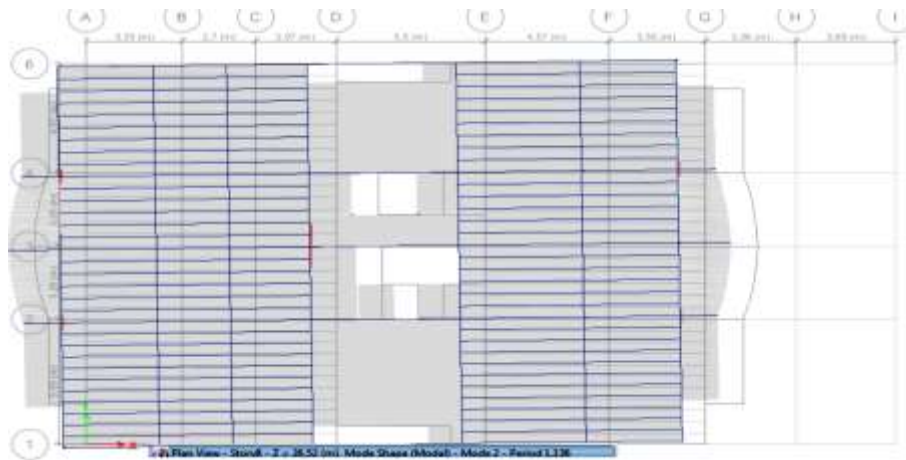


Figure 3.12. 2^{ème} mode de vibration (translation suivant X Avec $T=1.13$ sec)

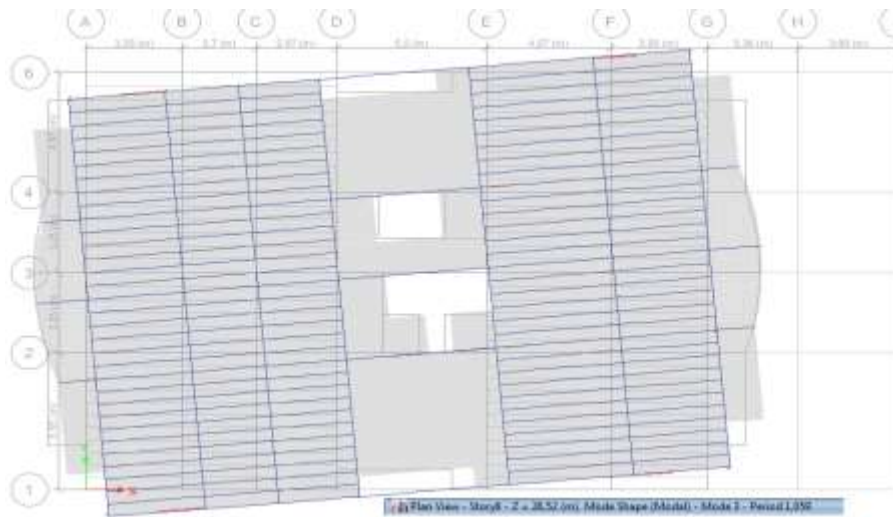


Figure 3.13.3^{ème} mode de vibration (torsion suivant Z Avec $T=1.05$ sec)

5. Justification des prescriptions du RPA99/version2003

5.1. Le nombre de mode à considérer

On peut utiliser la masse modale comme indicateur du nombre de mode à considérer dans l'analyse. Dans ce cas, le nombre de mode doit être suffisant pour représenter au moins 90% De la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structures le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de mode (K) à considérer est :

$K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.2$ s N : Nombre de niveaux au-dessus de sol. T_K : La période du mode k.

Le tableau suivant résume les résultats donnés par l'ETABS2016 :

Tableau3.1.Période de vibration et taux de participation des masses modales.

Modes	Périodes (s)	(% de la Masse modale		(% Cumulé de la masse modale	
		UX	UY	UX	UY
1	1,261	0,0001	0,6723	0,0001	0,6723
2	1,136	0,6246	1,42E-05	0,6248	0,6723
3	1,059	0,0099	0,0045	0,6347	0,6768
4	0,436	4,30E-05	0,1285	0,6347	0,8053
5	0,376	0,1188	0	0,7536	0,8053
13	0,133	0,0004	0,0142	0,8476	0,9068
31	0,045	0	4,27E-05	0,8971	0,969
32	0,044	0,0158	5,82E-07	0,9129	0,969

5.2. Justification du système de contreventement adopté

L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les

charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

- **Sous charges verticales**

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

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

Les résultats de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.2. Interaction sous charges verticales sans voiles périphériques.

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
1^{er} étage (bureaux)	39047,9291	8367,1772	80,64	19,36
RDC (locaux)	44643,1854	9050,0747	81,46	8046
Sous-sol (parking)	37949,1105	23652,6314	81,40	18,60

Tableau 3.3. Interaction sous charges verticales dans la présence des voiles périphériques.

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
1^{er} étage (bureaux)	39047,9291	9374,9983	80,64	19,36
RDC (locaux)	44643,1854	10180,3142	81,43	18,57
Sous-sol (parking)	37949,1105	24814,163	60,46	39,54

- **Sous charges horizontales**

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

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

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.4. Interaction sous charges horizontales.

Niveaux	SENS(X.X)				SENS(Y.Y)			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
11 ^{ème} étage	222,54	92,92	70,54	29,46	238,12	65,72	78,37	21,63
10 ^{ème} étage	313,55	225,32	58,19	41,81	345,74	142,02	70,88	29,12
9 ^{ème} étage	396,26	331,60	54,44	45,56	474,15	202,10	70,11	29,89
8 ^{ème} étage	537,49	370,34	59,21	40,79	578,64	269,70	68,21	31,79
7 ^{ème} étage	595,68	466,11	56,10	43,90	722,35	268,82	72,88	27,12
6 ^{ème} étage	742,83	459,55	61,78	38,22	787,99	330,52	70,45	29,55
5 ^{ème} étage	787,70	538,23	59,41	40,59	915,76	319,10	74,16	25,84
4 ^{ème} étage	907,43	533,47	62,98	37,02	964,04	377,35	71,87	28,13
3 ^{ème} étage	901,12	637,32	58,57	41,43	1057,43	381,37	73,49	26,51
2 ^{ème} étage	983,59	637,85	60,66	39,34	1105,53	419,63	72,49	27,51
1 ^{er} étage (bureaux)	1101,41	600,86	64,70	35,30	1303,13	347,35	78,95	21,05
RDC (locaux)	689,79	571,04	54,71	45,29	1118,15	404,78	73,42	26,58
Sous-sol (parking)	85,61	127,14	40,24	59,76	394,55	1262,11	23,82	76,18

Analyse des résultats

D'après les trois tableaux ci-dessus on constate que l'interaction verticale et horizontal voiles-portiques n'est satisfaite qu'à partir du niveau RDC et c'en raison de la présence des voiles de soutènement au niveau de sous-sol qu'on a dû intégrer dans le but d'élaborer un modèle plus proche à la réalité. Si on considère que la partie inférieure de la structure forme un support indéformable pour la partie supérieure, Ceci peut être motivé par le fait que la partie inférieure est beaucoup plus rigide que la partie supérieure dans les deux directions de l'application de l'action sismique c'est pour cela qu'on peut dire que l'interaction vertical est vérifiée pour le reste des niveaux.

5.3. Vérification des déplacements (Article 4.4.3) RPA 99/2003

Le déplacement relatif de chaque niveau (k) par rapport au niveau (k-1) de la structure (Δ_k) est donné par l'ETABS qu'on doit multiplier par le coefficient de comportement (R), dans notre cas R=5.

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (Article 5.10) RPA99/2003.

Donc : $\Delta_k < 1\% \times h_k$ RPA99(art5. 10)

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

- Sens x-x

Tableau.3.5. Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).

Niveaux	Sens X – X				Observation
	Δk	$R \times \Delta k$ (m)	hk (m)	1% × hk	
11 ^{ème} étage	0,000541	0,002705	2.89	0,0289	Vérifiée
10 ^{ème} étage	0,000676	0,00338	2.89	0,0289	Vérifiée
9 ^{ème} étage	0,000748	0,00374	2.89	0,0289	Vérifiée
8 ^{ème} étage	0,000818	0,00409	2.89	0,0289	Vérifiée
7 ^{ème} étage	0,00088	0,0044	2.89	0,0289	Vérifiée
6 ^{ème} étage	0,000919	0,004595	2.89	0,0289	Vérifiée
5 ^{ème} étage	0,000947	0,004735	2.89	0,0289	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0,000948	0,00474	2.89	0,0289	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0,000924	0,00462	2.89	0,0289	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0,000836	0,00418	2.89	0,0289	Vérifiée
1 ^{er} étage (bureaux)	0,000664	0,00332	2.89	0,0289	Vérifiée
RDC (locaux)	0,000415	0,002075	3.4	0,034	Vérifiée
Sous-sol (parking)	5,60E-05	0,00028	3.68	0,0368	Vérifiée

- Sens y-y

Tableau.3.6. Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).

Niveaux	Sens Y – Y				Observation
	Δk	$R \times \Delta k$ (m)	hk (m)	1% hk	
11 ^{ème} étage	0,000549	0,002745	2.89	0,0289	Vérifiée
10 ^{ème} étage	0,000649	0,003245	2.89	0,0289	Vérifiée
9 ^{ème} étage	0,000804	0,00402	2.89	0,0289	Vérifiée
8 ^{ème} étage	0,000949	0,004745	2.89	0,0289	Vérifiée
7 ^{ème} étage	0,001017	0,005085	2.89	0,0289	Vérifiée
6 ^{ème} étage	0,001081	0,005405	2.89	0,0289	Vérifiée
5 ^{ème} étage	0,001104	0,00552	2.89	0,0289	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0,001127	0,005635	2.89	0,0289	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0,001097	0,005485	2.89	0,0289	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0,000982	0,00491	2.89	0,0289	Vérifiée
1 ^{er} étage (bureaux)	0,000849	0,004245	2.89	0,0289	Vérifiée
RDC (locaux)	0,000723	0,003615	3.4	0,034	Vérifiée
Sous-sol (parking)	0,000227	0,001135	3.68	0,0368	Vérifiée

5.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad \text{RPA99/2003 (Article 5.9)} \quad \text{avec :}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

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

h_k : Hauteur d'étage (k).

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_k)}$$

- Si $\theta_k > 0,2$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.
- Si $\theta_k < 0,1$: Les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau3.7. Vérification de l'effet P- Δ (sens x-x).

Niveaux	Sens X – X					Observation
	Δk (m)	P_k (t)	V_k (t)	h_k (m)	Θ	
11 ^{ème} étage	0,003	2367,9195	279,6028	2.89	0,008	Vérifiée
10 ^{ème} étage	0,003	5531,6539	500,575	2.89	0,013	Vérifiée
9 ^{ème} étage	0,004	9090,5911	704,5918	2.89	0,017	Vérifiée
8 ^{ème} étage	0,004	12914,902	888,5761	2.89	0,021	Vérifiée
7 ^{ème} étage	0,004	16680,4579	1046,2331	2.89	0,024	Vérifiée
6 ^{ème} étage	0,005	20578,8443	1187,4578	2.89	0,028	Vérifiée
5 ^{ème} étage	0,005	24517,412	1314,3173	2.89	0,031	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0,005	28499,9106	1429,6044	2.89	0,033	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0,005	32528,5717	1529,9677	2.89	0,034	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0,004	36601,764	1613,7606	2.89	0,033	Vérifiée
1 ^{er} étage (bureaux)	0,003	41528,203	1691,1811	2.89	0,028	Vérifiée
RDC (locaux)	0,002	46469,3354	1737,9018	3.4	0,016	Vérifiée
Sous-sol (parking)	0,0003	51417,5097	1763,5033	3.68	0,002	Vérifiée

Tableau.3.8. Vérification de l'effet P-Δ (sens y-y).

Niveaux	Sens Y – Y					Observation
	Δk (m)	Pk (t)	Vk(t)	hk (m)	Θ	
11 ^{ème} étage	0,0005	2367,9195	248,3365	2.89	0,002	Vérifiée
10 ^{ème} étage	0,0006	5531,6539	459,051	2.89	0,003	Vérifiée
9 ^{ème} étage	0,0008	9090,5911	660,0009	2.89	0,004	Vérifiée
8 ^{ème} étage	0,0009	12914,902	831,8028	2.89	0,005	Vérifiée
7 ^{ème} étage	0,0010	16680,4579	974,1871	2.89	0,006	Vérifiée
6 ^{ème} étage	0,0011	20578,8443	1102,9635	2.89	0,007	Vérifiée
5 ^{ème} étage	0,0018	24517,412	1219,4333	2.89	0,007	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0,0011	28499,9106	1327,1198	2.89	0,008	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0,0011	32528,5717	1425,4221	2.89	0,008	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0,0010	36601,764	1513,0483	2.89	0,008	Vérifiée
1 ^{er} étage (bureaux)	0,0009	41528,203	1602,0271	2.89	0,007	Vérifiée
RDC (locaux)	0,0007	46469,3354	1662,7361	3.4	0,006	Vérifiée
Sous-sol (parking)	0,0002	51417,5097	1694,9628	3.68	0,002	Vérifiée

On remarque que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, donc l'effet **P-Δ** n'a pas d'influence sur la structure.

5.5. Vérification de l'effort normale réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \text{ (Article 7.1.3.3) RPA99V2003} \quad \text{avec :}$$

N_d : Effort normal de calcul.

B_c : Aire (section brute) du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours = 25 MPa

Tableau 3.9. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	Section (cm ²)	N (KN)	Combinaison	γ	Observation
Sous-sol (parking)	55×55	-2227,6831	G+Q+Ex Min	0,295	Vérifié
RDC (locaux)	55×55	-2055,9302	G+Q+Ex Min	0,272	Vérifié
1 ^{er} étage (bureaux)	55×50	-1804,6832	G+Q+Ex Min	0,262	Vérifié
2 ^{ème} étage	50×50	-1580,5196	G+Q+Ex Min	0,253	Vérifié
3 ^{ème} étage	50×45	-1350,5715	G+Q+Ex Min	0,240	Vérifié

4 ^{ème} étage	45×45	-1133,4338	G+Q+Ex Min	0,224	Vérifié
5 ^{ème} étage	45×40	-960,6327	G+Q+Ex Min	0,213	Vérifié
6 ^{ème} étage	40×40	-811,9403	G+Q+Ex Min	0,203	Vérifié
7 ^{ème} étage	40×35	-667,9674	G+Q+Ex Min	0,191	Vérifié
8 ^{ème} étage	35×35	-528,9832	G+Q+Ex Min	0,173	Vérifié
9 ^{ème} étage	35×30	-395,8862	G+Q+Ex Min	0,151	Vérifié
10 ^{ème} étage	30*30	-267,6706	G+Q+Ex Min	0,119	Vérifié
11 ^{ème} étage	30*30	-146,7993	G+Q+Ex Min	0,065	Vérifié

D'après le tableau ci-dessus on constate que L'effort normal réduit est vérifié dans tous les niveaux.

5.6. Vérification de la résultante de la force sismique

Selon le **RPA99/2003 (Article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Tableau 3.10. Vérification de l'effort tranchant à la base

Résultats des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	$0.8 \times V_{sta}$ (KN)	Observation
Sens x-x	1765,20	2477,08	<i>Non vérifiée</i>
Sens y-y	1697,66	1959,86	<i>Non vérifiée</i>

D'après le tableau ci-dessus $V_{dyn} < 0,8 V_{st}$ dans les deux directions, alors on doit majorer les réponses obtenue à partir de la méthode modale spectrale de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$, comme suit :

$$\begin{cases} \text{sens X: } \frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.41 \\ \text{sens Y: } \frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.16 \end{cases}$$

Avec : V_{dy} : Effort tranchant (Dynamique) retiré à partir des résultats donnés par l'ETABS.

V_{sta} : Effort tranchant (Statique) calculé à partir de la méthode statique équivalente.

L'amplification de l'action sismique nous a conduits à changer les dimensions des poteaux, pour que l'effort normal réduit soit vérifié, le tableau ci-dessous nous résume la dimension finale de tous les éléments structuraux :

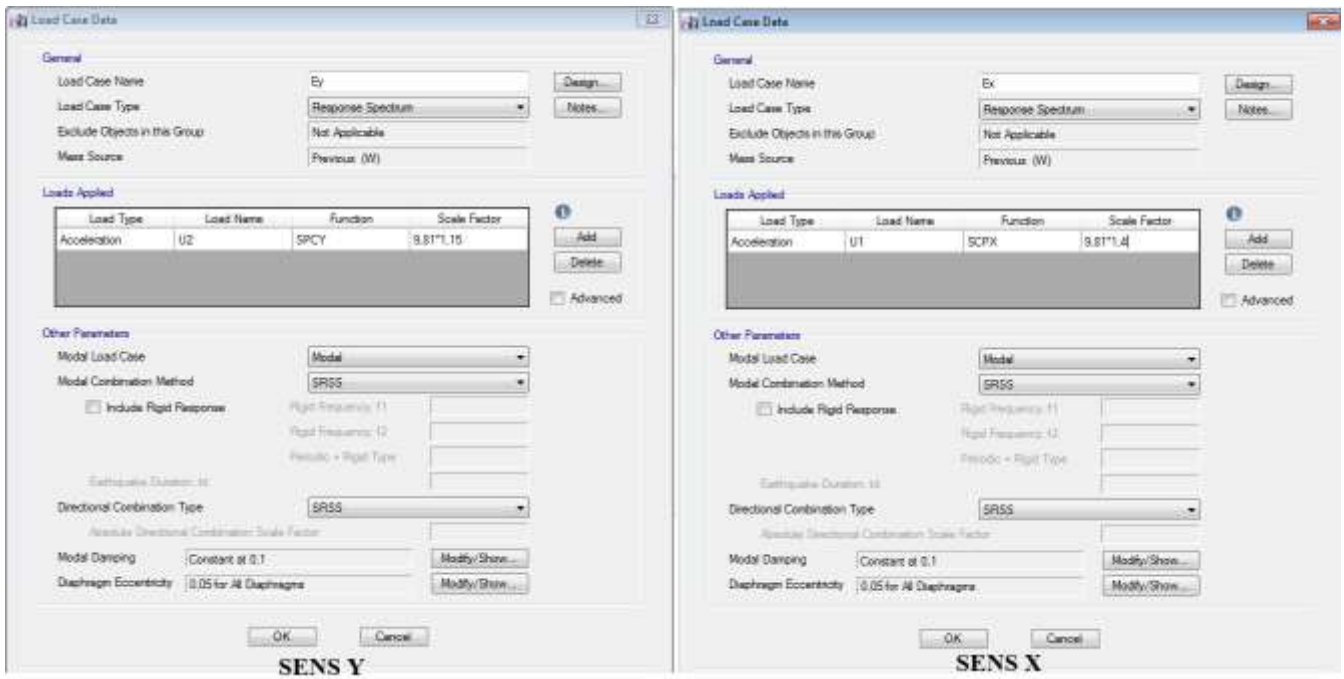


Figure 3.14. l'amplification de l'action sismique Ey et Ex sur ETABS2016.

Les dimensions finales des éléments structuraux sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.11. Dimensions finales des éléments structuraux.

Etageg	Sous-sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage	11 ^{ème} étage
Poteaux (cm²)	60×60	60×55	55×55	55×50	50×50	45×50	45×45	40×45	40×40	40×35	35×35	35×30	35×30
Voiles (cm)								20					
Poutres P (cm²)							30×40						
Poutres S (cm²)							30×35						

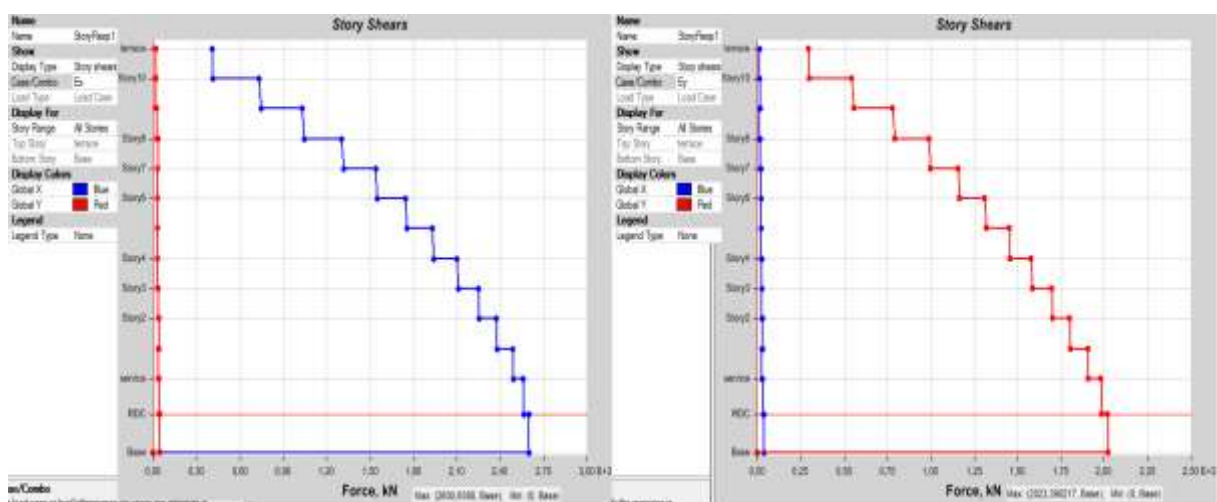


Figure.3.15. les efforts tranchants dans chaque niveau sous Ex, Ey.

Chapitre 4

Calcul des éléments structuraux

1. Introduction

Une construction résiste aux charges gravitaires et sismiques grâce à ses éléments porteurs p. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent apprendre toutes les sollicitations qui sont tirées de l'analyse de la structure réalisée par logiciel ETABS2016.

2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables suivant les exigences du **CBA** et les recommandations de **RPA99/2003**

- | | |
|--------------------------|---------------------|
| ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1) | ✓ G+Q±Ey.....(4) |
| ✓ G + Q.....(2) | ✓ 0.8 G ±Ex.....(5) |
| ✓ G + Q ±Ex.....(3) | ✓ 0.8G±Ey.....(6) |

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$
- Moment maximum et effort normal correspondant $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$.

2.1. Recommandations du RPA99/2003

A. Les armatures longitudinales (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone **IIa**
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de : 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone **IIa**.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone (II_a).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

B. Armatures transversales (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$, avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul. ; h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$.** En zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : l'élançement géométrique du poteau, $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$ avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_l$ minimum..

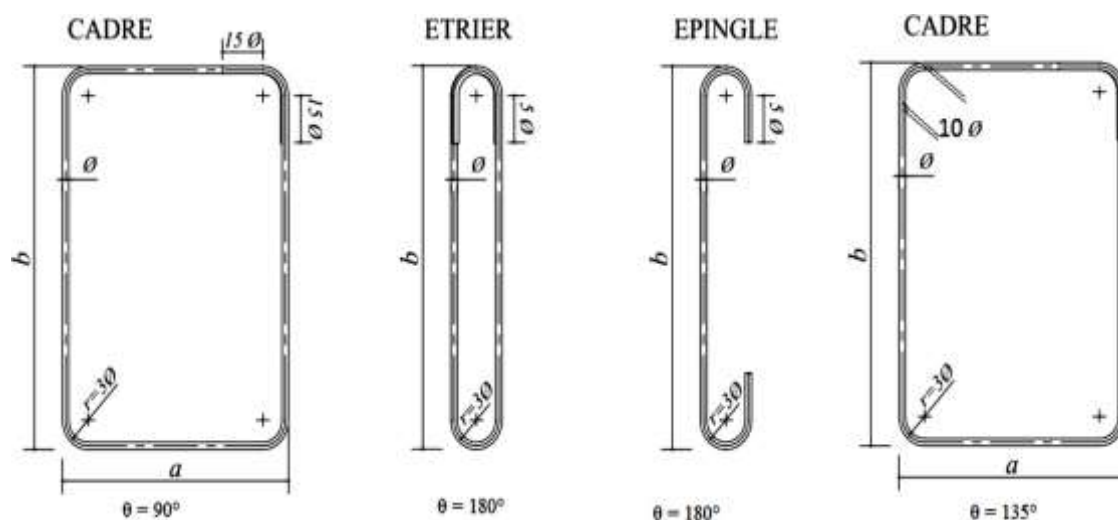


Figure 4.1. Les différents types des cadres et épingles.

2.2. Les sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations maximales dans les poteaux pour chaque niveau selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS2016. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$\text{Avec : } \begin{cases} N < 0 : \text{effort de traction} \\ N > 0 : \text{effort de compression} \end{cases}$$

NB : Les numéros de combinaisons font références aux combinaisons citées précédemment

Tableau 4.1. Les sollicitations dans les poteaux.

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$	<i>com</i>	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{Correspondant}}$	<i>com</i>	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$	<i>Com</i>	$V_{\max}(K)$			
ux	dant	<i>b</i>	dant	<i>b</i>	ant	<i>b</i>	<i>N</i>			
Sous-sol	2777.5 9	14.82	(1)	129.84	1645.60	(3)	-239.48	49.80	(5)	194.23
RDC	2374.7 2	16.45	(1)	192.81	1361.31	(4)	-552.42	49.25	(5)	93.78
1 ^{er}	2152.8 9	51.45	(1)	126.61	1072.33	(3)	-273.33	22.64	(5)	109.34
2 ^{ème}	1924.6 0	23.82	(1)	123.12	1493.19	(4)	-232.08	37.57	(5)	118.98
3 ^{ème}	1707.0 6	26.29	(1)	115.43	651.38	(3)	-177.87	46.72	(5)	121.81
4 ^{ème}	1492.6 5	26.44	(1)	107.55	1050.24	(4)	-124.74	42.32	(5)	105.06
5 ^{ème}	1283.3 1	22.84	(1)	94.90	506.23	(3)	-78.90	42.45	(5)	97.13
6 ^{ème}	1078.6 6	23.69	(1)	88.06	698.73	(4)	-43.07	34.02	(5)	76.33
7 ^{ème}	878.91	19.43	(1)	70.34	552.71	(4)	-22.78	7.91	(5)	66.34
8 ^{ème}	684.47	19.81	(1)	65.20	423.54	(4)	-51.43	5.22	(5)	51.71
9 ^{ème}	494.22	15.95	(1)	48.52	198.15	(3)	-57.39	3.89	(5)	38.33
10 ^{ème}	305.59	6.55	(1)	49.51	125.06	(4)	-54.86	0.93	(5)	39.04
11 ^{ème}	180.02	6.94	(3)	49.37	107.77	(4)	-20.72	2.24	(5)	34.12

2.3. Ferrailage des poteaux

➤ Hypothèses de calcul

- Fissuration peu nuisible ($e = 3 \text{ cm}$) ; Calcul en flexion composée, Calcul suivant BAEL91

➤ **Exemple de calcul** Nous exposons un exemple de calcul pour un poteau du niveau RDC et les résultats des autres niveaux seront exposés dans un tableau récapitulatif.

A. Armatures longitudinales

Données

- Soit $N_{\max} = 2374.72 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 16.45 \text{ KN.m}$

$b = 55 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 57 \text{ cm}$. Situation durable : $\gamma_b = 1.5$ et $\gamma_s = 1.15$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.0069 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m} \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieure de la section. N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')bh f_{bu}$$

$$\text{On a } M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 16.45 \times 10^{-3} + 2374.72 \times 10^{-3} \left(0.57 - \frac{0.6}{2} \right) = 0.657 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 2374.72 \times 10^{-3}(0.57 - 0.03) - 0.657 = 0.625 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')bh f_{bu} = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.03) \times (0.55) \times (0.6) \times 14.2 = 0.833 \text{ MN.m}$$

Donc $0.625 < 0.833 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.259 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0 \quad ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.382 \\ z = 0.483 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 39.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée } A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -29.15 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc on prend } A_1 = 0$$

• **Soit $M_{\max} = 192.81 \text{ KN}$ $\rightarrow N_{\text{corres}} = 1361.31 \text{ KN.m}$**

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.141 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m} \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieure de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')bh f_{bu}$$

$$\text{On a } M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 192.81 \times 10^{-3} + 1361.31 \times 10^{-3} \left(0.57 - \frac{0.6}{2} \right) = 0.560 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 1361.31 \times 10^{-3}(0.57 - 0.03) - 0.560 = 0.175 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')bh f_{bu} = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.03) \times (0.55) \times (0.6) \times 18.48 = 1.085 \text{ MN.m}$$

Donc $0.175 < 1.085 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.155 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0 \quad ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.212 \\ z = 0.521 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 26.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée } A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -7.16 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc on prend } A_2 = 0$$

• **Soit $N_{\min} = -552.42 \text{ KN}$ $\rightarrow M_{\text{corres}} = 49.25 \text{ KN.m}$**

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.089 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m} \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieure de la section.

N est un effort de traction et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est entièrement tendue.

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d' \right) + e_G = \left(\frac{0.6}{2} - 0.03 \right) + 0.089 = 0.359 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = (0.57 - 0.03) - 0.359 = 0.181 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{st}(d - d')} = \frac{0.55242 \times 0.181}{400(0.57 - 0.03')} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{st}(d - d')} = \frac{0.55242 \times 0.359}{400(0.57 - 0.03')} = 9.19 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc } A_3 = 9.19 \text{ cm}^2$$

Donc $A = \max(A_1, A_2, A_3) = 9.19 \text{ cm}^2$ par face , soit **A = 4HA16+1HA14= 9.58cm²** par face

$$\Rightarrow A_{\text{totale}} = 30.28 \text{ cm}^2 > A_{\text{min RPA}} = 26.4 \text{ cm}^2$$

Tableau 4.2. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveaux	Section	$A_{\text{ca/face}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)		$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²) Choix des barres
				Zone courante	Zone de recouvrement	
Sous-sol	60×60	6.30	28.8	144	216	12HA16+4HA14=30.28
RDC	60×55	9.19	26.4	132	198	12HA16+4HA14=30.28
1 ^{er}	55×55	4.57	24.2	121	181.5	16HA14=24.63
2 ^{ème}	55×50	4.82	22	110	165	16HA14=24.63
3 ^{ème}	50×50	4.85	20	100	150	16HA14=24.63
4 ^{ème}	50×45	3.91	18	90	135	12HA14=18.47
5 ^{ème}	45×45	3.60	16.2	81	121.5	12HA14=18.47
6 ^{ème}	45×40	2.62	14.4	72	108	12HA14=18.47
7 ^{ème}	40×40	0.96	12.8	64	96	12HA14=18.47
8 ^{ème}	40×35	1.33	11.2	56	84	8HA14=12.32
9 ^{ème}	35×35	1.48	9.8	49	73.5	4HA14+4HA12=10.68
10 ^{ème}	35×30	3.03	8.4	42	63	8HA12=9.05
11 ^{ème}	35×30	3.28	8.4	144	216	8HA12=9.05

B. Armatures transversales (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times (3.4 - 0.4)}{0.55} = 3.82 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{D'où } A_t = \frac{3.75 \times 93.78 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.6 \times 400} = 2.20 \text{ cm}^2$$

Espacement Dans la zone nodale $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm}) = \text{Min}(14, 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

Dans la zone courante $t \leq 15\phi_l = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}$

La quantité d'armatures transversales minimales on $3 < \lambda_g < 5$ on interpole entre les valeurs limites précédentes et trouve : $A_{t \text{ min}} = 4.91 \text{ cm}^2$ et on opte **4 cadre HA10 = 6.28 cm²**.

Tableau 4.3. Armatures transversales dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	ϕ_l^{min} (cm)	V_u (KN)	l_r (cm)	$l_{zone.nodale}$ (cm)	$l_{zone.Courante}$ (cm)	λ_g	$A_{t.calculé}$ (cm ²)	$A_{t.min}$	$A_{t.adopté}$ (cm ²)
Sous-sol	60×60	1.4	194.23	229.6	10	15	3.83	4.55	5.34	8HA10=6.28
RDC	60×55	1.4	93.78	210	10	15	3.82	2.20	4.91	8HA10=6.28
1 ^{er}	55×55	1.4	109.34	174.3	10	15	3.17	2.80	6.25	8HA10=6.28
2 ^{ème}	55×50	1.4	118.98	174.3	10	15	3.49	3.04	5.09	8HA10=6.28
3 ^{ème}	50×50	1.4	121.81	174.3	10	15	3.49	3.43	5.09	8HA10=6.28
4 ^{ème}	50×45	1.4	105.06	174.3	10	15	3.87	2.95	3.93	6HA10=4.71
5 ^{ème}	45×45	1.4	97.13	174.3	10	15	3.87	3.04	3.93	6HA10=4.71
6 ^{ème}	45×40	1.4	76.33	174.3	10	15	4.36	2.39	2.76	6HA8=3.02
7 ^{ème}	40×40	1.4	66.34	174.3	10	15	4.36	2.33	2.76	6HA8=3.02
8 ^{ème}	40×35	1.4	51.71	174.3	10	15	4.98	1.82	1.58	4HA8=3.02
9 ^{ème}	35×35	1.4	38.33	174.3	10	15	4.98	1.54	1.58	4HA8=3.02
10 ^{ème}	35×30	1.2	39.04	174.3	10	15	5.81	1.05	1.35	4HA8=3.02
11 ^{ème}	35×30	1.2	34.12	174.3	10	15	5.81	0.91	1.35	4HA8=3.02

Remarque

Conformément au **RPA99/2003** et au **BAEL 91/99**, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\phi_l \geq \frac{\phi_l^{max}}{3}$ On a : $10 \text{ mm} \geq \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$: C'est vérifiée.

2.4. Les vérifications nécessaires**A. Vérification au flambement (effort normal ultime)**

Selon le **BAEL91 (Article 4. 4. 1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par le flambement. La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre). Il faut vérifier que $N_u \leq N_d = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$, la vérification va se faire de la manière de l'exemple de calcul que nous avons exposé dans chapitre (2), et les résultats sont dans ce tableau suivant :

Tableau 4.4. Justification de la section réduite des poteaux.

Niveaux	Section (cm2)	l0 (cm)	lf (cm)	λ	α	As (cm2)	Br (cm2)	Nu (KN)	Nd (KN)
Sous-sol	60x60	368	229.6	13.26	0.83	30.28	0.3364	2777.59	6017.78
RDC	60x55	340	210	13.23	0.83	30.28	0.3074	2374.72	5574.71
1er	55x55	289	174.3	10.98	0.83	24.63	0.2809	2152.89	5050.39
2ème	55x50	289	174.3	12.08	0.83	24.63	0.2544	1924.60	4622.58
3ème	50x50	289	174.3	12.08	0.83	24.63	0.2304	1707.06	4253.59
4ème	50x45	289	174.3	13.42	0.83	18.47	0.2064	1492.65	3686.60
5ème	45x45	289	174.3	13.42	0.83	18.47	0.1849	1283.31	3357.84
6ème	45x40	289	174.3	15.09	0.82	18.47	0.1634	1078.66	3006.27
7ème	40x40	289	174.3	15.09	0.82	18.47	0.1444	878.91	2717.92
8ème	40x35	289	174.3	17.25	0.81	12.32	0.1254	684.47	2229.79
9ème	35x35	289	174.3	17.25	0.81	10.68	0.1089	494.22	1935.86
10ème	35x30	289	174.3	20.13	0.80	9.05	0.0924	305.59	1615.19
11ème	35x30	289	174.3	20.13	0.80	9.05	0.0924	180.02	2068.03

Commentaire On voit bien que $N_u < N_d$ pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

B. Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{G_{ser}}}{I_{yy}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} & ; \text{ (béton fibre inférieur)} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{G_{ser}}}{I_{yy}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} & ; \text{ (béton fibre supérieur)} \end{cases}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$ (Section homogène)

$M_{G_{ser}} = M_{ser} - \left(\frac{h}{2} - v\right) ; v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} - 15(A \times d + A' \times d')}{S}$ et $v' = h - v$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

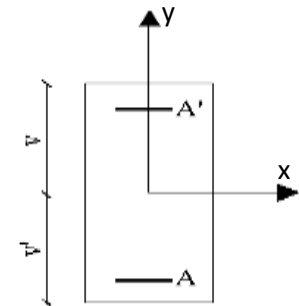


Figure 4.2. Section d'un poteau

Tableau 4.5. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	Section (cm2)	D (cm)	As (cm ²)	V (cm)	V'	I _{yy} (cm ⁴)	N _{ser} (MN)	M _{ser} (MN.m)	σ_{b1} (MPa)	σ_{b2} (MPa)
Sous-sol	60x60	57	9.58	30	30	1614560	2.01747	0.03906	5.92	4.46
RDC	60x55	57	9.58	30	30	1614560	1.72723	0.04447	5.64	3.99
1er	55x55	52	7.7	28	28	1148470	1.56690	0.05479	6.12	3.50
2ème	55x50	52	7.7	28	28	1148470	1.40078	0.03988	5.65	3.74
3ème	50x50	47	7.7	25	25	864450	1.24244	0.04110	5.74	3.36
4ème	50x45	47	6.16	25	25	795720	1.08643	0.04373	5.84	3.09
5ème	45x45	42	6.16	23	23	583920	0.93414	0.03970	5.76	2.70
6ème	45x40	42	6.16	23	23	583920	0.78529	0.04326	5.62	2.29
7ème	40x40	37	6.16	20	20	424010	0.64004	0.03754	5.36	1.82
8ème	40x35	37	4.62	20	20	371340	0.49955	0.03973	5.39	1.11
9ème	35x35	32	4.21	18	18	248270	0.37596	0.03387	5.17	0.40
10ème	35x30	32	3.39	18	18	224270	0.25547	0.03541	4.98	-0.54
11ème	35x30	32	3.39	18	18	224270	0.13657	0.03556	3.96	-1.59

Commentaire

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

C. Vérification des sollicitations tangentes RPA99/2003 (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 :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd}$: La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique. Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 4.6. Vérification des sollicitations tangentes.

Niveaux	Section (cm ²)	If (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)
Sous-sol	60×60	229.6	3.83	0.04	0.57	194.23	0.57	1
RDC	60×55	210	3.82	0.04	0.57	93.78	0.30	1
1 ^{er}	55×55	174.3	3.17	0.04	0.52	109.34	0.38	1
2 ^{ème}	55×50	174.3	3.49	0.04	0.52	118.98	0.46	1
3 ^{ème}	50×50	174.3	3.49	0.04	0.47	121.81	0.52	1
4 ^{ème}	50×45	174.3	3.87	0.04	0.47	105.06	0.50	1
5 ^{ème}	45×45	174.3	3.87	0.04	0.42	97.13	0.51	1
6 ^{ème}	45×40	174.3	4.36	0.04	0.42	76.33	0.45	1
7 ^{ème}	40×40	174.3	4.36	0.04	0.37	66.34	0.45	1
8 ^{ème}	40×35	174.3	4.98	0.04	0.37	51.71	0.39	1
9 ^{ème}	35×35	174.3	4.98	0.04	0.32	38.33	0.34	1
10 ^{ème}	35×30	174.3	5.81	0.075	0.32	39.04	0.41	1.875
11 ^{ème}	35×30	174.3	5.81	0.075	0.32	34.12	0.35	1.875

Commentaire : Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les niveaux.

2.5. Dispositions constructives

- **Longueur des crochets**

$$L_r = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

Selon le **RPA99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r > 40 \times \Phi \text{ en zone IIa}$$

$$\Phi = 16 \text{ mm} : L_r > 40 \times 16 = 64 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 14 \text{ mm} : L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 12 \text{ mm} : L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 50 \text{ cm.}$$

• **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement. Avec : $h' = \max(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm)$, $l' = 2 \times h$; h_e : Hauteur de chaque niveau.

h : Hauteur de la poutre principale (40 cm).

$$S.Sol : \begin{cases} h' = 65 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases} \quad RDC : \begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases} \quad 1^{er}-11^{ème} : \begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Nous montrons sur la figure suivante les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux.

2.6. Les schémas de ferrailage des poteaux

Tableau 4.7. Schémas de ferrailage des poteaux

Poteaux 60×60 Sous-sol	Poteaux 60×55 RDC	Poteaux 55×55 1 ^{er} étage
Poteaux 55×50 2 ^{ème} étg	Poteaux 50×50 3 ^{ème} étage	Poteaux 50×45 4 ^{ème} étage
12 T 14	12 T 14	12 T 14

Poteaux 45×45 5 ^{ème} étg	Poteaux 45×40 6 ^{ème} étg	Poteaux 40×40 7 ^{ème} étg
Poteaux 40×35 8 ^{ème} étg	Poteaux 35×35 9 ^{ème} étg	Poteaux 35×30 10 ^{ème} .11 ^{ème} étg

3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales et l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS2016**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/2003** suivantes :

- ✓ $1.35G+1.5Q$
- ✓ $G+Q$
- ✓ $G+Q+E$
- ✓ $G+Q-E$
- ✓ $0.8G+E$
- ✓ $0.8G-E$

Dans notre projet on a deux poutres à étudier :

- Poutres principales (30×45)
- Poutres secondaires (30×35)

3.1. Recommandation du RPA99/2003

A. Le Coffrage

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \text{ RPA99/2003 (article 7.5.1)} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right.$$

B. Ferrailage

• Les armatures longitudinales : RPA 99/2003 (article 7.4.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre $A_l^{\min} = 0.5\% b \times h$.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : $40\phi_{\max}$ en zone IIa
 ϕ_{\max} : le diamètre maximal utilisé

- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.
- **Les armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)**
 - ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
 - ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$, Zone nodale (Zone II). • $S \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).
- ✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

3.2. Ferrailage des poutres

A. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.8. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.

Planchers	Poutres principales			Poutres secondaires		
	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V(KN)	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V(KN)
commerce	44,9359	-57,47	-94,6503	41,61	-54,90	226,27
Bureaux	99,2565	-102,23	155,2396	82,43	-76,62	123,11
Habitation	121,4065	-126,93	186,5232	117,33	-116,98	152,28
Terrasse	37,5835	-41,72	-41,0155	23,78	-48,69	90,27

B. Les armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal est calculé manuellement à la flexion simple; Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau. Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.9. Les armatures longitudinales dans les poutres.

Planchers	Type de Poutres	Localisation	A_{cal} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Commerce	Principale	Appui	4.05	4.21	2HA14+1HA12
		Travée	3.13	3.39	3HA12
	Secondaire	Appui	4.53	4.62	3HA14
		Travée	3.38	3.39	3HA12
Bureaux	Principale	Appui	7.47	7.70	5HA14
		Travée	7.23	7.7	5HA14

	Secondaire	Appui	6,46	6,47	3HA12+2HA14
		Travée	7,01	7,70	5HA14
Habitation	Principale	Appui	9,48	9,71	5HA14+1HA16
		Travée	9,02	9,24	6HA14
	Secondaire	Appui	10,39	10,65	3HA16+3HA14
		Travée	10,43	10,65	3HA16+3HA14
Terrasse	Principale	Appui	2,9	3,39	3HA12
		Travée	2,61	3,39	3HA12
	Secondaire	Appui	3,99	4,21	2HA14+1HA12
		Travée	1,9	3,39	3HA12

- **Pourcentage total minimal des aciers longitudinaux**

0.5% (b×h) = 6cm² < 6.78 cm² Vérifiée pour (Pp) ; 0.5% (b×h) = 7.6cm² < 6.78 cm² Vérifiée pour (Ps)

C. Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

✓ **Poutres principales**

$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{40}{35}; \frac{0.3}{10}\right) = 11.4mm \Rightarrow \phi = 8mm$, Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

✓ **Poutres secondaires**

$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = 10mm \Rightarrow \phi = 8mm$. Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

- **Calcul des espacements des armatures transversales**

$$S_{t1} \leq \frac{f_e \times A_t}{0.4 \times b} \rightarrow S_{t1} \leq 67 \text{ cm}; S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}; \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \rightarrow S_{t3} \leq 25.32 \text{ cm}$$

→ **Selon le RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)**

- $S_t \leq \frac{H}{2} = 20 \text{ cm}$, On adopte un espacement de 15cm en zone courante.
- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l^{\min}\right) = 11.25 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2; A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \rightarrow C' \text{ est vérifiée}$$

3.3. Vérifications à l'ELU

A. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres principales.}$$

$$A_{\min} = 0.23 b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.26 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres secondaires.}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

B. Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est relative à la fissuration peu nuisible :

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) = 4.35 \text{ MPa}$, car on a une FPN et une situation accidentelle :

Tableau 4.10. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Observation
Principales	186,5232	1.68	4.35	Vérifiée
Secondaires	226,27	2.36	4.35	Vérifiée

Après qu'on a vérifié pour l'effort tranchant le plus défavorable et on a pu assurer qu'il n'y aura pas de risque de cisaillement.

C. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$; 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 :

Tableau 4.11. Vérification au cisaillement

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	Appui de rive	Appui intermédiaire	Observation
Principale	9.24	186,5232	-126.93	4.66	-4.65	Vérifiée
Secondaires	10.65	226,27	-116,98	3.8	-4.49	Vérifiée

L'absence du risque de cisaillement dans les poutres les plus sollicitées justifié pour toutes les autres.

3.4. Vérifications à l'ELS

Soit à vérifier les deux poutres principales et secondaires qui appartiennent à l'étage d'habitation :

A. L'Etat limite de compression du béton

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$; $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton). Tel que M_{ser} c'est le Moment max à l'ELS ; y : la Position de l'axe neutre ; I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre. $I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2$.

$\frac{b}{2} y^2 + 15 Ay - 15 Ad = 0$, on aura y .

Tableau 4.12. Vérification de la contrainte limite de béton.

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	-78,9519	9.71	104195,443	14,711	11,147	15
	Travées	48,4767	9.24	97485,648	14,192	7,057	15
Poutres secondaires	Appuis	-39,0524	4.21	40530.566	8.857	7.7	15
	Travées	29,7133	3.39	40530.566	9.69	9.34	15

B. L'Etat limite de déformation

Selon L'article (B.6.5) du BAEL91 et le CBA93 la vérification de la flèche soit nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\begin{cases} h \geq \frac{1}{16} l \dots\dots\dots 1 \\ A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \dots\dots\dots 2 \\ h \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \times l \dots\dots\dots 3 \end{cases}$$

Soit le tableau ci-dessous qui résume les vérifications des conditions de la flèche

Tableau 4.13. Vérification de la flèche des poutres.

Poutre b×h	l (cm)	Atravée (cm ²)	$\frac{M_t}{10 \times M_0} \times l$ (m)	$\frac{4,2 \times b \times d}{f_e}$ cm ²	(1)	(2)	(3)
Poutres principale 30×40	555	9.42	0.068	11.65	ok	ok	ok
Poutres secondaire 30×35	550	10.65	0.051	10.08	ok	non	ok

La deuxième condition n'est pas observée pour les poutres secondaires, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Soit la poutre qui appartient au 10^{ème} étage la plus sollicitée, avec un moment max $M_{t,service} = 8.46KN/m$; la poutre enchaîne un portique de rive, elle a une travée de 5.5m, et solliciter par son poids propre $g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625KN/m$, une charge transmise du plancher $q_p = \frac{l \times (G_p + Q_p)}{2} = 18.537KN/m$, et un poids du mur $g_m = 2.97kn/m$. Donc $q_{total} = 24.132KN/m$. ce qui nous donne $M_0 = \frac{q_t \times l^2}{8} = \frac{24.132 \times 5.55^2}{8} = 92.91KN.m$

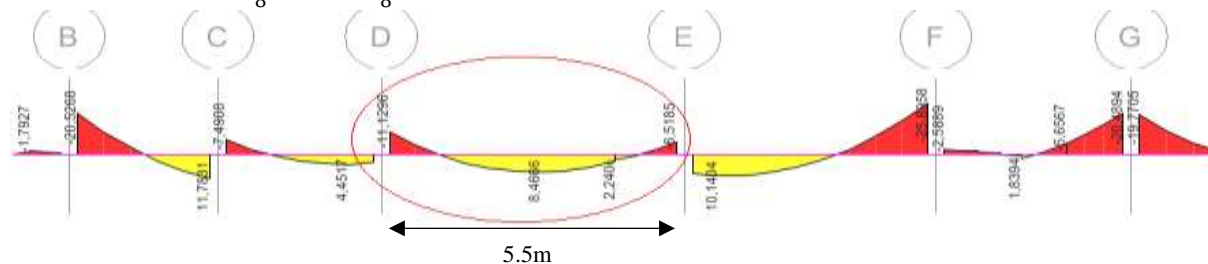


Figure 4.3. Diagramme du moment max a l'ELS

D'après le calcul de la flèche on obtient $\bar{f} = 5.505mm > f = 2.357mm$ donc la flèche est vérifiée pour la poutre la plus sollicitée, à partir de là on conclut que la flèche est vérifiée pour les autres types.

3.5. Vérification des zones nodales

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 affectés d'un coefficient de majoration de 1,25. C.à.d. : ça consiste à vérifier la condition suivante : $|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$ RPA99/03 (Article 7.6.2). 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 deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

Avec :

M_w : moment résistant à gauche du nœud considéré. M_e : moment résistant à droite du nœud considéré.

M_n : moment résistant supérieur du nœud considéré. M_s : moment résistant inférieur du nœud considéré.

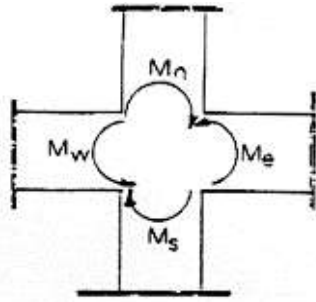


Figure 4.4. Premier cas de zone nodale (sens principal).

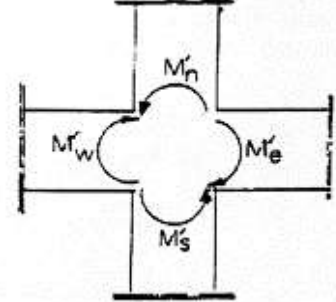


Figure 4.5. Deuxième cas de zone nodale (sens secondaire).

Détermination des moments résistants dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant (MR) d’une section de béton dépend essentiellement : Des dimensions de la section du béton ; de la quantité d’armatures dans la section du béton ; de la contrainte limite élastique des aciers. $MR = z \times A_s \times \sigma_s$, avec $z = 0.9h$ (h : La hauteur totale de la section du béton). $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$ (situation accidentelle).

Exemple de calcul

Soit à détailler le calcul du nœud central du plancher RDC qui regroupe le poteau du sous-sol et le RDC Et les autres résultats seront exposés dans un tableau.

Les moments résistants dans le poteau

Tel que $z = 0.9h = 0.9 \times 0.6 = 0.54 \text{ m}$
 $A_{1n} = 8\text{HA}16 + 2\text{HA}14 = 19.16 \text{ cm}^2$
 $M_N = 0.54 \times 19.16 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 413.856 \text{ KN.m}$
 $A_{1s} = 8\text{HA}16 + 2\text{HA}14 = 19.16 \text{ cm}^2$
 $M_S = 0.54 \times 19.16 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 413.856 \text{ KN.m}$
 Donc: $M_n + M_s = 413.856 + 413.856 = 827.712 \text{ KN.m}$

• **Les moments résistants dans la poutre principale**

Tel que $z = 0.9h = 0.9 \times 0.4 = 0.36 \text{ m}$
 $A_{2w} = 2\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 4.21 \text{ cm}^2$
 $M_W = 0.36 \times 4.21 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 60.625 \text{ KN.m}$
 $A_{2E} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$
 $M_E = 0.36 \times 3.39 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 48.816 \text{ KN.m}$
 Donc $1.25(M_W + M_E) = 136.801 \text{ KN.m} < M_n + M_s = 827.712 \text{ KN.m} \rightarrow \text{vérifiée}$

• **Les moments résistants dans la poutre secondaire**

tel que $z = 0.9h = 0.9 \times 0.35 = 0.315 \text{ m}$; $A_{2w} = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow M_W = 0.315 \times 4.62 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 58.212 \text{ KN.m}$; $A_{2E} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow M_E = 0.315 \times 3.39 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 = 42.714 \text{ KN.m}$. Donc $1.25(M_W + M_E) = 126.16 \text{ KN.m} < M_n + M_s = 827.712 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Vérifiée}$.

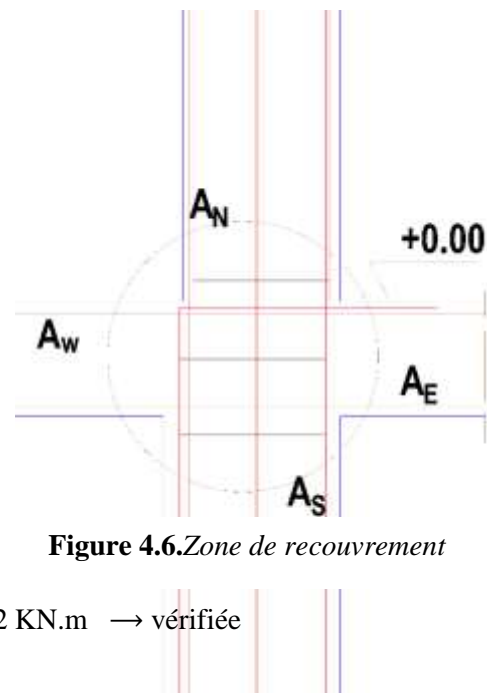


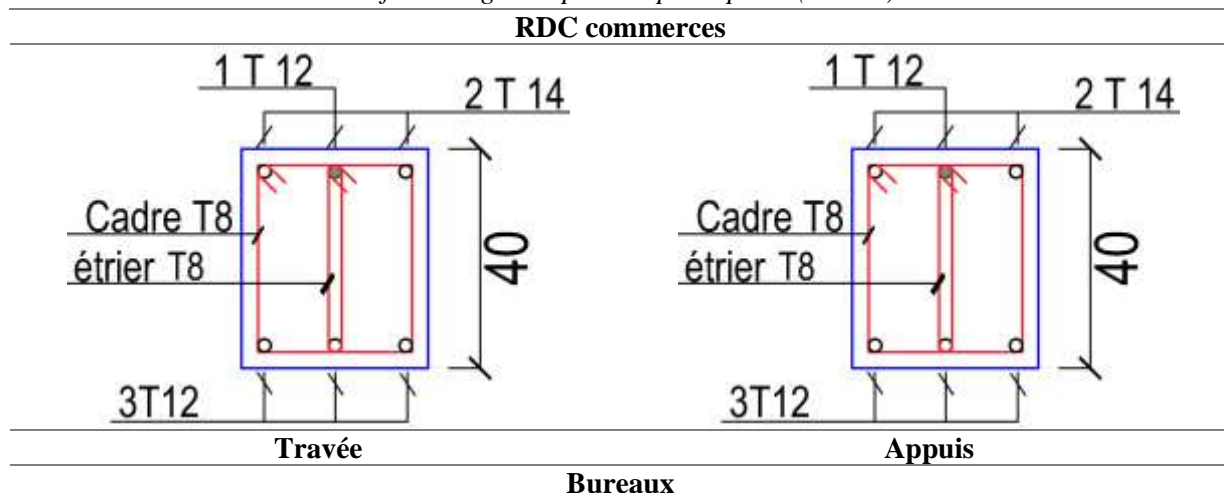
Figure 4.6. Zone de recouvrement

Tableau 4.14. Vérification des zones nodales.

Niveaux	MS	MN	Mn + MS	Poutre	MW	ME	1.25 (MW+ME)	Obs
Sous-sol	413,86	413,86	827,71	PP	60,62	48,82	136,8	Vérifiée
				PS	58,212	42,71	126,16	
RDC	332,42	373,25	705,67	PP	110,88	66,53	221,76	Vérifiée
				PS	81,522	58,21	174,67	
1er	304,72	304,72	609,44	PP	139,82	66,53	257,94	Vérifiée
				PS	134,19	58,21	240,50	
2ème	304,72	304,72	609,44	PP	139,82	66,53	257,94	Vérifiée
				PS	134,19	58,21	240,50	
3ème	221,76	249,30	471,06	PP	139,82	66,53	257,94	Vérifiée
				PS	134,19	58,21	240,50	
4ème	221,76	221,76	443,52	PP	139,82	66,53	257,94	Vérifiée
				PS	134,19	58,21	240,50	
5ème	199,58	199,58	399,17	PP	139,82	66,53	257,94	Vérifiée
				PS	134,19	58,21	240,50	
6ém	199,58	199,58	399,17	PP	139,82	66,53	257,94	Vérifiée
				PS	134,19	58,21	240,50	
7ème	133,06	155,23	288,29	PP	139,82	66,53	257,94	Vérifiée
				PS	134,19	58,21	240,50	
8ème	121,25	127,15	248,40	PP	139,82	66,53	257,94	N.vérifiée
				PS	134,19	58,21	240,50	Vérifiée
9ème	85,55	95,76	181,31	PP	139,82	66,53	257,94	N
				PS	134,19	58,21	240,50	vérifiée
10ème	85,55	42,71	128,27	PP	139,82	66,53	257,94	N
				PS	134,19	58,21	240,50	vérifiée
11ème	42,71	42,71	85,43	PP	48,82	48,82	122,04	N
				PS	53,046	42,71	119,70	vérifiée

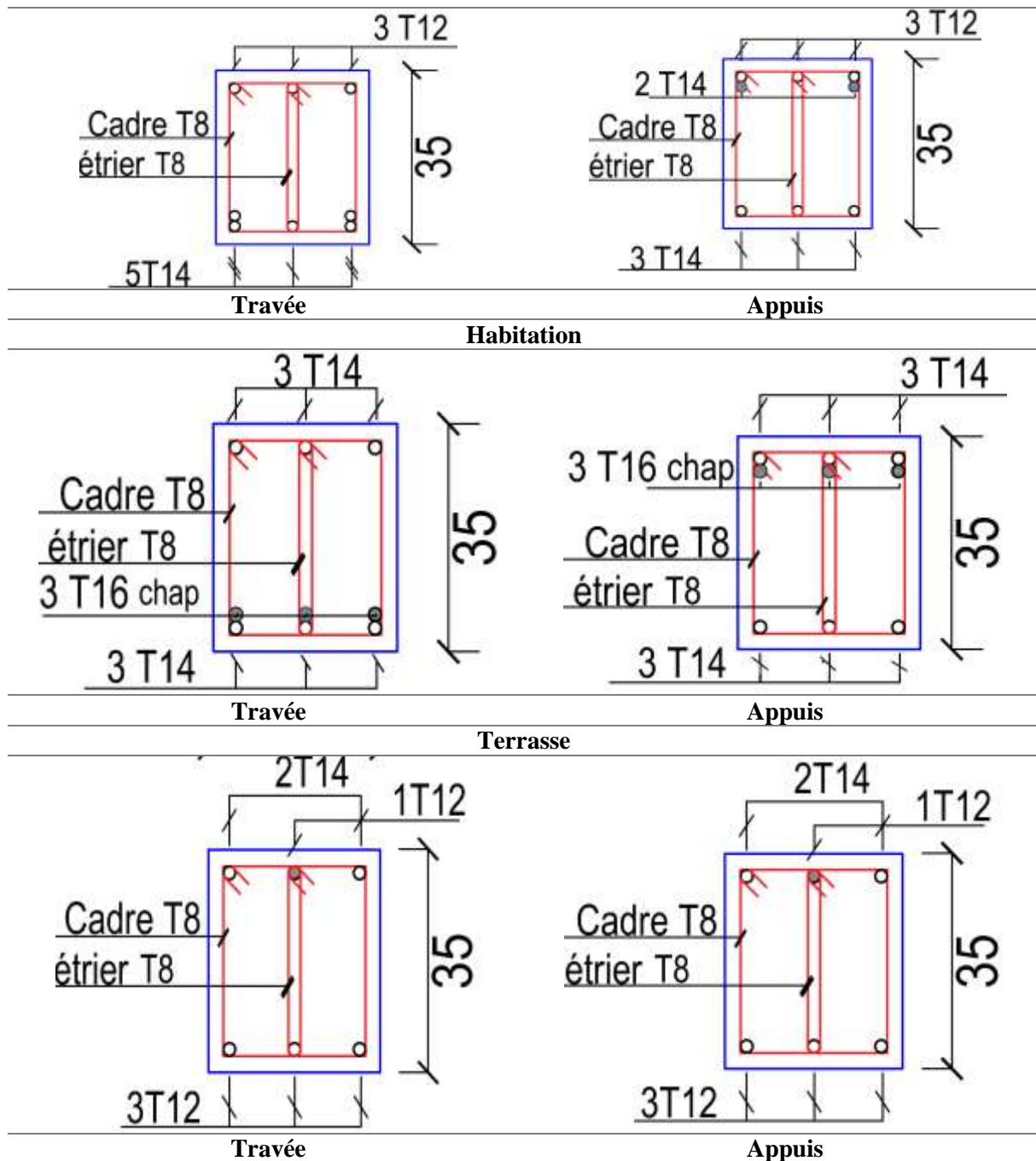
3.6. Schémas de ferrailage des poutres

Tableau 4.15. Schémas de ferrailage des poutres principales (30×35) selon tous les niveaux



<p>3T14 Cadre T8 étrier T8 40 5T14</p>	<p>5T14 Cadre T8 étrier T8 40 3T14</p>
Habitation	
<p>2x3T14 Cadre T8 étrier T8 40 5T14+1 T16 chap</p>	<p>5T14+1 T16 chap Cadre T8 étrier T8 40 5T14+1 T16 chap</p>
Terrasse	
<p>3T12 Cadre T8 40 3T12</p>	<p>3T12 Cadre T8 40 3T12</p>
RDC commerces	
<p>3T14 Cadre T8 étrier T8 35 3T12</p>	<p>3T14 Cadre T8 étrier T8 35 3T12</p>
Bureaux	

Tableau 4.16. Schémas de ferrailage des poutres secondaires (30x35) selon tous les niveaux



4. Etude des voiles

Le **RPA 99/ 2003**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II_a (moyenne sismicité). 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 leur 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). Un voile travaille comme une console encasté 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.

4.1. Recommandations du RPA

A. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2 \% (L_t * e)$
 L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leur flambement et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi l$.

C. 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. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} \times \frac{V}{f_e}$; avec ; $V = 1.4 \times V_u$

E. Règles communes :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 $A_{min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.
 $A_{min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante
- ✓ L'espacement : $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.
- ✓ Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ✓ Diamètre des barres : $\phi < \frac{1}{10}$

Calcul des armatures verticales

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 778.2088 + 1521.5062 \times \left(1.65 - \frac{1.7}{2}\right) = 1995.41 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.99541}{0.2 \times 1.65^2 \times 18.48} = 0.198 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) = 0.279 ; z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.47 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.99541}{1.47 \times 400} = 34.03 \text{ cm}^2 ; \text{ On revient à la flexion composée : } A_{v1} = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -3.8 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{v1} = 0 \text{ cm}^2$$

Détermination des longueurs (tendue et comprimée)

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases} \text{ Avec : } l_t : \text{ Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile). } l_c : \text{ Longueur}$$

de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

Pour éviter tous risques de changement de signe et contraintes sur les différentes combinaisons, la zone tendue calculée avec les extrémités du voile, ce dernier sera donc ferrillé symétriquement.

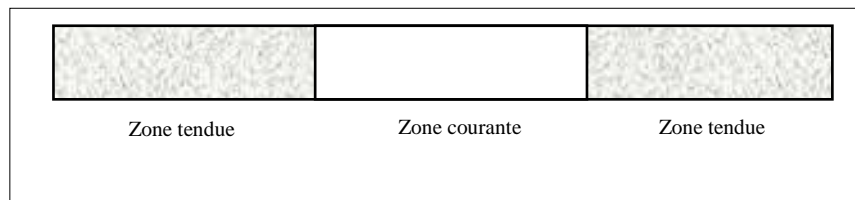


Figure 4.8. Zone tendue et courante dans les voiles.

$$\text{Donc : } l_t = \frac{3.603 \times 1.7}{12.553 + 3.603} = 0.38 \text{ m} ; l_c = 1.7 - 0.38 \times 2 = 0.94 \text{ m}$$

Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante)

$$\text{On a : } \begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(20 \times 94) = 1.52 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(20 \times 38) = 0.98 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Armatures minimales dans tout le voile

$$\text{Selon le RPA99/V2003, on a : } A_{\min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(20 \times 1.7) = 5.1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement des barres verticales : } S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

A. Armatures horizontales : La section des armatures horizontales est calculée selon la formule

$$\text{suivante : } A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} \text{ avec } \tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 293.56 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.65} = 1.245 \text{ MPa}$$

Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 33 \quad \text{On opte pour un espacement de } (S_t = 20 \text{ cm})$$

$$\text{Donc } A_h = \frac{1.245 \times 0.2 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 1.56 \text{ cm}^2 > \frac{0.4 \times S_t \times e}{400} = 0.4 \text{ cm}^2 \rightarrow A_h = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\bullet N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}} : N_{\max} = -133.981 \text{ KN (Traction)} ; M_{\text{cor}} = 628.9035 \text{ KN.m} ; V_{\max} = 293.5631$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{628.9}{133.981} = 4.69 \text{ m} > \frac{l}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ m} \quad \begin{cases} \sigma_1 = -6.92 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 6.13 \text{ MPa} \end{cases} \quad \sigma_1 > 0 \text{ et } \sigma_2 < 0 \rightarrow \text{SPC}$$

Calcul des armatures verticales

$$M_{uA} = 521.7187 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.052 \Rightarrow \alpha = 0.279 ; z = 1.61 \text{ m} ; A_1 = 8.12 \text{ cm}^2 \text{ On revient à la flexion composée } \rightarrow A_{v2} = 11.48 \text{ cm}^2 ; l_t = 0.8 \text{ m} ; l_c = 0.1 \text{ m} ; \text{ On a : } A_{\min}^{Z.T} = 3.19 \text{ cm}^2$$

- $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$: dans ce cas c'est la même combinaison que $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$. Une fois calculé le A_v des trois combinaisons on opte pour le max :

$$A_v = \max(A_{v1}, A_{v2}, A_{v3}) \rightarrow A_{v \max}; A_{v2} = 11.48 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures**

Armatures verticales

La section qu'on a calculé on va la mettre dans une face de la zone tendu $A_{zT} = 12HA14 = 13.57 \text{ cm}^2$.

En zone comprimée $A_{zC} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Armatures horizontales : $A_h = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Schéma de ferrailage est représenté dans la **figure 4.9**.

Les autres niveaux sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau 4.18. Sollicitations et ferrailage du voile V_{xb6} dans les autres niveaux

Niveaux	1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème}	7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème}
Section L×e (m ²)	1.7×0.2	1.7×0.2	1.7×0.2
M (KN.m)	391,66	208,80	152,81
N (KN)	196,49	127,53	35,15
V(KN)	213,89	157,02	109,31
σ_{\max} (MPa)	4,644	2,543	1,690
σ_{\min} (MPa)	-3,488	-1,792	-1,483
Section	SPC	SPC	SPC
τ_u (MPa) RPA	0,98	0,72	0,5
τ_{admi} RPA	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	3.65	1.6	1.89
A_v^{min} (cm ²)	5.1	5.1	5.1
$A_v^{\text{adopté}}$ /face (cm ²)	11	11	11
N barres/face	6HA12	6HA12	6HA12
S _t (cm)	15	15	15
A_h^{cal} /face (cm ²)	1,1343	0,833	0,580
A_h^{min} (cm ²)	1.22	0.9	0.63
$A_h^{\text{adopté}}$ /face (cm ²)	1.57	1.57	1.57
Nbarres /face	2HA10	2HA10	2HA10
S _t (cm)	25	25	25

Le tableau suivants illustres les résultats du voile V_{yd3} .

Tableau 4.19. Les sollicitations dans le voile V_{yd3} .

	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{Correspondant}}$	V _{max}			
Sous-sol RDC	2365,3806	50,8894	535,0824	93,4183	730,074	1769,5006	215,5564
1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	2146,963	41,5121	511,702	75,377	621,8359	1620,7978	278,6925
4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème}	1784,4138	33,7667	535,5579	40,1446	363,5734	740,4917	216,4559
7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème}	1261,4467	20,3874	354,1887	36,5751	333,5321	884,0178	172,0878
10 ^{ème} 11 ^{ème}	549,8929	18,683	102,8764	73,2212	270,8396	381,0541	105,1823

Tableau 4.20. Sollicitations et ferrailage du voile V_{yd3} dans tous les niveaux

Niveaux	Sous-sol RDC	1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème}	4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème}	7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème}	10 ^{ème} 11 ^{ème}
Section L×e (m ²)	2×0.2	2×0.2	2×0.2	2×0.2	2×0.2
M (KN.m)	730,074	621,8359	363,5734	333,5321	270,8396
N (KN)	1769,5006	1620,7978	740,4917	884,0178	381,0541
V(KN)	215,5564	278,6925	216,4559	172,0878	105,1823

σ_{\max} (MPa)	9,899	8,716	4,578	4,712	2,984
σ_{\min} (MPa)	-1,052	-0,612	-0,876	-0,291	-1,079
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ_u (MPa) RPA	0,774	1	0,78	0,618	0,378
τ_{admi} RPA	5	5	5	5	5
A_V^{cal} /face (cm ²)	0	0	0	0	0
A_V^{min} (cm ²)	6	6	6	6	6
$A_V^{\text{adopté}}$ /face (cm ²)	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10
N barres/face	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25
A_h^{cal} /face (cm ²)	0,967	1,251	0,971	0,772	0,472
A_h^{min} (cm ²)	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
$A_h^{\text{adopté}}$ /face (cm ²)	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
N ^{barres} /face	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

Le Schéma de ferrailage de voile V_{xb6} au niveau de l'étage courant est illustré dans la figure ci-joint.

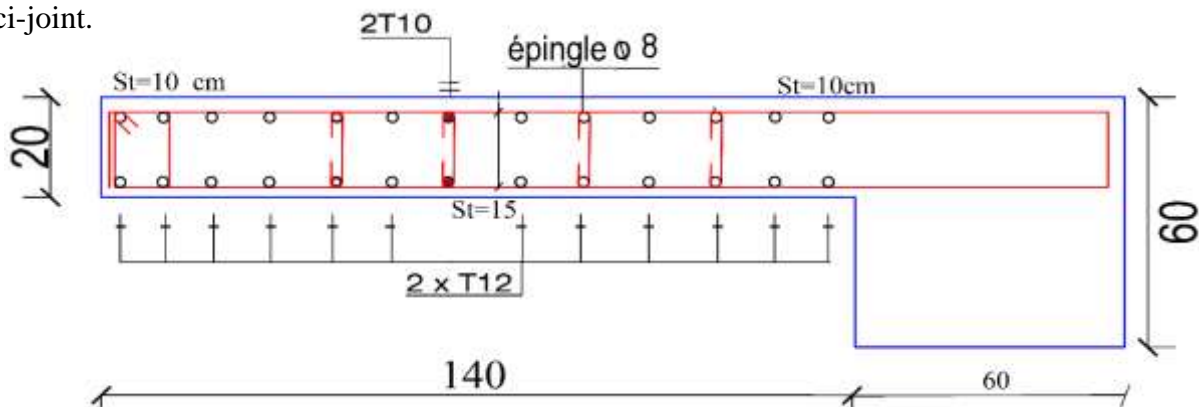


Figure 4.9. Schéma de ferrailage du voile V_{xb6} au niveau du RDC

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.

Dans la détermination du ferrailage des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul **ETABS2016** et les applications Excel (**flexion composée selon le BAEL 91**), ainsi que le ferrailage minimum édicté par le **RPA 99/ 2003**.

Il est noté que le ferrailage minimum du **RPA 99/2003** est souvent plus important que celui obtenu par les calculs.

Chapitre 5

L'étude de
l'infrastructure

1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc une partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

2. Choix de types des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants : La capacité portante du sol ; Les charges transmises au sol ; La distance entre axes des poteaux ; La profondeur du bon sol et de la mise en œuvre ; Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient. D'après le rapport du sol, qui a été élaboré sur la base d'une étude géotechnique du sol de fondations fournis par le: **LABORATOIRE & ENGINEERING DE LA CONSTRUCTION, d'un terrain juste à côté.** L'homogénéité du terrain, nous confirme que les deux ont une même capacité en résistance du sol. La contrainte admissible est de 3 bars à une profondeur de 4 m. D'après le RPA99/2003 (article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes : $G+Q\pm E$; $0.8G\pm E$; Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 et CBA : $1.35G+1.5Q$; $G+Q$.

3. Radier générale

Le choix d'emploi d'un radier général est une solution pour éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise. Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé infiniment rigide. Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier général avec nervures.

3.1. Pré dimensionnement

On a : $N_S=64324.4015$ KN. Sous la combinaison $G+Q$.

- **La condition du coffrage**

- Nervure : $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{555}{10} = 55.5\text{cm}$, soit : $h_t = 60\text{ cm}$.
- La dalle : $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{555}{20} = 27.75\text{ cm}$, soit : $h_r = 30\text{ cm}$.

Avec : $L_{max} = 5.55\text{ m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

La hauteur de la nervure : $h_t = 60 \text{ cm}$. La hauteur du radier : $h_r = 30 \text{ cm}$.

• **La condition de rigidité :**

D'après $l_e \geq L_{max} \rightarrow L_e \geq \sqrt[4]{4 \times E \times I / K \times b}$ tel que :

l_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1 ml.

$$L_e = \sqrt[4]{4 \times 3.2 \times 10^7 \times 0.6^3 / 12 \times 4 \times 10^4} = 2.75 \text{ m} \rightarrow L_e < 5.55 \text{ m la condition n'est pas vérifiée}$$

donc on doit recalculer h a partir de la formule de L_e pour satisfaire la condition :

On a : $I = \frac{b \times h^3}{12} \rightarrow h \geq \sqrt[3]{48 \times L_{max}^4 \times K / \pi^4 \times E} \rightarrow h \geq 0.83 \text{ m} \rightarrow$ pour éviter d'utiliser des grands diamètres d'aciers on opte pour une section de $h_t = 100 \text{ cm}$.

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{1^3 \times 3.2 \times 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 4.04 \text{ m} \rightarrow \frac{\pi}{2} \times 4.04 = 6.35 > 5.55 \text{ m} \rightarrow \text{c'est vérifiée.}$$

A partir de là on opte pour un radier de : $h_r = 40 \text{ cm}$; $h_t = 100 \text{ cm}$

• **Surface du radier**

$$\frac{N'}{S_{radier}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S_{radier} \geq \frac{N'}{\bar{\sigma}_{sol}}. \rightarrow \text{Avec } N' = N_s + P_{radier} + P_{nervure}$$

$$P_{radier} = 25 \times 0.4 \times 519.53 = 5195.3 \text{ KN} ; P_{nervure} = 25 \times 100.38 = 2509.47 \text{ KN.}$$

$$N' = 64324.4015 + 5195.3 + 2509.47 = 72029.17 \text{ KN} ; S_{bat} = 519.53 \text{ m}^2.$$

$S_{radier} \geq \frac{72029.17}{300} = 240.097 \text{ m}^2$. D'après les résultats notre radier ne se déborde pas. Donc on peut adopter un radier avec une même surface du bâtiment : $S_{radier} = S_{bat} = 519.53 \text{ m}^2$.

3.2. Les vérifications nécessaires

Vérification du poinçonnement

D'après le CBA93 (article, A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \text{ Avec :}$$

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier. h : Hauteur de radier.

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

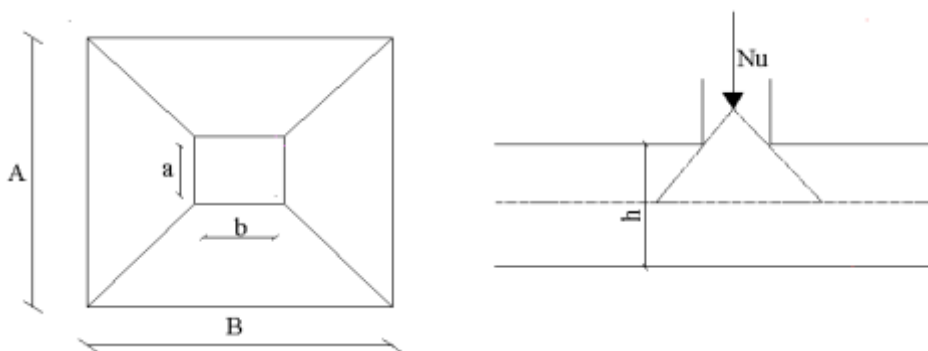


Figure 5.1. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée

$$\mu_c = 2 \times (A + B) = 2 \times (1.6 + 1.6) = 6.4 \text{ m}$$

$$N_u = 2.77759 \text{ MN} < Q_u = 0.045 \times 6.4 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 4.8 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée}$$

Vérification des contraintes dans le sol

Il faut vérifier que : $\sigma_{ref} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}$. Les caractéristiques de notre structure sont comme suite : $I_x = 12837.9 \text{ m}^4$, $X_G = 15.09 \text{ m}$, $I_y = 39407.4 \text{ m}^4$, $Y_G = 8.61 \text{ m}$.

N : L'effort normale du aux charges verticales. $M_{y,x}$: Moments à la base qui sont extrait directement à partir de l'ETABS2016. $M_x = 2715.7386 \text{ KN m}$ (Sous la combinaison G+Q). $M_y = 147354.4846 \text{ KN m}$. (Sous la combinaison G+Q).

- **sens xx** : $\sigma_x = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times y_g}{I_x}$

$$\sigma_1 = \frac{64.3244}{519.53} + \frac{2.71575 \times 8.61}{12837.9} = 0.126 \text{ MPa} ; \quad \sigma_2 = \frac{64.3244}{519.53} - \frac{2.71575 \times 8.61}{12837.9} = 0.122 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 0.126 + 0.122}{4} = 0.125 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.3 \text{ MPa} \rightarrow \text{c'est vérifiée dans sens (xx)}$$

- **sens y-y** : $\sigma_y = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \times X_g}{I_y}$

$$\sigma_1 = \frac{64.3244}{519.53} + \frac{147.355 \times 15.09}{39407.4} = 0.129 \text{ MPa} ; \quad \sigma_2 = \frac{64.3244}{519.53} - \frac{14.7355 \times 15.09}{39407.4} = 0.118 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 0.129 + 0.118}{4} = 0.126 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.3 \text{ MPa} \rightarrow \text{c'est vérifiée dans ce sens}$$

Vérification de la stabilité au renversement

Selon (Article 10.1.5) [1], on doit vérifier que l'excentrement de la résultantes des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centre de la base des éléments de fondation résistent au renversement. $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$.

$$\text{Sens xx} : e = \frac{47.7}{64.324} = 0.74 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = \frac{30.17}{4} = 7.54 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\text{Sens yy} : e = \frac{65.4728}{64.324} = 1.018 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = \frac{17.22}{4} = 4.305 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min(0,1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$ et $d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.4 = 0.36 \text{ m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S} = \frac{64324.4 \times 5.55}{2 \times 519.53} = 343.58 \text{ KN};$$

$$\tau = 0.954 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

3.3. Ferrailage du radier générale

Le radier se calcule comme une dalle pleine renversée, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, soulagé du poids propre du radier et des nervures (G_{min}).

Calcul des sollicitations

A) A l'ELU

$$N_u = N_{u \text{ calculé}} + 1.35 \times (N_{radier} + N_{nervure}) = 88420.2651 + 1.35 \times (5195.3 + 2509.47) = 98821.70 \text{ KN}$$

$$S_{radier} = 519.53 \text{ m}^2$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{98821.7}{519.53} = 190.21 \text{ KN/m}^2 ; L_x = 4.9 \text{ m} ; L_y = 4.95 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.99 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.99 \rightarrow \{\mu_x = 0.0376 ; \mu_y = 0.9771\}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 171.717 \text{ KNm}; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 167.78 \text{ KNm}$$

$$\text{Moment en travées } \{M_{ty} = 0.85M_{0y} = 142.61 \text{ KN.m} ; M_{tx} = 0.85M_{0x} = 145.95 \text{ KN.m} .$$

$$\text{Moment en appuis } \{M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -85.85 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$

- **Condition de non fragilité**

$$F_{e400} \rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; e \geq 12 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 3.2 \text{ cm}^2 ; A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.35 \text{ cm}^2.$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5.1. Sections de ferrailage

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Nbar
Travée	x-x	145.95	0.0793	0.103	0.34	12.15	3.2	14.07	7HA16
	y-y	142.61	0.077	0.101	0.345	11.86	3.2	12.06	6HA16
Appui		-85.85	0.046	0.06	0.351	7.02	4.35	9.24	6HA14

Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min(0,1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens x-x : } V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{190.21 \times 4.9}{2} = 466.01 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = 1.294 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\text{Sens y-y : } V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 314.9 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = 0.875 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 2.5 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée selon les deux sens, donc y a pas risque de cisaillement.

B) A P'ELS

$$N_s = 72029.1715 \text{ KN} ; q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{72029.1715}{519.53} = 138.64 \text{ KN/m}^2 ; L_x = 4.9 \text{ m} ; L_y = 4.95 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.99 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens. } \rho = 0.99 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0449 \\ \mu_y = 0.9847 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 149.46 \text{ KNm} ; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 147.17 \text{ KNm}$$

$$\text{Moment en travées } \{ M_{tx} = 0.85M_{0x} = 127.04 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0.85M_{0y} = 125.09 \text{ KN.m} ;$$

$$\text{Moment en appuis } \{ M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -74.73 \text{ KN.m} ;$$

Vérification à l'ELS

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa.}$$

Tableau 5.2. Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	127.04	10.4	175809.2	7.51	15	277.52	201.63	Non Vérifier
	y-y	125.09	9.95	155546.7	7.84	15	3163.7	201.63	Non Vérifier
Appui		-74.73	8.7	125247.3	5.2	15	244.34	201.63	Non Vérifier

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS. Avec l'augmentation de la hauteur du radier : $h_r = 45\text{cm}$
Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 5.3. Section d'armature du radier à l'ELS

Localisation	M_{ser} (KN.m)	$\beta(10^{-2})$	α	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x.x	127.04	0.5	0.331	17.71	6T20=18.85
	y.y	125.09	0.5	0.329	17.42	7T20=18.85
Appuis	-74.73	0.3	0.258	10.14	7HA14=10.78	15

- Schéma de ferrailage du radier

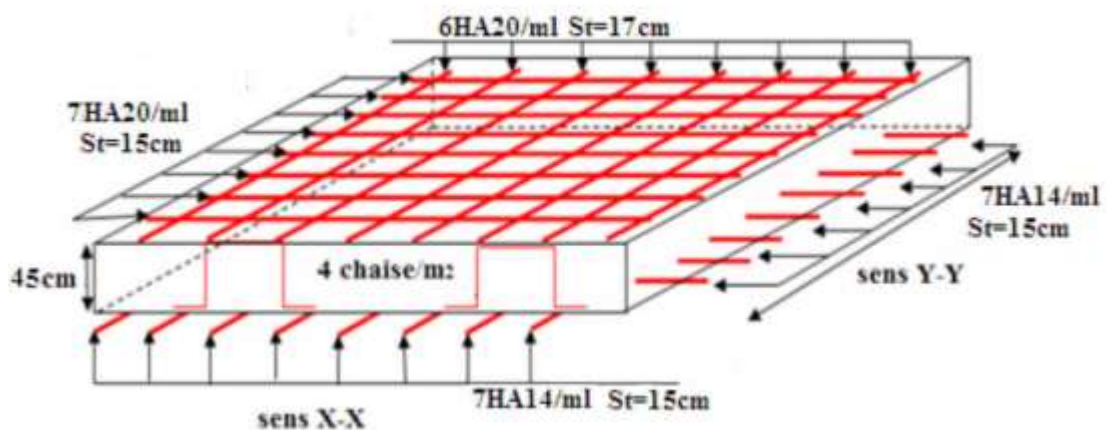


Figure 5.2. Schéma de ferrailage de radier

4. Les nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures.

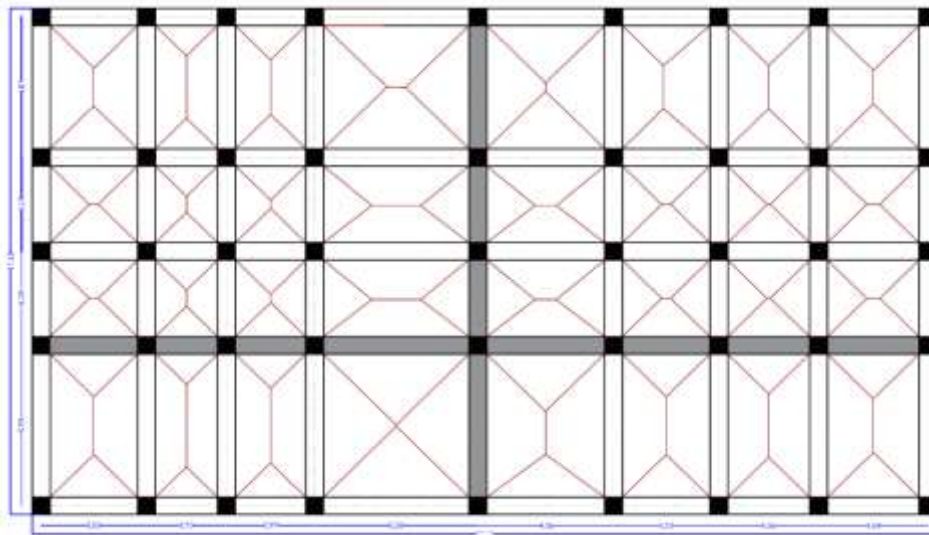


Figure 5.3 Schéma des lignes de ruptures

Pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

-P_m : charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réel.

-P_v : charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réel.

Charge trapézoïdale

$$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times l_{xd} \right] ; \text{ avec: } \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y} \text{ et } \rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y}$$

$$P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times l_{xd} \right]$$

Charge triangulaire

$$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

• **Calcul des sollicitations**

Moments aux appuis

$$M_d = \begin{cases} \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \dots \dots \dots \text{appui intermédiaire} \\ 0.15 \times M_0 \dots \dots \dots \text{appui de rive} \end{cases}$$

Avec: $l' = \begin{cases} l \dots \dots \dots \text{travée de rive} \\ 0.8 \times l \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$; et $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$.

Moment en travée

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

Avec : $M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$; $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$.

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

Sens X-X : on va calculer pour la nervure centrale la plus sollicité :

4.1. La nervure sens (xx)

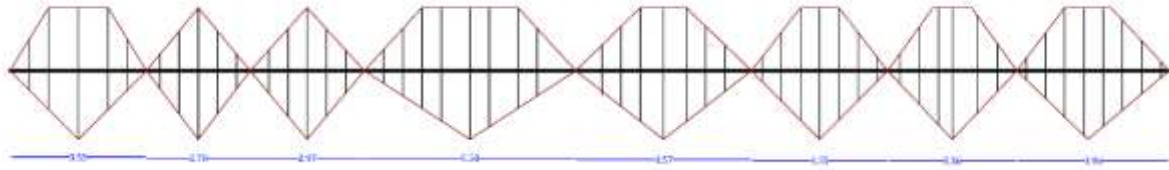


Figure 5.4. Schéma statique de la nervure dans le sens X-X

Les résultats des chargements sur la nervure sens (xx) sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau 5.4. Les chargements sur la nervure sens (xx)

chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF	Travée FG	Travée GH	Travée HI
Q_{mu}	371.015	266.3	300.53	538.2	466.03	372.215	349.61	372.125
Q_{ms}	270.42	194.1	219.05	392.28	340	271.525	254.815	271.24
Q_v	278.89	200	225.4	417	356.38	280.15	262.3	279.245

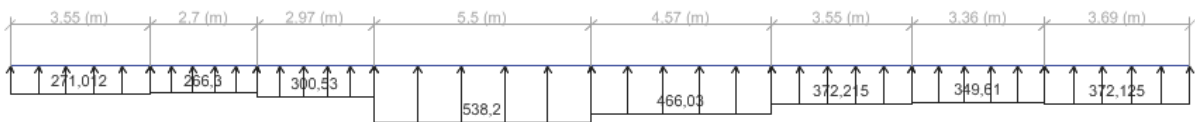


Figure 5.5. Chargement de la nervure sens (xx) à l'ELU

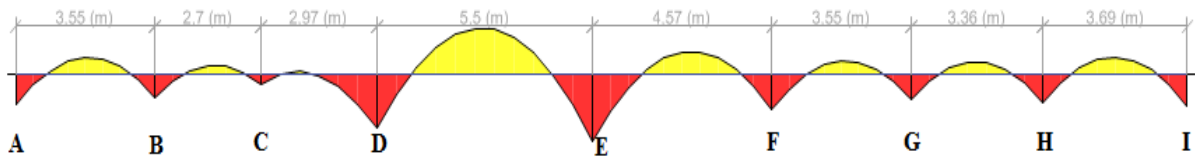


Figure 5.6. Diagrammes des moments fléchissant de la nervure sens (yy)

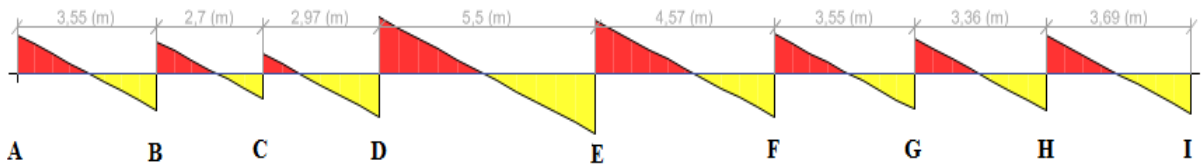


Figure 5.7. Diagrammes des efforts tranchant de la nervure sens (xx)

Les sollicitations dans la nervure sens (xx) sont résumées dans les deux tableaux suivants :

Tableau 5.5. Sollicitations de la nervure dans le sens X-X à l'ELU

Travée	lx(m)	Ma (KNm)		X (m)	Mt (KNm)
		Mg	Md		
A - B	3.55	0	-397.29	1.47	402.69
B - C	2.7	-397.29	-174.16	1.66	-30.23
C - D	2.97	-174.16	-865.98	0.71	-98.43
D - E	5.5	-865.98	-1002.1	2.7	1101.6
E - F	4.57	-1002.1	-566.86	2.49	441.88
F - G	3.55	-566.86	-325.96	1.96	146.13
G - H	3.36	-325.96	-470.12	1.56	97.96
H - I	3.69	-470.12	0	1.75	101.81

Tableau 5.6 Sollicitations de la nervure dans le sens X-X à l'ELS

Travée	l_x (m)	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
			M_g	M_d		
A - B	3.55		0	-289.58	1.47	293.52
B - C	2.7		-289.58	-126.94	1.66	-22.04
C - D	2.97		-126.94	-631.19	0.71	-71.74
D - E	5.5		-631.19	-730.63	2.7	802.81
E - F	4.57		-730.63	-413.55	2.49	322.6
F - G	3.55		-413.55	-237.69	1.96	106.64
G - H	3.36		-237.69	-342.67	1.56	71.33
H - I	3.69		-342.67	0	1.75	74.21

Ferraillage de la nervure

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$h = 1 \text{ m}$. $h_0 = 0,40 \text{ m}$. $b_0 = 0,60 \text{ m}$

$d = 0,95 \text{ m}$

$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y^{min}}{10}\right)$ Selon le l'Art 4.1.3 LE CBA93

$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{4,9}{2}; \frac{2,65}{10}\right) \rightarrow \frac{b-0,6}{2} \leq \min(2,45; 0,265)$

$\rightarrow b \leq 1,13 \text{ m} \rightarrow b = 1,10 \text{ m}$

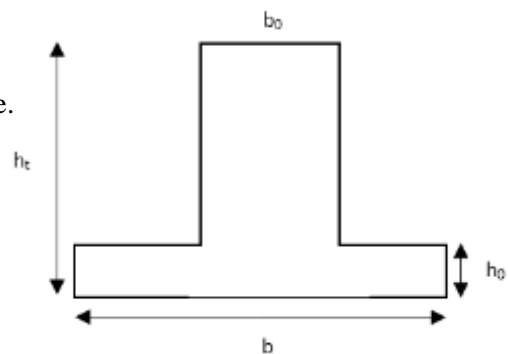


Figure 5.8. Schéma de la nervure

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans les tableaux suivants

Tableau 5.7. Sections de ferraillage aux niveaux de la travée

Travée	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
A - B	402.69	12.36	12.61	5HA20=15.71
B - C	-30.23	0.92	12.61	5HA20=15.71
C - D	-98.43	2.99	12.61	5HA20=15.71
D - E	1101.6	34.74	12.61	12HA20+4HA25chap=35.34
E - F	441.88	13.58	12.61	5HA20=15.71
F - G	146.13	4.44	12.61	5HA20=15.71
G - H	97.96	2.97	12.61	5HA20=15.71
H - I	101.81	3.09	12.61	5HA20=15.71

Tableau 5.8. Sections de ferraillage aux niveaux des appuis

Appuis	M_a (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
A	-60.4	1.83	12.61	5HA20=15.71
B	-397.29	12.19	12.61	5HA20=15.71
C	-174.16	5.3	12.61	5HA20=15.71
D	-865.98	27.05	12.61	5HA20+4HA20chap=28.27
E	-1002.1	31.47	12.61	5HA20+4HA25=35.34
F	-566.86	17.51	12.61	5HA20+1HA16chap=17.72
G	-325.96	9.98	12.61	5HA20=15.71
H	-470.12	14.47	12.61	5HA20=15.71
I	-15.27	0.46	12.61	5HA20=15.71

Armatures transversales Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :
 $\phi t \leq \min(\phi_{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}) \Rightarrow \phi t \leq \min(16 ; 28.57 ; 60) \text{ mm}$ – Soit $\phi t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres $\phi 10$) On adopte un espacement entre les armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérifications nécessaires

Vérification de l'effort tranchant à l'ELU on va vérifier pour l'effort le plus défavorable

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = \frac{1165.63}{b \times d} = 1.115 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ MPa}$$
 C'est

Vérifiée pour l'effort le plus défavorable donc y a pas de risque de cisaillement pour les autres efforts.

Vérification à l'ELS

Tableau 5.9. Vérification des contraintes aux niveaux des travées.

Travée	M (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	Y (m)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
A – B	293.52	15.71	18.45	1610961.28	3.31	15	210.04	201.64
B – C	-22.04	15.71	18.15	1610961.28	0.25	15	15.77	201.64
C – D	-71.74	15.71	18.15	1610961.28	0.81	15	51.34	201.64
D – E	802.81	35.34	25.79	3160970.26	6.55	15	263.66	201.64
E – F	322.6	15.71	18.15	1610961.28	3.63	15	230.85	201.64
F – G	106.64	15.71	18.15	1610961.28	1.2	15	76.31	201.64
G – H	71.33	15.71	18.15	1610961.28	0.8	15	51.04	201.64
H – I	74.21	15.71	18.15	1610961.28	0.84	15	53.1	201.64

Tableau 5.10. Vérification des contraintes au niveau des appuis

Appuis	M (KN.m)		Y (m)	I (m^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
B	-289.58	15.71	18.15	1610961.28	3.26	15	207.22	201.64
C	-126.94	15.71	18.15	1610961.28	1.43	15	90.84	201.64
D	-631.19	28.27	23.48	2643704.05	5.61	15	256.13	201.64
E	-730.63	35.34	25.82	3168151.93	3.95	15	239.31	201.64
F	-413.55	17.72	19.15	1786706.82	4.43	15	263.36	201.64
G	-237.69	15.71	18.15	1610961.28	2.68	15	170.09	201.64
H	-342.67	15.71	18.15	1610961.28	3.86	15	245.22	201.64

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées dans certains cas, donc on doit les recalculer à l'ELS. Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 5.11. Section d'armateur aux niveaux des travées à l'ELS

Travée	M_{ser} (KN.m)	$\beta(10^{-2})$	α	A_{cal} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	S_t (cm)
e						
A – B	293.52	0.1	0.207	16.46	5HA20+1HA14+17.25	
D – E	802.81	0.4	0.334	47.17	5HA20+7HA25=50.09	
E – F	322.6	0.2	0.220	18.17	6HA20=18.85	

Tableau 5.12.Section d'armateur aux niveaux des travées à l'ELS

Appuis	$M_{ser}(KN.m)$	$\beta(10^{-2})$	α	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$S_t(cm)$
B	-289.58	0.1	0.206	16.23	5HA20+1HA16=17.72	12.5
D	-631.19	0.3	0.3	36.6	5HA20+2T20chap+3HA25=36.72	12.5
E	-730.63	0.4	0.32	42.7	5ha20+1ha20+5t25= 43.39	12.5
F	-413.55	0.2	0.245	23.51	5HA20+4HA16=23.75	12.5
H	-342.67	0.2	0.223	19.33	5HA20+2HA16=19.73	12.5

Les schémas de ferrillages : sont représentés dans la figure dans la figure (5.12.)

4.2. La nervure sens (yy)

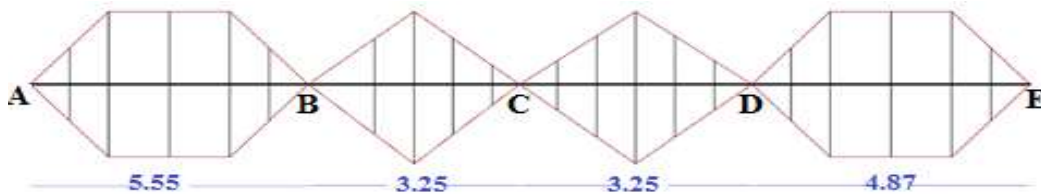


Figure 5.9.Schéma statique de la nervure dans le sens Y-Y

Les résultats des chargements sur la nervure sens (xx) sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau 5.13.Les chargements sur la nervure sens (xx)

Chargement	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E
Q_{mu}	610.8	336.0377	336.0377	539.45
Q_{ms}	445.2	244.93	244.93	393.19
Q_v	461.88	252.028	252.028	405.05

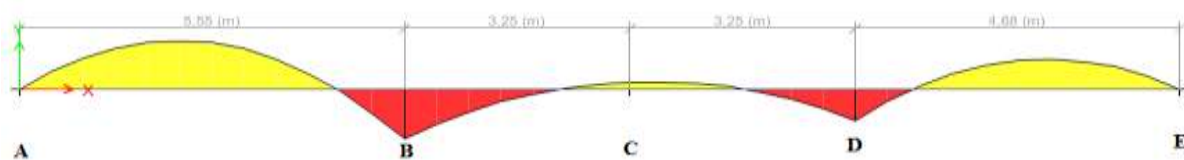


Figure 5.10.Diagrammes des moments fléchissant de la nervure sens (yy)

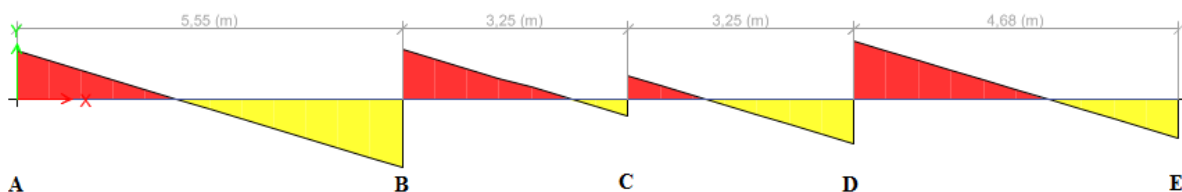


Figure 5.11.Diagrammes des efforts tranchants de la nervure sens (yy)

Les sollicitations dans la nervure sens (yy) sont résumées dans les deux tableaux suivants :

Tableau 5.14.Sollicitations de la nervure selon le sens Y-Y à l'ELU

Travée	$l_x(m)$	$M_a (KNm)$		X (m)	$M_t (KNm)$
		M_g	M_d		
A – B	5.55	0	-1592.56	2.31	1622.89
B – C	3.25	-1592.56	-267.25	2.84	-238.80
C – D	3.25	-267.25	-1074.31	1.11	-135.35
D – E	4.87	-1074.31	0	2.28	316.77

Tableau 5.15..Solllicitations de la nervure selon le sens Y-Y à l'ELS

Travée	l _x (m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
		M _g	M _d		
A – B	5.55	0	-1160.79	2.31	1182.89
B – C	3.25	-1160.79	-194.79	2.84	-174.06
C – D	3.25	-194.79	-601.13	1.11	-42.67
D – E	4.87	-601.13	0	2.28	162.98

Ferraillage de la nervure

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{4.95}{2}; \frac{2.1}{10}\right) \rightarrow \frac{b - 0.6}{2} \leq \min(2.475; 0.21) \rightarrow b \leq 1.02m \rightarrow b = 1m$$

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans les tableaux suivants

Tableau 5.16.Sections de ferraillage des nervures sens x-x

Travée	M _u (KNm)	A _{cat} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
A – B	1622.89	52.67	11.47	6HA20+7HA25=53.21
B – C	-238.80	7.27	11.47	6HA20=18.85
C – D	-135.35	4.12	11.47	6HA20=18.85
D – E	316.77	9.70	11.47	6HA20=18.85

Tableau 5.17.Sections de ferraillage des appuis sens y-y

Appuis	M _a (KNm)	A _{cat} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
A	-243.43	7.43	11.47	6HA20=18.85
B	-1592.56	51.61	11.47	6HA7HA25=53.21
C	-267.25	8.17	11.47	6HA20=18.85
D	-1074.31	33.89	11.47	6HA20+5HA25=43.39
E	-47.51	1.44	11.47	6HA20=18.85

Armatures transversales Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante : $\phi_t \leq \min(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16; 28.57; 60)\text{mm}$ – Soit $\phi_t = 10\text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3,14\text{ cm}^2$ (2 cadres ϕ_{10}) On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15\text{ cm}$.

Vérifications nécessaires

Vérification de l'effort tranchant à l'ELU on va vérifier pour l'effort le plus défavorable

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{ MPa} \rightarrow \tau_u = \frac{1497.59}{b \times d} = 1.576\text{ MPa} < \tau = 2,5\text{ MPa}$$
 C'est

Vérifiée pour l'effort le plus défavorable donc y a pas de risque de cisaillement pour les autres efforts.

Vérification à l'ELS**Tableau 5.18.Vérification des contraintes aux niveaux des travées.**

Travée	M (KN.m)	A _{adopté} (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (Mpa)
A – B	1182.89	53.21	30.58	4259913.50	8.82	15	263.36	201.64
B – C	-174.06	18.85	20.52	1856502.85	1.92	15	104.74	201.64
C – D	-42.67	18.85	20.52	1856502.85	0.47	15	25.68	201.64
D – E	162.98	18.85	20.52	1856502.85	1.80	15	98.07	201.64

Tableau 5.19. Vérification des contraintes au niveau des appuis

Appuis	M (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	
B	-1160.79	53.21	31.77	4259913.50	8.66	15	258.44	201.64
C	-194.79	18.85	20.52	1856502.85	2.15	15	117.22	201.64
D	-601.13	43.39	29.25	3647838.36	4.82	15	162.51	201.64

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées dans certains cas, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS. Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 5.20. Section d'armateur au niveau de la travée A-B à l'ELS

Travée	$M_{ser}(KN.m)$	$\beta(10^{-2})$	α	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$S_t(cm)$
A – B	1182.89	0.7	0.414	71.65	6HA20+11HA25=72.81	10

Tableau 5.21. Section d'armateur aux appuis à l'ELS

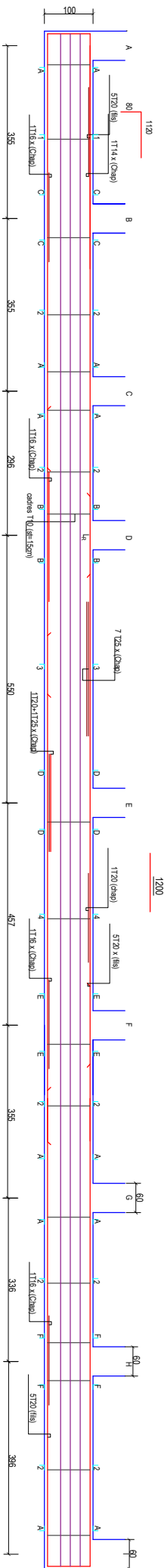
Appuis	$M_{ser}(KN.m)$	$\beta(10^{-2})$	α	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$S_t(cm)$
B	-1160.79	0.6	0.411	70.22	6HA20+11HA25=72.81	10

Remarque vu l'importance de la hauteur des nervures, il nécessite de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. D'après le **CBA 93 (Art A.7.3)** leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction $A_p = 0.2\%(b_0 \times h)$

$$A_p = 0.2\% \times 0.6 \times 1 = 12cm^2 \rightarrow \text{soit } A_p = 6HA16 = 12.06cm^2$$

Les schémas de ferrailages : sont représentés dans la figure dans la figure (5.12.)

COUPE LONGITUDINALE SENS X



COUPE LONGITUDINALE SENS Y

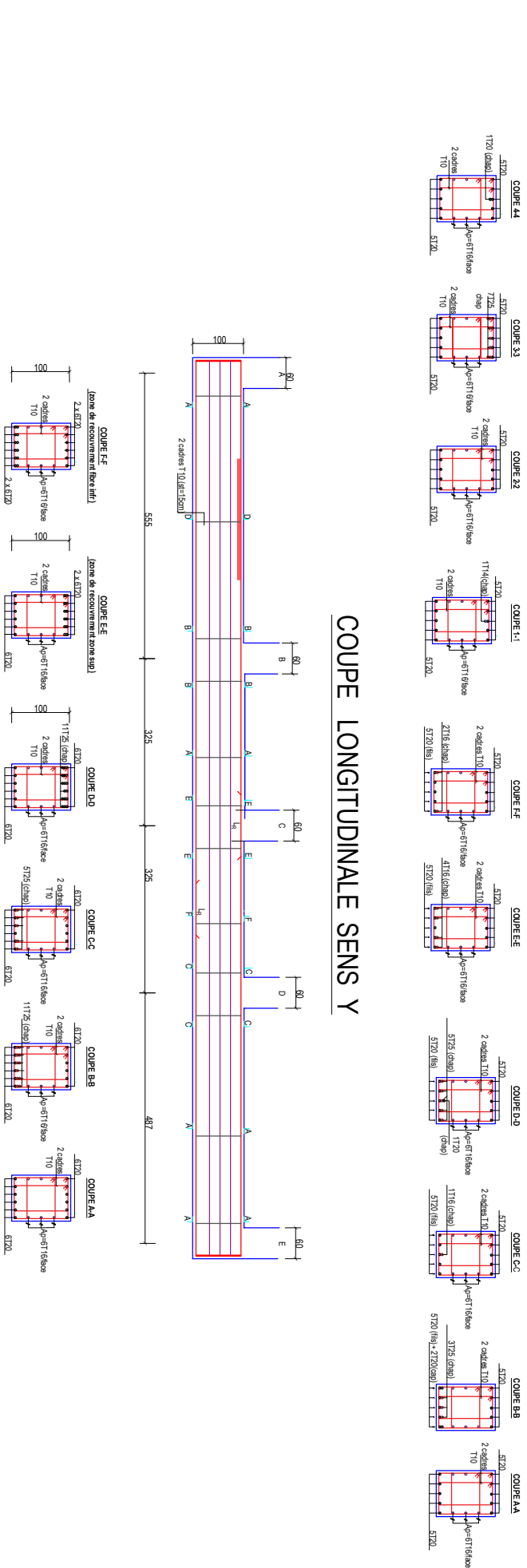


Figure 5.12. Schémas de ferrailage de la nervure sens X-Y

5. Etude du Voile périphérique

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Dimensionnement des voiles

La hauteur $h=3.68$

La longueur $L=4.95\text{m}$

L'épaisseur $e=20\text{cm}$

Caractéristiques du sol

Dans notre cas on a utilisé la TVO comme remblais derrière le mur de caractéristiques suivantes

Le poids spécifique $\gamma_h=19 \text{ KN/m}^2$

L'angle de frottement $\varphi=32^\circ$

La cohésion $C = 0 \text{ bar}$

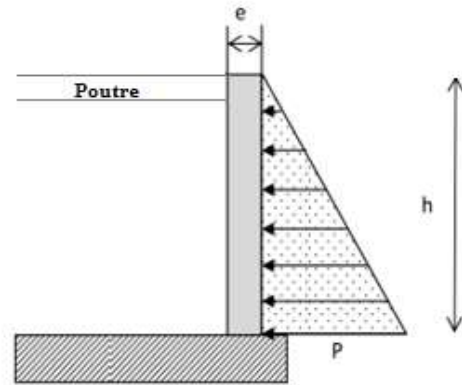


Figure 5.13. Poussée des terres sur les voiles périphériques

Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 3.68 \times 19 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{32}{2} \right) = 21.48 \text{ KN/m}^2$$

Surcharges accidentelle $q = 10 \text{ KN/m}^2$ donc $Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 3.07 \text{ KN/m}^2$

5.1. Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A) Calcul à l'ELU

Calcul des contraintes

$$\sigma_{max} = 1.35 \times 21.48 + 1.5 \times 3.07 = 33.60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1.5 \times 3.07 = 4.61 \text{ KN/m}^2$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal donc $\sigma_{ref} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 26.35 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = \sigma_{ref} \times 1\text{ml} = 26.35 \text{ KN/m}.$$

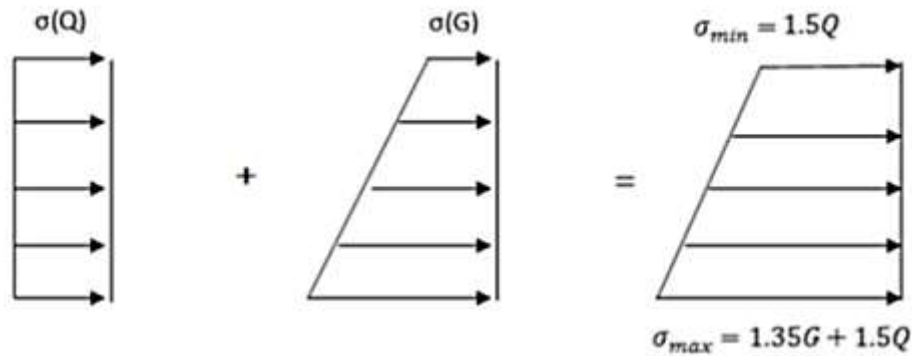


Figure 5.14. Répartition des contraintes sur le mur

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$L_x = 3.68 \text{ m}$; $L_y = 4.95 \text{ m}$; $e = 0.2 \text{ m}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.68}{4.95} = 0.74 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0633 \\ \mu_y = 0.4938 \end{cases} \text{ (ANNEX 1)}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 0.0633 \times 3.68^2 \times 26.35 = 22.59 \text{ KN.m} ; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 11.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 19.20 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 9.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis } M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -11.30 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{min} = 0.1\% \times b \times h = 2 \text{ cm}^2$

Tableau 5.22. Sections de ferrailage de voile périphérique

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Nbar
Travée	x-x	19.20	0.046	0.058	0.146	3.28	2	4.52	4HA12
	y-y	9.48	0.022	0.027	0.148	1.60	2	3.14	4HA10
Appui		-11.30	0.027	0.034	0.148	1.90	2	3.14	4HA10

• Espacements

Sens x-x $S_t = \min(2e; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$

Sens y-y $S_t = \min(3e; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$

• Condition de non-fragilité

$$F_{e400} \rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; e \geq 12\text{cm} ; A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2$$

$$A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.74)}{2} \times 100 \times 20 = 1.81\text{cm}^2$$

• Calcul de l'effort tranchant

$$V_x = \frac{q_u}{2} l_x \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{26.35}{2} \times 3.68 \times \frac{4.95^4}{3.68^4 + 4.95^4} = 37.14 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u}{2} l_y \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{26.35}{2} \times 4.95 \times \frac{3.68^4}{3.68^4 + 4.95^4} = 15.26 \text{ KN}$$

• Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.52 \text{ MPa}$

$$\tau = \frac{37.14 \times 10^{-3}}{0.15} = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1.52 \text{ MPa} \quad \text{donc c'est vérifiée}$$

B) Calcul à L'ELS

$$\sigma_{min} = Q = 3.07 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{m\Box x} = G + Q = 24.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 24.55 + 3.07}{4} = 19.18 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad q_s = \sigma_{ref} \times 1ml = 19.18 \text{ KN/ml.}$$

$$\rho = 0.74 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0696 \\ \mu_y = 0.6315 \end{cases} \text{ (ANNEX A)}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_X^2 \times q_s = 0.0696 \times 3.68^2 \times 19.18 = 18.08 \text{ KNm} \quad ; \quad \Box_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 11.41 \text{ KNm}$$

$$\text{Moment en travées} \quad \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 14.63 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 9.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \quad M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -9.04 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de l'état limite de compression du béton**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min (2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa}$$

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

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

Tableau 5.23 Vérification des contraintes

	Sen	M_{ser}	Y	I	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Obs
	s	(KN.m)	(cm)	(m ⁴)	(MPa)	(MPa)		(MPa)	(MPa)	
Travée	x-x	14.63	3.88	10330.8	5.5	15	Vérifié	236.13	201.63	N.Vérifié
	y-y	9.7	3.32	7645.31	4.21	15	Vérifié	222.32	201.63	N.Vérifié
Appui		9.04	3.32	7645.31	3.92	15	Vérifié	207.19	201.63	N.Vérifié

On doit calculer les armatures à l'ELS car les contraintes de traction ne sont pas vérifiées

Tableau 5.24. Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation	M_{ser} (KN.m)	$\beta(10^{-2})$	α	$A_{cat}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	x.x	21.26	0.3	0.305	5.38	5HA12= 5.65
	y.y	13.42	0.2	0.205	3.5	4HA12=4.52
Appuis	-12.5	0.2	0.242	3.25	4HA12=4.52	25

5.2. Schémas de ferrailage

DETAIL Voile périphérique
ep=20cm :

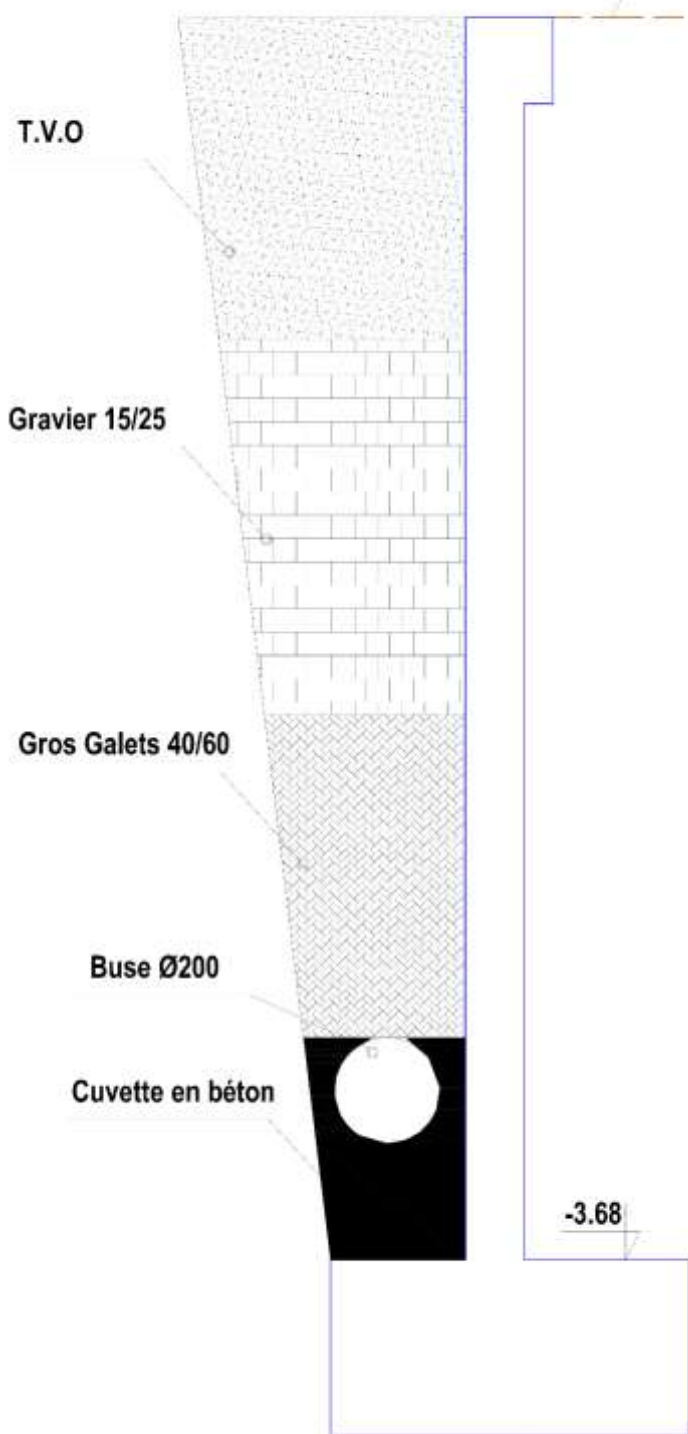


Figure 5.16. Détail de drainage.

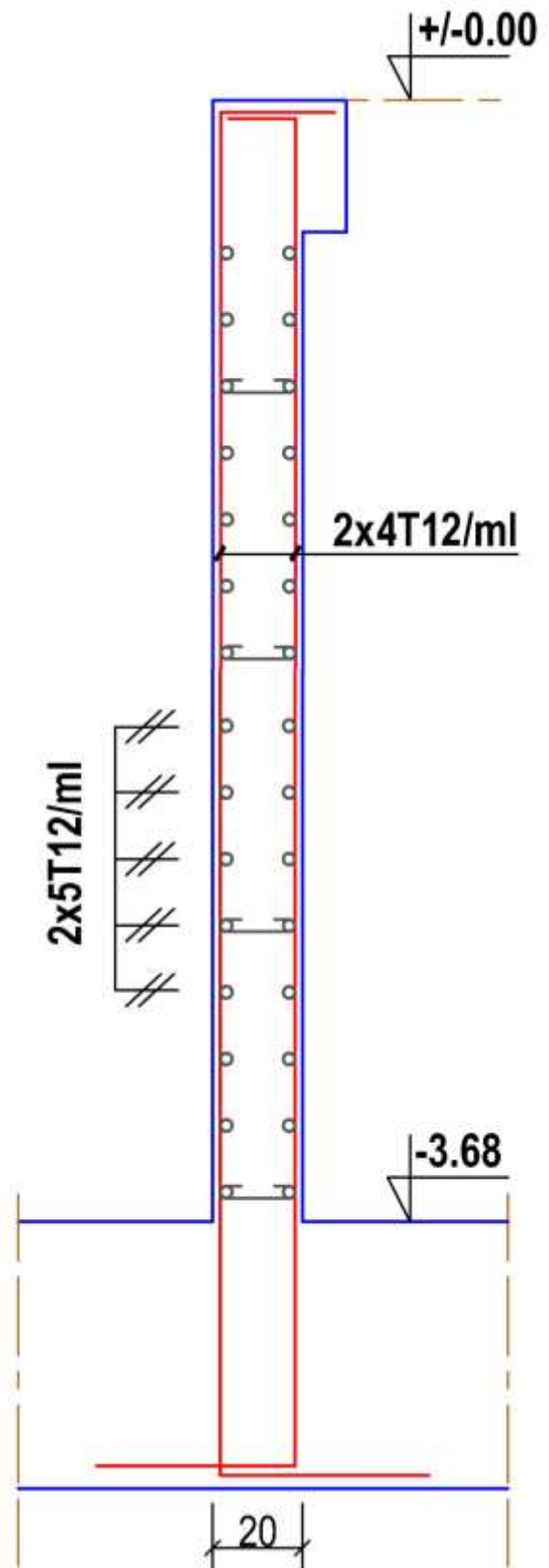


Figure 5.15. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire et les approfondir d'avantage concernant le domaine du bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. A l'issue de ce travail, on a pu tirer les conclusions suivantes :

La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent une contrainte difficile à surmonter pour l'ingénieur, car elle influence directement le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, tels que les séismes. La modélisation de la structure a été réalisée par la méthode des éléments finis en 3D, en utilisant un logiciel de calcul professionnel, à savoir l'ETABS 2016V 2.0, qui nous a permis de calculer les efforts internes des éléments porteurs du bâtiment avec un gain de temps considérable. En outre, à l'aide du logiciel, on a pu simuler le comportement de la structure à chaque nouvelle disposition des voiles, afin de choisir la meilleure.

En effet, après plusieurs simulations, on a opté pour une disposition de voiles de contreventement, qui nous a permis de satisfaire toutes les justifications exigées par le RPA ; Il est à noter, qu'on a rencontré un problème de vérification de l'interaction verticale, vis-à-vis des charges gravitaires au niveau de la base du bâtiment. Ce problème est dû principalement à la présence des voiles périphériques. Ces éléments reprennent un effort sismique important, vu leurs grandes rigidités.

Le décalage de niveaux à la base de RDC provoque une zone dangereuse au niveau des poteaux vis-à-vis du cisaillement (présence d'un poteau court).

Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales, les derniers niveaux ne sont pas vérifiés, selon le RPA les deux derniers ne nécessitent pas une vérification.

Le radier général permet d'avoir une distribution uniforme des charges qui lui sont appliquées par la superstructure, en évitant des tassements différentiels au-dessous du bâtiment.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix des sections du béton et d'acier pour les différents éléments de l'ouvrage, tout en respectant la réglementation en vigueur ; Cela est possible avec une bonne conception parasismique, qui fait travailler tous les éléments selon leurs capacités. Une bonne optimisation demeure toujours l'œuvre du bon ingénieur.

Bibliographie

- *Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.*
- *Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91 modifiées 99), Edition Eyrolles Troisième 2000*
- *Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93), Edition CGS, Décembre 1993.*
- *Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2), Edition CGS, Octobre1988.*
- *Livre de CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME BELAZOUGUIM, tome 2
Edition*
- *Mémoires de fin d'étude :*
 - Réalisé par BIR Ryma et IKEN Ouarda : thème (étude d'un bâtiment R+5+3 Entre sol), encadrer par : M^r N.BELHAMDI . L'année 2016/2017*
 - Réalisé ZOUBAI Abd Elhak Djallal et GHELLAF Bilal : thème (étude d'un bâtiment en R+5+2+Entre sol+duplex), encadrer par : Mr.O.SADAoui .L'année 2017/2018*

Annexes

Annexe A

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	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	1.0000

Annexe B

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

		u/Lx	v/Ly									
Valeur de M ₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	<u>0.065</u>	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M ₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	<u>0.052</u>	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe C

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe D

les caractéristiques des différents types d'ascenseurs

Charge	630 kg				800 kg				1000kg (wide)				1000 kg (deep)				1600 kg			
Vitesse (m/s)	1,6				1,0		1,6		1,0		1,6		1,6				1,0		1,6	
Course max. (m)	33		60		33		60		33		60		33		60		33		60	
Nombre de passagers	8				10				13				13				21			
Accès opposé	non	oui	non	oui	non	oui	non	oui	non	oui	non	oui	non	oui	non	oui	non	oui	non	oui
Nombre de niveaux max.	12		20		12		20		12		20		12		20		12		20	
Largeur cabine (LC)	1100				1350				1600				1100				1950			
Profondeur cabine (PC)	1400				1400				1400				2100				1750			
Hauteur cabine (HC)	2100 / 2200 / 2300				2100 / 2200 / 2300				2100 / 2200 / 2300				2100 / 2200 / 2300				2100 / 2200 / 2300			
Portes cabine et palières	Portes télescopiques à 2 vantaux (M2T)				Portes à ouverture centrale à 2 vantaux (M2Z)				Portes à ouverture centrale à 2 vantaux (M2Z)				Portes télescopiques à 2 vantaux (M2T)				Portes à ouverture centrale à 2 vantaux (M2Z)			
Largeur des portes (LP)	800 / 900				800 / 900				1100				800 / 900				1100 / 1300			
Hauteur des portes (HP)	2000 / 2100				2000 / 2100				2000 / 2100				2000 / 2100				2000 / 2100			
Largeur de gaine (LG) (LP 800)	1600 / 1700 ²				1850 / 1950 ²				-				1600 / 1700 ²				-			
Largeur de gaine (LG) (LP 900)	1600 / 1700 ²				2000				-				1600 / 1700 ²				-			
Largeur de gaine (LG) (LP 1000)	-				-				-				1800				-			
Largeur de gaine (LG) (LP 1100)	-				-				2400				-				2850			
Largeur de gaine (LG) (LP 1300)	-				-				-				-				2850			
Profondeur de gaine - Portes ECD / S11 en gaine	1785	2010	1785	2010	1745	1930	1745	1930	1745	1930	1745	1930	2485	2710	2485	2710	2095	2280	2095	2280
Profondeur de gaine - Portes ECD / S11 en niche	1715	1870	1750	1870	1675	1790	1675	1790	1675	1790	1675	1790	2415	2570	2415	2570	2025	2140	2025	2140
Profondeur de gaine - Portes ECD / S11 sur palier	1685	1810	1685	1810	1645	1730	1645	1730	1645	1730	1645	1730	2385	2510	2385	2510	1995	2080	1995	2080
Profondeur de gaine - Portes S8A / D11 en gaine	1790	2020	1790	2020	1710	1860	1710	1860	1710	1860	1710	1860	2490	2720	2490	2720	2060	2210	2060	2210
Profondeur de gaine - Portes S8A / D11 en niche	1735	1910	1735	1910	1695	1830	1695	1830	1695	1830	1695	1830	2435	2610	2435	2610	2045	2180	2045	2180
Hauteur de sous dalle conventionnel	[CH + 1400]				[CH + 1200]		[CH + 1400]		[CH + 1200]		[CH + 1500]		[CH + 1500]				[CH + 1400]		[CH + 1600]	
Profondeur fond de cuvette bâtiments neufs	1400				1100		1400		1100		1400		1400				1400		1500	
Entre-niveau min. [passage libre + 300]	2300				2300				2300				2300				2300			
Motorisation	Moteur gearless avec variation de fréquence																			
Nombre de démarrages / heure	180 s/h				180 s/h				180 s/h				180 s/h				180 s/h			
Puissance moteur (kVA) ¹	7,2		7,0		5,9		8,6 ³ / 9,0		7,4		12,15 ⁴ / 11,72		12,41		12,0		11,95		19,1	
Intensité nominale (A) ¹	10,4		10,0		8,5		12,3 ³ / 13,0		10,6		17,9 ⁴ / 16,9		17,9		17,3		17,9		27,6	
Intensité démarrage (A) ¹	17,0		16,3		12,7		20,0 ³ / 21,3		15,5		25,8 ⁴ / 25,2		26,1		25,6		22,5		39,5	
Précision d'arrêt	+ / - 5mm				+ / - 5mm				+ / - 5mm				+ / - 5mm				+ / - 5mm			

¹ Avec 400 Volt / 50 Hz. ² Dans le cas de contrepoids parachuté. ³ Si 1,6 m/s et 33 m de course. ⁴ Si 1,6 m/s et 25 m de course avec chaînes de compensation.

Spécifications techniques synergy NC 91 A 50

Plans

Projet:

Réalisation de 74 logements Promotionnels

avec Commerces & services & Crèche En R+11+E/SOL

à Tamridjt Ourahmoune-village: Taghzouith-commune: BEJAIA-

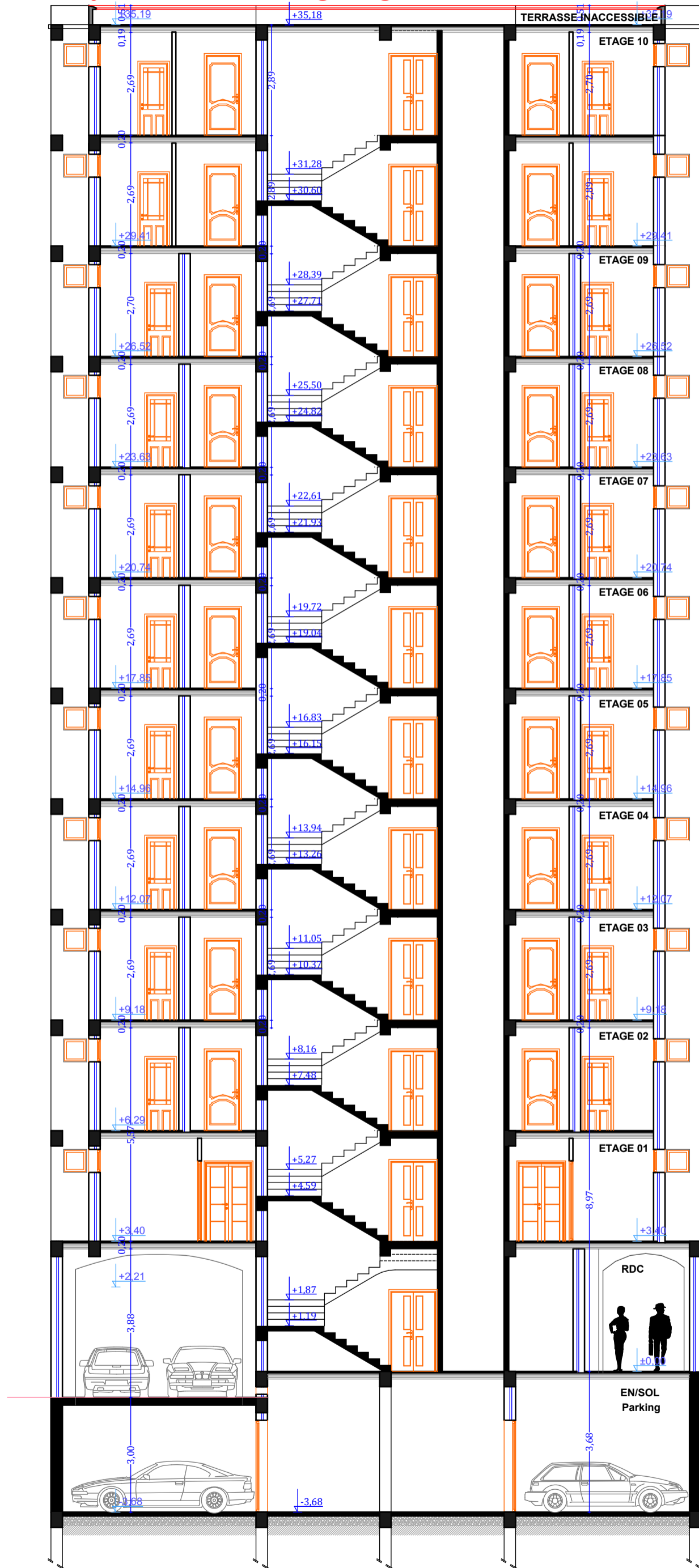
Lieu Dit: Tamridjt Ourahmoune

Demandeur: SARL DJENADI IMMO

Représenté Par Son Gérant : Mr DJENADI Khaled



Bloc A



Coupe AA -Bloc A-
Ech:1/100

Projet:

Réalisation de 74 logements Promotionnels

avec Commerces & services & Crèche En R+11+E/SOL

à Tamridjt Ourahmoune-village: Taghzouith-commune: BEJAIA-

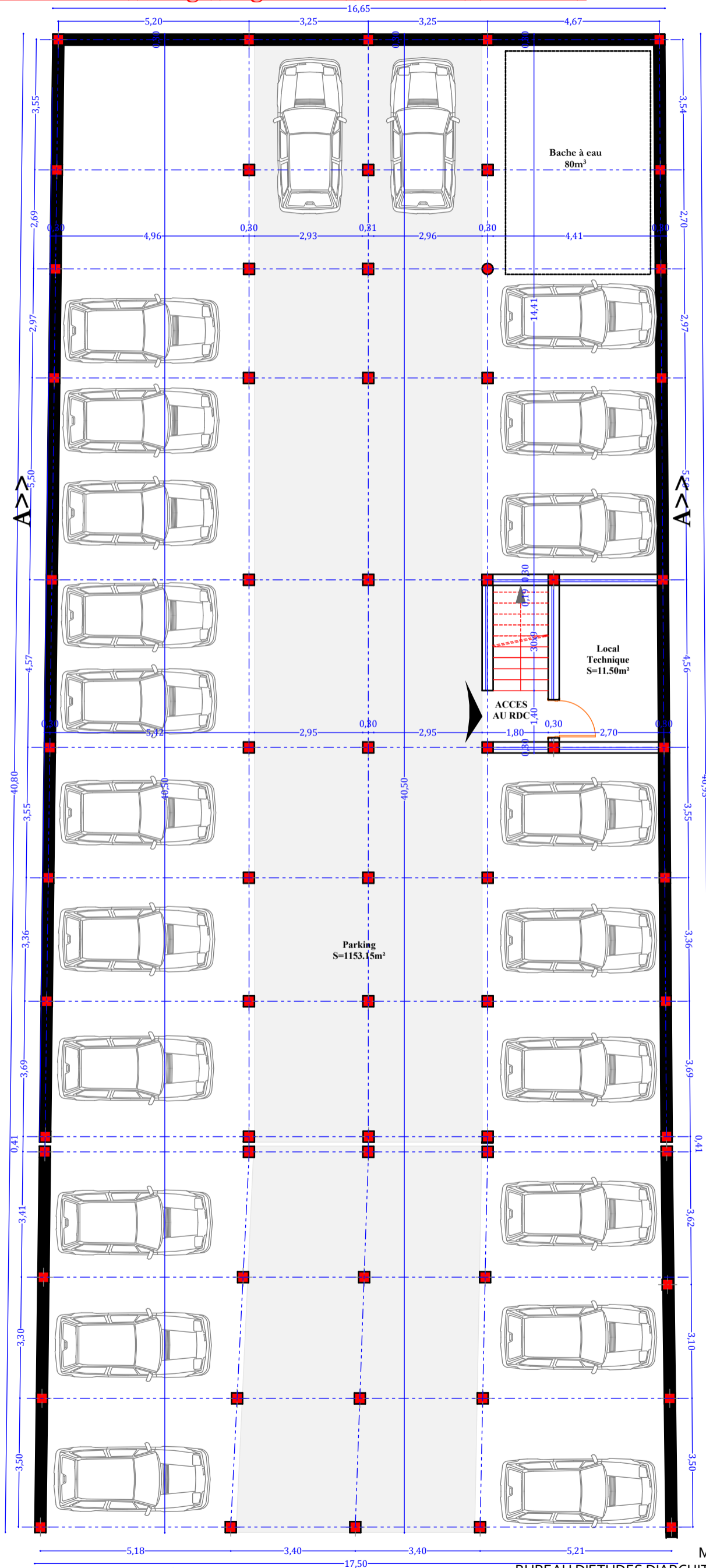
Lieu Dit: Tamridjt Ourahmoune

Demandeur: SARL DJENADI IMMO

Représenté Par Son Gérant : Mr DJENADI Khaled



Bloc A



Bloc A

Vue En Plan E/Sol Ech:1/100

MAITRE DE L'ŒUVRE

BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE & D'URBANISME HAFFAF ABDELGHANI

Siège Social: Résidence Haffaf-Taghzouyith -Bejaia - Bp 80.Kms Haffaf -Taghzouyith -Bejaia

Tel/Fax: +213 (0)34.81.31.33 Mobile: 0555 589 000

Projet:

Réalisation de 74 logements Promotionnels

avec Commerces & services & Crèche En R+11+E/SOL

à Tamridjt Ourahmoune-village: Taghzouith-commune: BEJAIA-

Lieu Dit: Tamridjt Ourahmoune

Demandeur: SARL DJENADI IMMO

Représenté Par Son Gérant : Mr DJENADI Khaled



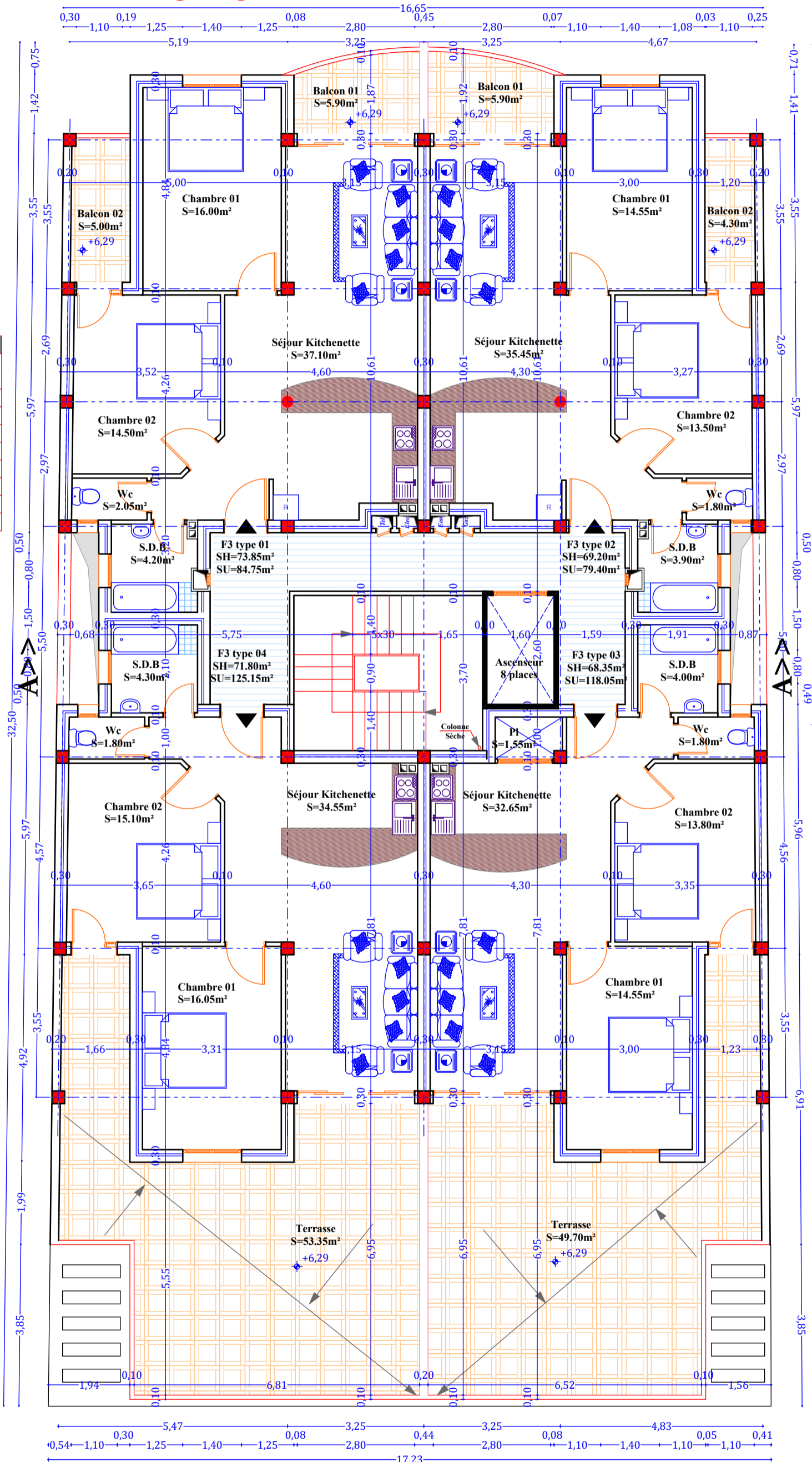
Bloc A

Logement	F3 type 01
Séjour Kitchenette	S=37.10m ²
Chambre 01	S=16.00m ²
Chambre 02	S=14.50m ²
S.D.B	S=4.20m ²
Wc	S=2.05m ²
Balcon 01	S=5.70m ²
Balcon 02	S=5.00m ²
SH	S=73.85m ²
SU	S=84.75m ²

Logement	F3 type 02
Séjour Kitchenette	S=35.45m ²
Chambre 01	S=14.55m ²
Chambre 02	S=13.50m ²
S.D.B	S=3.90m ²
Wc	S=1.80m ²
Balcon 01	S=5.90m ²
Balcon 02	S=4.30m ²
SH	S=69.20m ²
SU	S=79.40m ²

Logement	F3 type 04
Séjour Kitchenette	S=34.55m ²
Chambre 01	S=16.05m ²
Chambre 02	S=15.10m ²
S.D.B	S=4.30m ²
WC	S=1.80m ²
Terrasse	S=53.35m ²
SH	S=71.80m ²
SU	S=125.15m ²

Logement	F3 type 03
Séjour Kitchenette	S=33.95m ²
Chambre 01	S=14.55m ²
Chambre 02	S=13.80m ²
S.D.B	S=4.00m ²
WC	S=1.80m ²
Pl	S=1.55m ²
Terrasse	S=49.70m ²
SH	S=68.35m ²
SU	S=118.05m ²



Bloc A

Vue En Plan 1er Etage Ech:1/100

Projet:

Réalisation de 74 logements Promotionnels

avec Commerces & services & Crèche En R+11+E/SOL

à Tamridjt Ourahmoune-village: Taghzouith-commune: BEJAIA-

Lieu Dit: Tamridjt Ourahmoune

Demandeur: SARL DJENADI IMMO

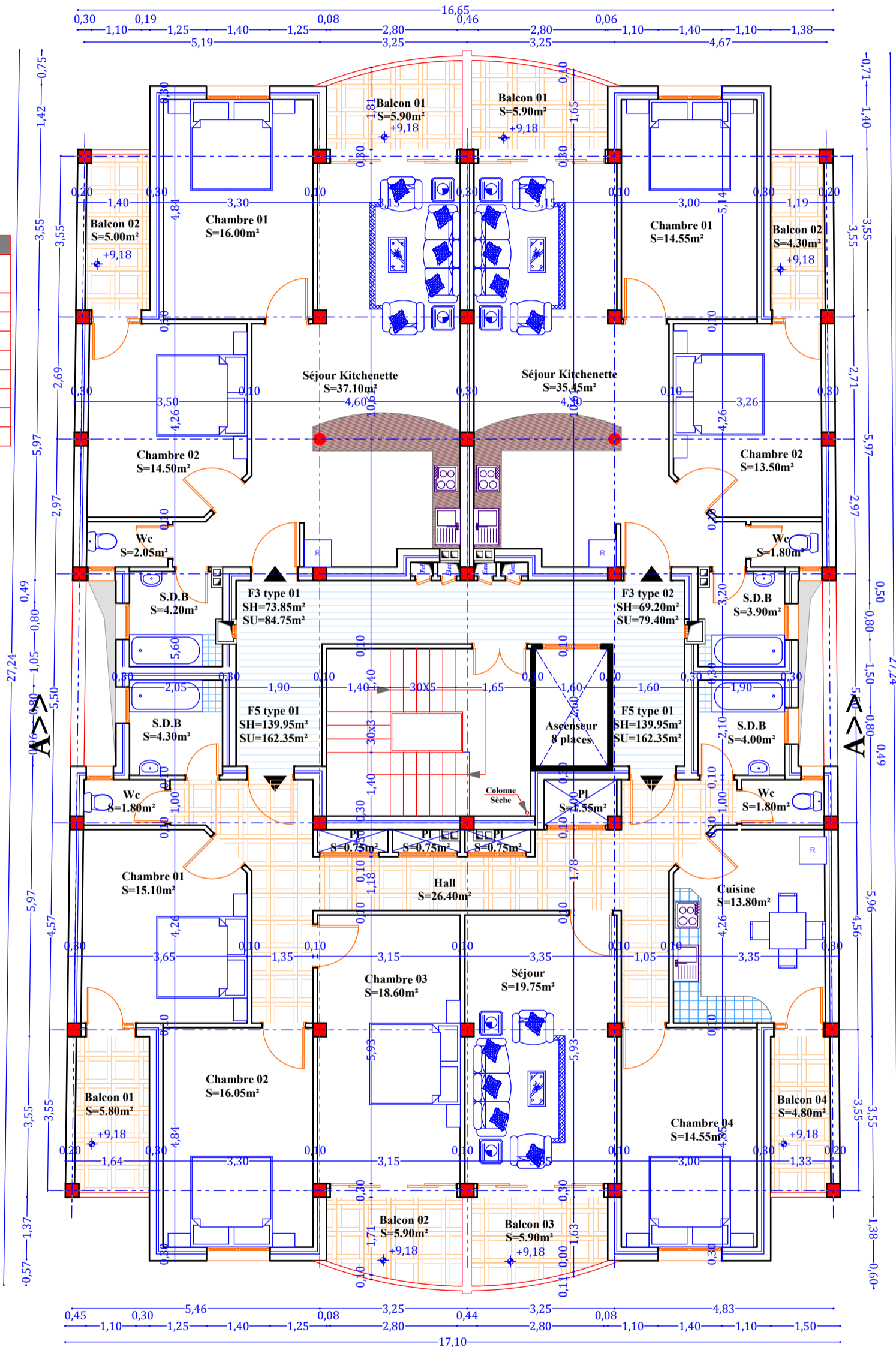
Représenté Par Son Gérant : Mr DJENADI Khaled



Bloc A

Logement	F3 type 01
Séjour Kitchenette	S=37.10m ²
Chambre 01	S=16.00m ²
Chambre 02	S=14.50m ²
S.D.B	S=4.20m ²
Wc	S=2.05m ²
Balcon 01	S=5.70m ²
Balcon 02	S=5.00m ²
SH	S=73.85m ²
SU	S=84.75m ²

Logement	F3 type 02
Séjour Kitchenette	S=35.45m ²
Chambre 01	S=14.55m ²
Chambre 02	S=13.50m ²
S.D.B	S=3.90m ²
Wc	S=1.80m ²
Balcon 01	S=5.90m ²
Balcon 02	S=4.30m ²
SH	S=69.20m ²
SU	S=79.40m ²



Logement	F5 type 01
Séjour	S=19.75m ²
Cuisine	S=13.80m ²
Chambre 01	S=15.10m ²
Chambre 02	S=16.05m ²
Chambre 03	S=18.60m ²
Chambre 04	S=14.55m ²
S.D.B	S=4.30m ²
WC	S=1.80m ²
S.D.B	S=4.00m ²
WC	S=1.80m ²
PI	S=1.55m ²
PI	S=0.75m ²
PI	S=0.75m ²
PI	S=0.75m ²
Hall	S=26.40m ²
Balcon 01	S=5.80m ²
Balcon 02	S=5.90m ²
Balcon 03	S=5.90m ²
Balcon 04	S=4.80m ²
SH	S=139.95m ²
SU	S=162.35m ²

Bloc A

Vue En Plan 2ème Etage Ech:1/100

MAITRE DE L'ŒUVRE

BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE & D'URBANISME HAFFAF ABDELGHANI

Siège Social: Résidence Haffaf-Taghzouyith -Bejaia - Bp 80.Kms Haffaf -Taghzouyith -Bejaia

Tel/Fax: +213 (0)34.81.31.33 Mobile: 0555 589 000

Projet:

Réalisation de 74 logements Promotionnels

avec Commerces & services & Crèche En R+11+E/SOL

à Tamridjt Ourahmoune-village: Taghzouith-commune: BEJAIA-

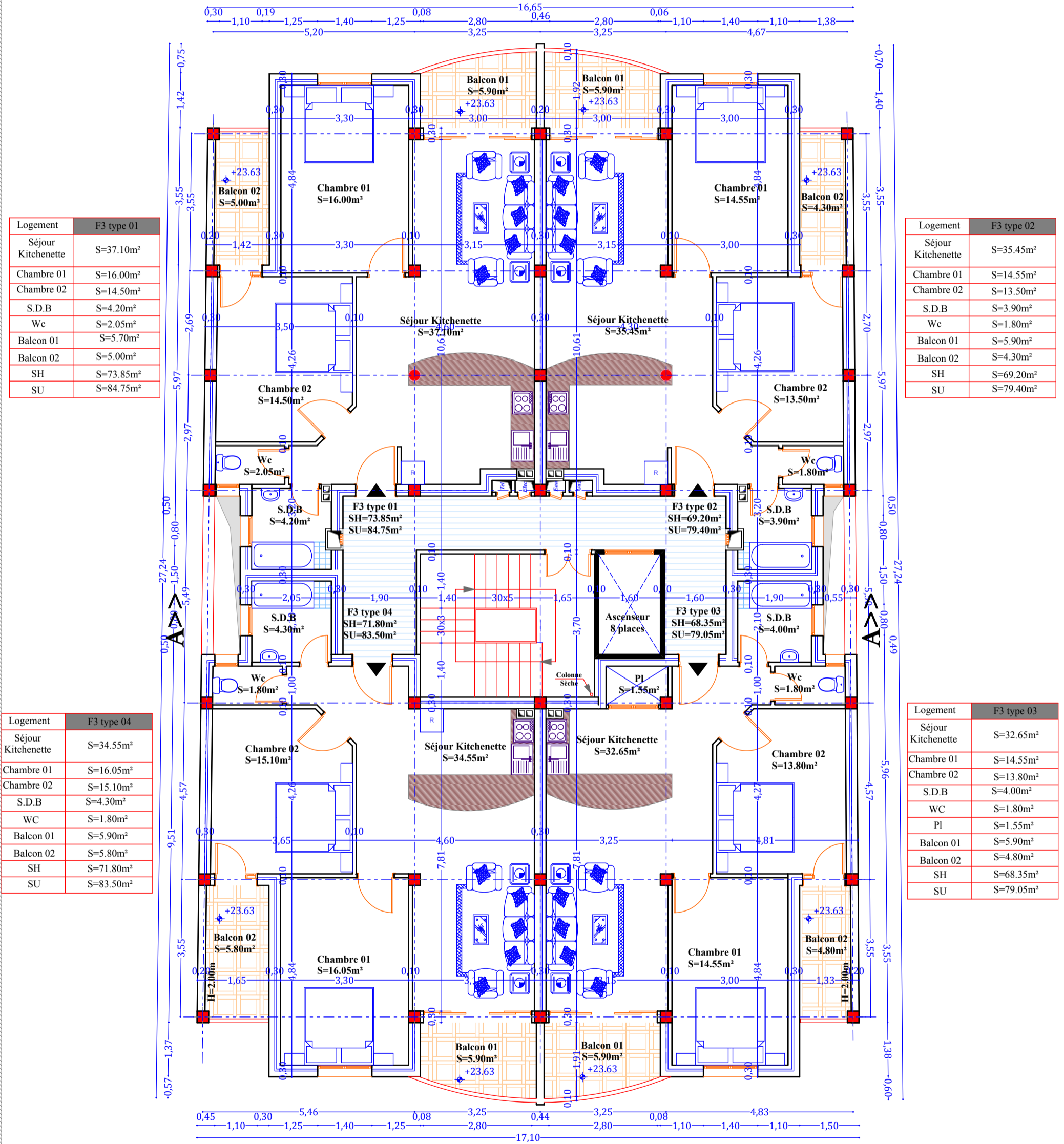
Lieu Dit: Tamridjt Ourahmoune

Demandeur: SARL DJENADI IMMO

Représenté Par Son Gérant : Mr DJENADI Khaled



Bloc A



Logement	F3 type 01
Séjour Kitchenette	S=37.10m ²
Chambre 01	S=16.00m ²
Chambre 02	S=14.50m ²
S.D.B	S=4.20m ²
Wc	S=2.05m ²
Balcon 01	S=5.70m ²
Balcon 02	S=5.00m ²
SH	S=73.85m ²
SU	S=84.75m ²

Logement	F3 type 02
Séjour Kitchenette	S=35.45m ²
Chambre 01	S=14.55m ²
Chambre 02	S=13.50m ²
S.D.B	S=3.90m ²
Wc	S=1.80m ²
Balcon 01	S=5.90m ²
Balcon 02	S=4.30m ²
SH	S=69.20m ²
SU	S=79.40m ²

Logement	F3 type 04
Séjour Kitchenette	S=34.55m ²
Chambre 01	S=16.05m ²
Chambre 02	S=15.10m ²
S.D.B	S=4.30m ²
WC	S=1.80m ²
Balcon 01	S=5.90m ²
Balcon 02	S=5.80m ²
SH	S=71.80m ²
SU	S=83.50m ²

Logement	F3 type 03
Séjour Kitchenette	S=32.65m ²
Chambre 01	S=14.55m ²
Chambre 02	S=13.80m ²
S.D.B	S=4.00m ²
WC	S=1.80m ²
Pl	S=1.55m ²
Balcon 01	S=5.90m ²
Balcon 02	S=4.80m ²
SH	S=68.35m ²
SU	S=79.05m ²

Bloc A

Vue En Plan 3,4,5,6,7ème Etages Ech:1/100

MAITRE DE L'ŒUVRE

BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE & D'URBANISME HAFFAF ABDELGHANI

Siège Social: Résidence Haffaf-Taghzouyith -Bejaia - Bp 80.Kms Haffaf -Taghzouyith -Bejaia

Tel/Fax: +213 (0)34.81.31.33 Mobile: 0555 589 000

Projet:

Réalisation de 74 logements Promotionnels

avec Commerces & services & Crèche En R+11+E/SOL

à Tamridjt Ourahmoune-village: Taghzouith-commune: BEJAIA-

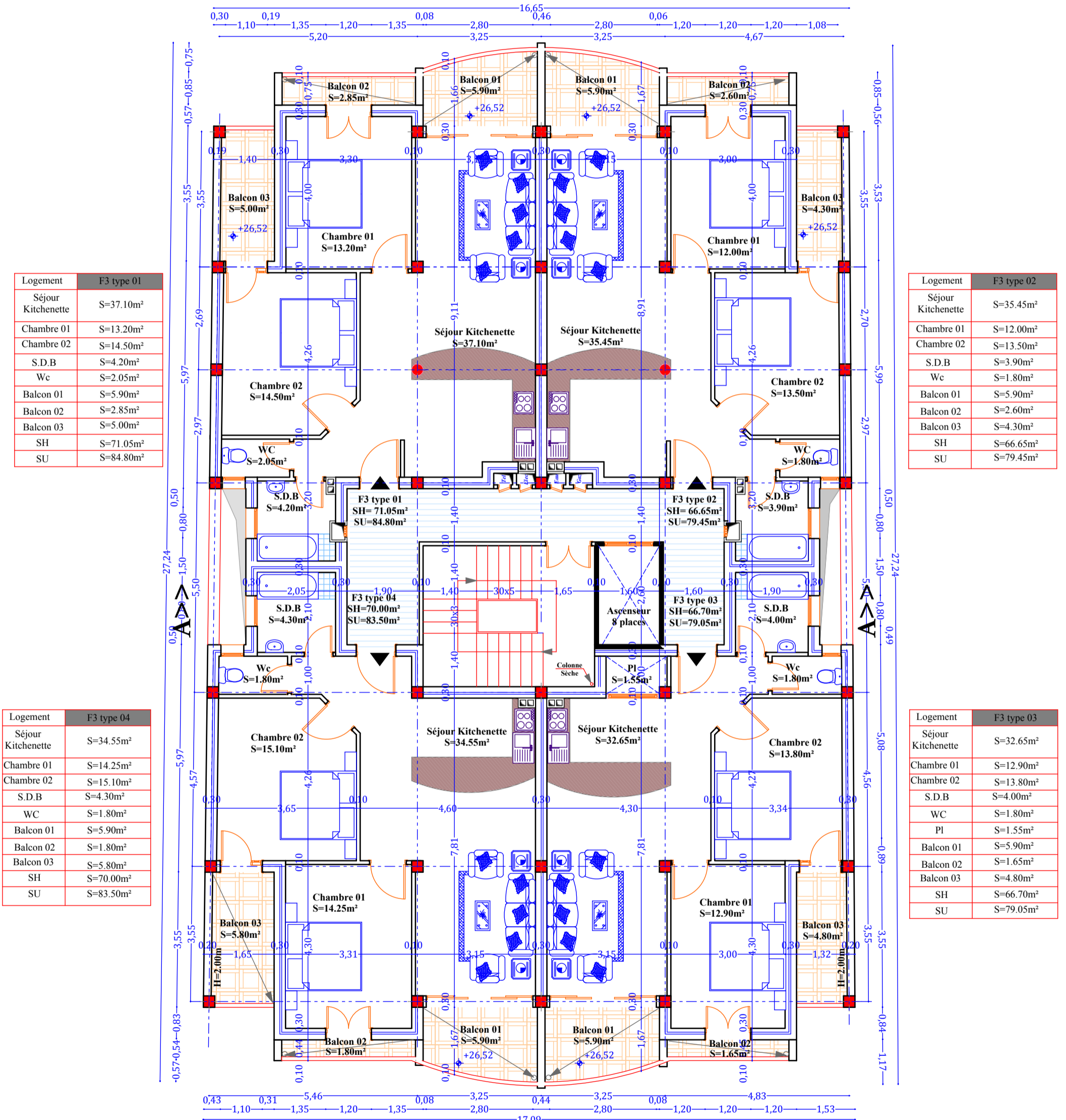
Lieu Dit: Tamridjt Ourahmoune

Demandeur: SARL DJENADI IMMO

Représenté Par Son Gérant : Mr DJENADI Khaled



Bloc A



Logement	F3 type 01
Séjour Kitchenette	S=37.10m ²
Chambre 01	S=13.20m ²
Chambre 02	S=14.50m ²
S.D.B	S=4.20m ²
Wc	S=2.05m ²
Balcon 01	S=5.90m ²
Balcon 02	S=2.85m ²
Balcon 03	S=5.00m ²
SH	S=71.05m ²
SU	S=84.80m ²

Logement	F3 type 02
Séjour Kitchenette	S=35.45m ²
Chambre 01	S=12.00m ²
Chambre 02	S=13.50m ²
S.D.B	S=3.90m ²
Wc	S=1.80m ²
Balcon 01	S=5.90m ²
Balcon 02	S=2.60m ²
Balcon 03	S=4.30m ²
SH	S=66.65m ²
SU	S=79.45m ²

Logement	F3 type 04
Séjour Kitchenette	S=34.55m ²
Chambre 01	S=14.25m ²
Chambre 02	S=15.10m ²
S.D.B	S=4.30m ²
WC	S=1.80m ²
Balcon 01	S=5.90m ²
Balcon 02	S=1.80m ²
Balcon 03	S=5.80m ²
SH	S=70.00m ²
SU	S=83.50m ²

Logement	F3 type 03
Séjour Kitchenette	S=32.65m ²
Chambre 01	S=12.90m ²
Chambre 02	S=13.80m ²
S.D.B	S=4.00m ²
WC	S=1.80m ²
Pl	S=1.55m ²
Balcon 01	S=5.90m ²
Balcon 02	S=1.65m ²
Balcon 03	S=4.80m ²
SH	S=66.70m ²
SU	S=79.05m ²

Bloc A

Vue En Plan 8^{ème} Etage Ech:1/100

MAITRE DE L'ŒUVRE

BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE & D'URBANISME HAFFAF ABDELGHANI

Siège Social: Résidence Haffaf-Taghzouyith -Bejaia - Bp 80.Kms Haffaf -Taghzouyith -Bejaia

Tel/Fax: +213 (0)34.81.31.33 Mobile: 0555 589 000

Projet:

Réalisation de 74 logements Promotionnels

avec Commerces & services & Crèche En R+11+E/SOL

à Tamridjt Ourahmoune-village:Taghzouith-commune: BEJAIA-

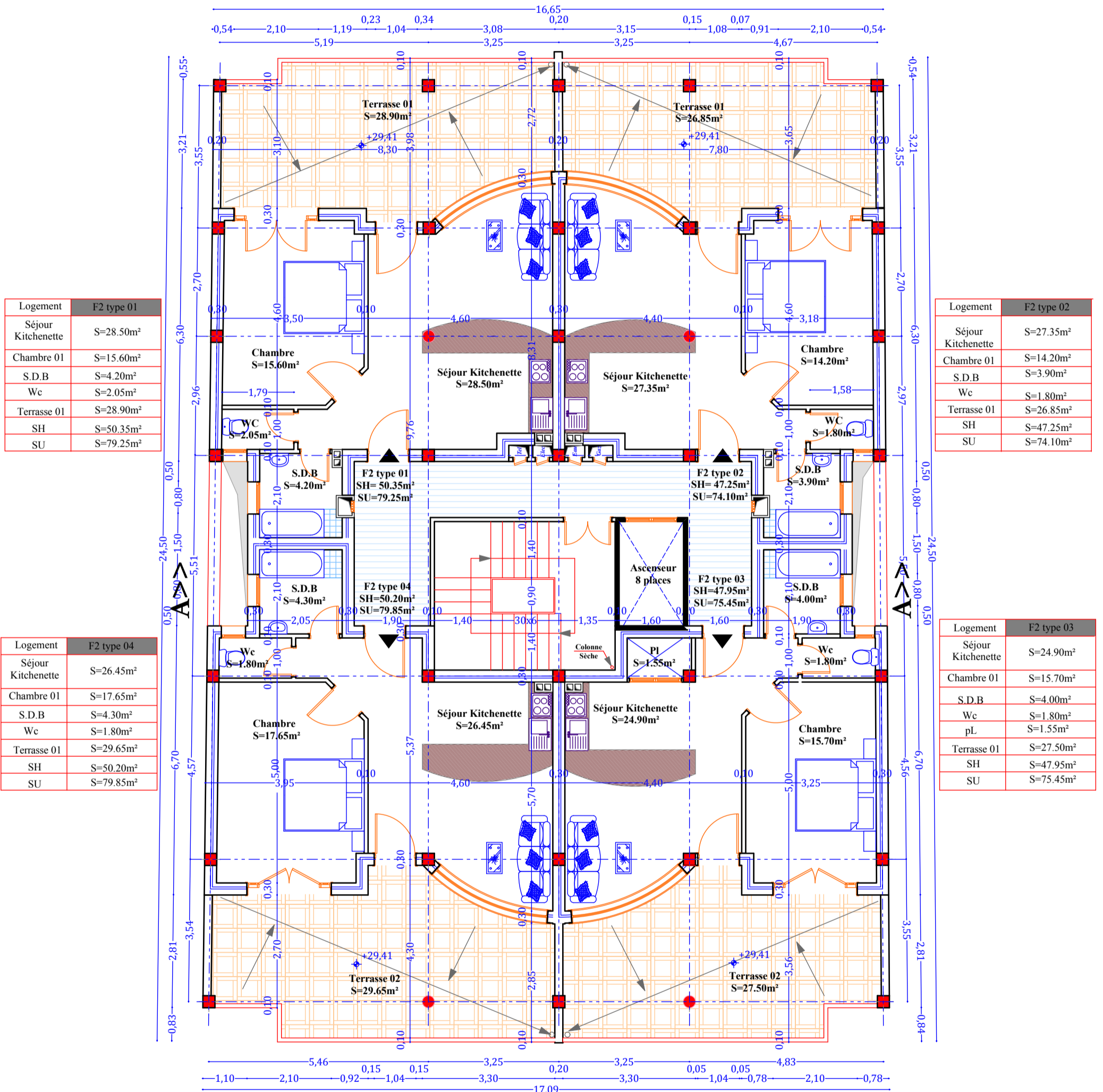
Lieu Dit: Tamridjt Ourahmoune

Demandeur: SARL DJENADI IMMO

Représenté Par Son Gérant : Mr DJENADI Khaled



Bloc A



Logement	F2 type 01
Séjour Kitchenette	S=28.50m ²
Chambre 01	S=15.60m ²
S.D.B	S=4.20m ²
Wc	S=2.05m ²
Terrasse 01	S=28.90m ²
SH	S=50.35m ²
SU	S=79.25m ²

Logement	F2 type 02
Séjour Kitchenette	S=27.35m ²
Chambre 01	S=14.20m ²
S.D.B	S=3.90m ²
Wc	S=1.80m ²
Terrasse 01	S=26.85m ²
SH	S=47.25m ²
SU	S=74.10m ²

Logement	F2 type 04
Séjour Kitchenette	S=26.45m ²
Chambre 01	S=17.65m ²
S.D.B	S=4.30m ²
Wc	S=1.80m ²
Terrasse 01	S=29.65m ²
SH	S=50.20m ²
SU	S=79.85m ²

Logement	F2 type 03
Séjour Kitchenette	S=24.90m ²
Chambre 01	S=15.70m ²
S.D.B	S=4.00m ²
Wc	S=1.80m ²
pL	S=1.55m ²
Terrasse 01	S=27.50m ²
SH	S=47.95m ²
SU	S=75.45m ²

Bloc A

Vue En Plan 9^{ème} Etage Ech:1/100

MAITRE DE L'ŒUVRE

BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE & D'URBANISME HAFFAF ABDELGHANI

Siège Social: Résidence Haffaf-Taghzouyth -Bejaia - Bp 80.Kms Haffaf -Taghzouyth -Bejaia

Tel/Fax: +213 (0)34.81.31.33 Mobile: 0555 589 000

Projet:

Réalisation de 74 logements Promotionnels
avec Commerces & services & Crèche En R+11+E/SOL
à Tamridjt Ourahmoune-village: Taghzouith-commune: BEJAIA-

Lieu Dit: Tamridjt Ourahmoune

Demandeur: SARL DJENADI IMMO

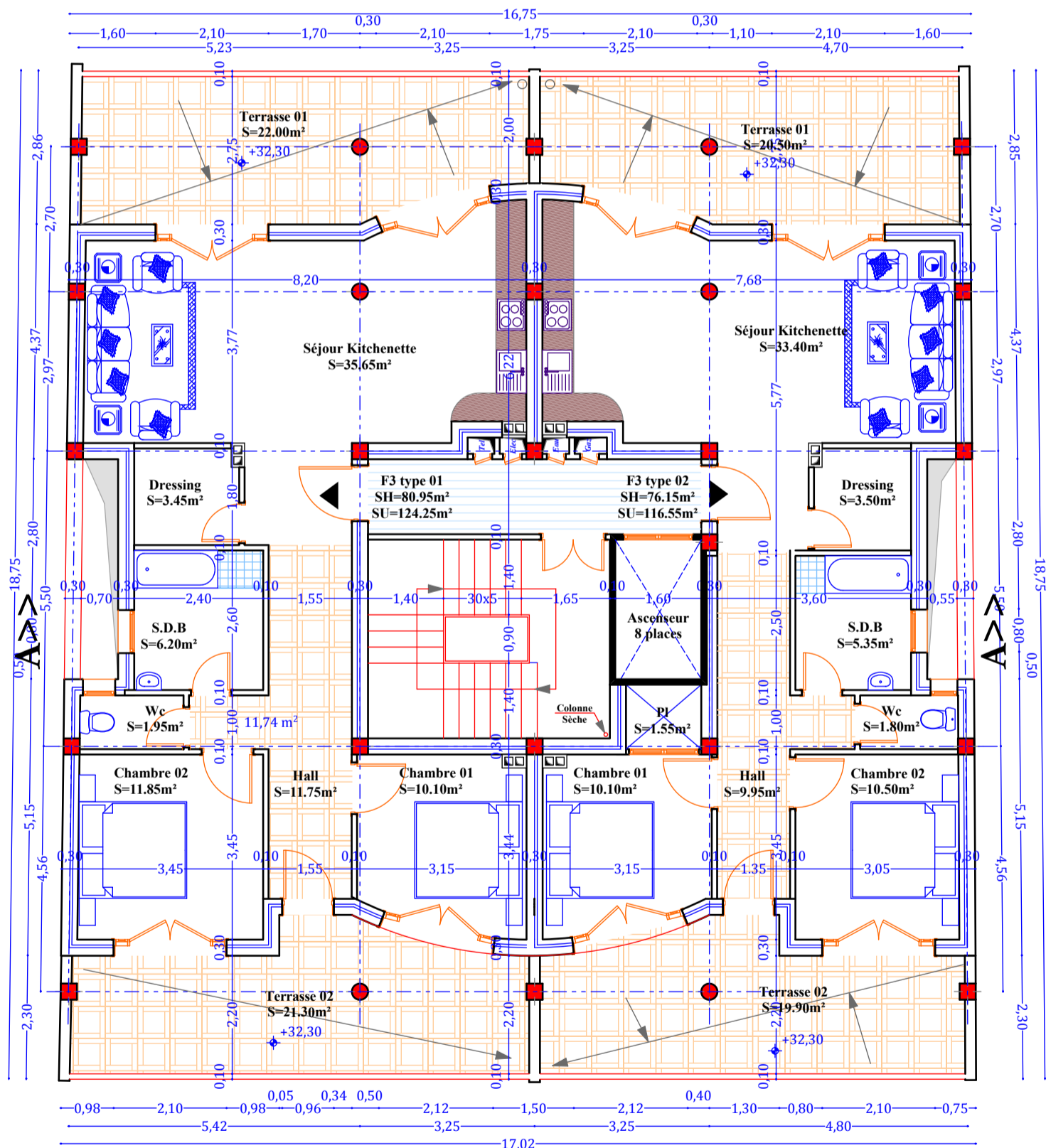
Représenté Par Son Gérant : Mr DJENADI Khaled



Bloc A

Logement	F3 type 01
Séjour Kitchenette	S=35.65m ²
Chambre 01	S=10.10m ²
Chambre 02	S=11.85m ²
S.D.B	S=6.20m ²
Wc	S=1.95m ²
Dressing	S=3.45m ²
Hall	S=11.75m ²
Terrasse 01	S=22.00m ²
Terrasse 02	S=21.30m ²
SH	S=80.95m ²
SU	S=124.25m ²

Logement	F3 type 02
Séjour Kitchenette	S=33.40m ²
Chambre 01	S=10.10m ²
Chambre 02	S=10.50m ²
S.D.B	S=5.35m ²
Wc	S=1.80m ²
Pl	S=1.55m ²
Dressing	S=3.50m ²
Hall	S=9.95m ²
Terrasse 01	S=20.50m ²
Terrasse 02	S=19.90m ²
SH	S=76.15m ²
SU	S=116.55m ²



Bloc A

Vue En Plan 10^{ème} Etage Ech:1/100

MAITRE DE L'ŒUVRE

BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE & D'URBANISME HAFFAF ABDELGHANI
Siège Social: Résidence Haffaf-Taghzouyth -Bejaia - Bp 80.Kms Haffaf -Taghzouyth -Bejaia
Tel/Fax: +213 (0)34.81.31.33 Mobile: 0555 589 000

Projet:

Réalisation de 74 logements Promotionnels

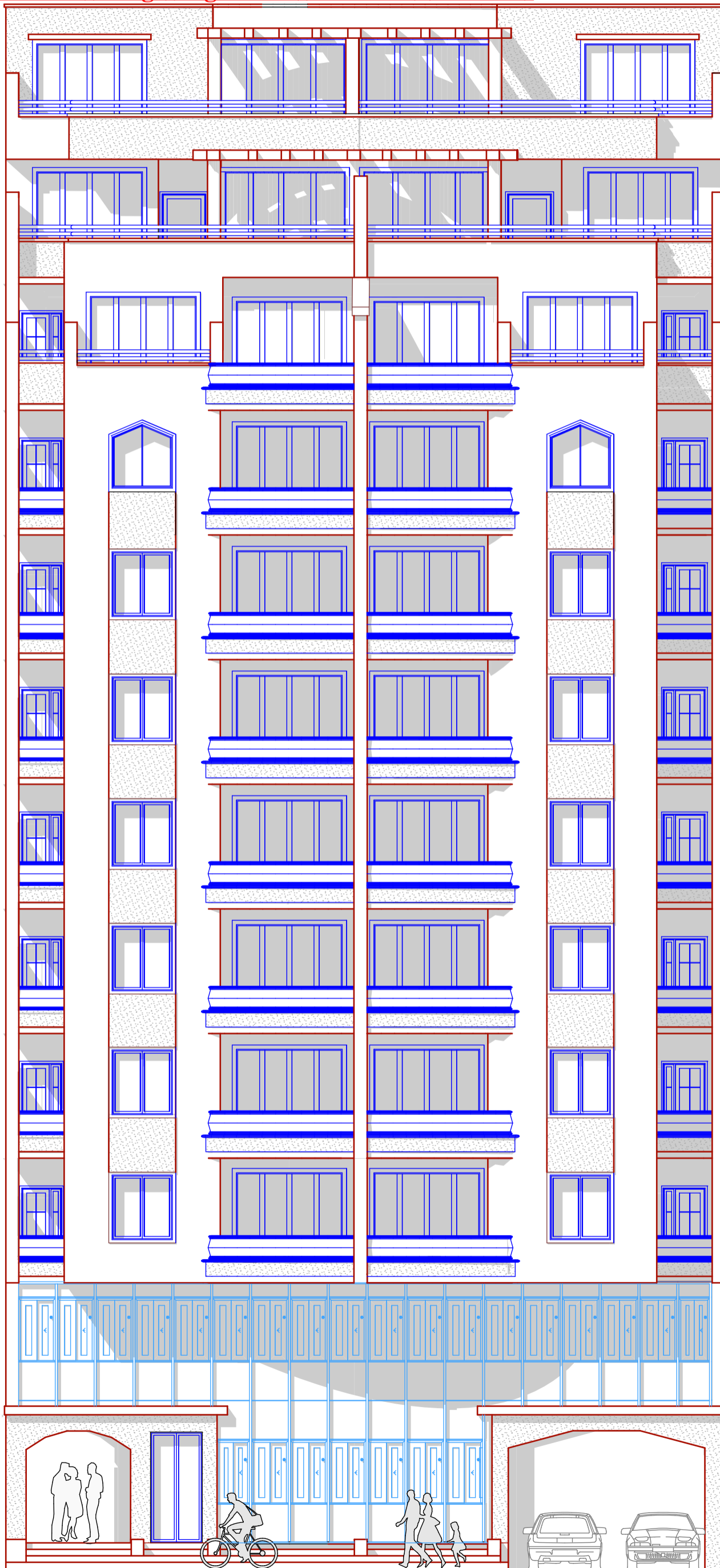
avec Commerces & services & Crèche En R+11+E/SOL

à Tamridjt Ourahmoune-village:Taghzouith-commune: BEJAIA-

Lieu Dit: Tamridjt Ourahmoune

Demandeur: SARL DJENADI IMMO

Représenté Par Son Gérant : Mr DJENADI Khaled



Façade Principale
-Bloc A- Ech:1/100

Projet:

Réalisation de 74 logements Promotionnels

avec Commerces & services & Crèche En R+11+E/SOL

à Tamridjt Ourahmoune-village:Taghzouith-commune: BEJAIA-

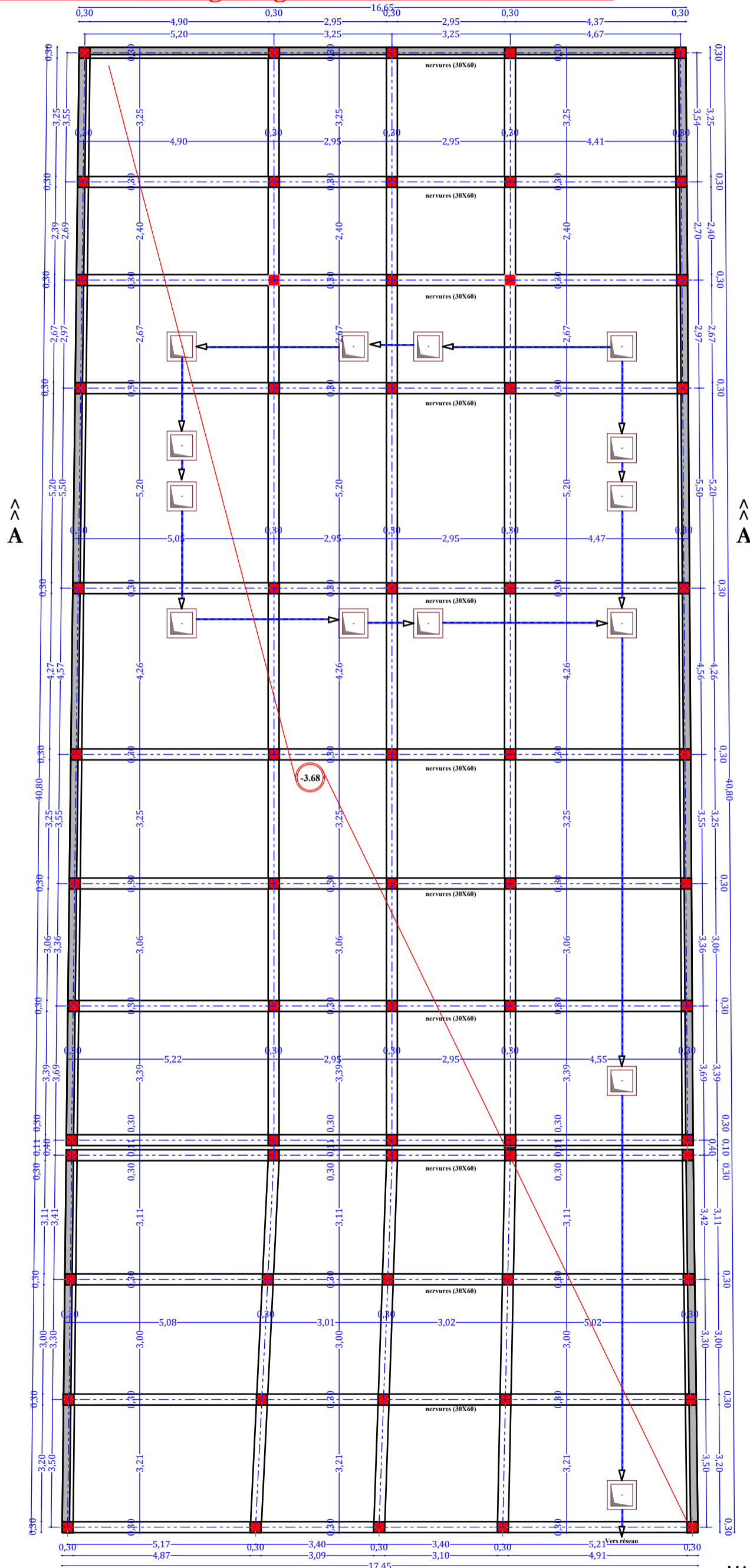
Lieu Dit: Tamridjt Ourahmoune

Demandeur: SARL DJENADI IMMO

Représenté Par Son Gérant : Mr DJENADI Khaled



Bloc A



Bloc A

Vue En Plan Fondations Ech:1/100

MAITRE DE L'ŒUVRE

BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE & D'URBANISME HAFFAF ABDELGHANI

Siège Social: Résidence Haffaf-Taghzouyth -Bejaia - Bp 80.Kms Haffaf -Taghzouyth -Bejaia

Tel/Fax: +213 (0)34.81.31.33 Mobile: 0555 589 000

Projet:

Réalisation de 74 logements Promotionnels

avec Commerces & services & Crèche En R+11+E/SOL

à Tamridjt Ourahmoune-village: Taghzouith-commune: BEJAIA-

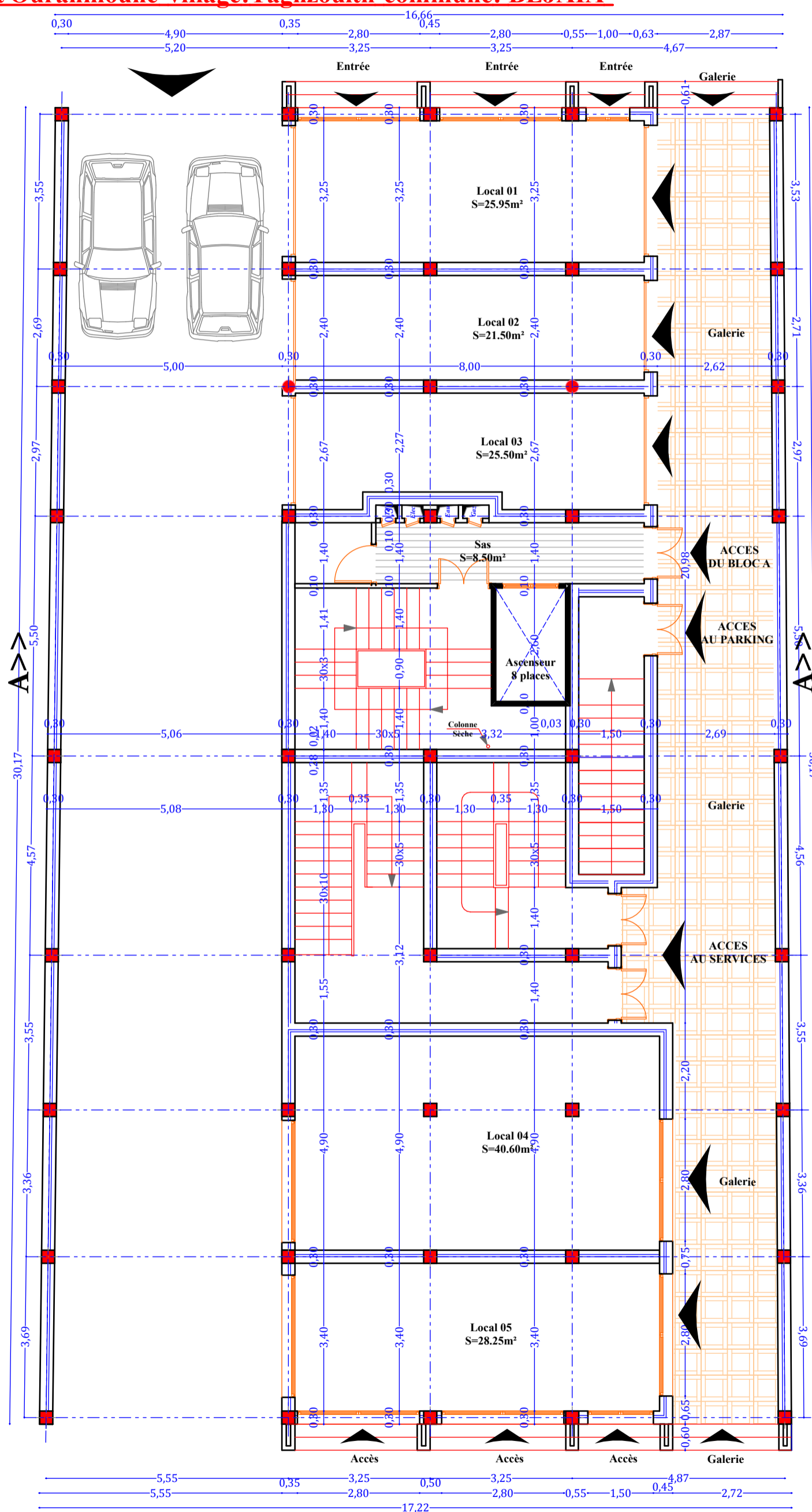
Lieu Dit: Tamridjt Ourahmoune

Demandeur: SARL DJENADI IMMO

Représenté Par Son Gérant : Mr DJENADI Khaled



Bloc A



Vue En Plan RDC Ech:1/100

MAITRE DE L'ŒUVRE

BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE & D'URBANISME HAFFAF ABDELGHANI
Siège Social: Résidence Haffaf-Taghzouyith -Bejaia - Bp 80.Kms Haffaf -Taghzouyith -Bejaia
Tel/Fax: +213 (0)34.81.31.33 Mobile: 0555 589 000

Projet:

Réalisation de 74 logements Promotionnels

avec Commerces & services & Crèche En R+11+E/SOL

à Tamridjt Ourahmoune-village:Taghzouith-commune: BEJAIA-

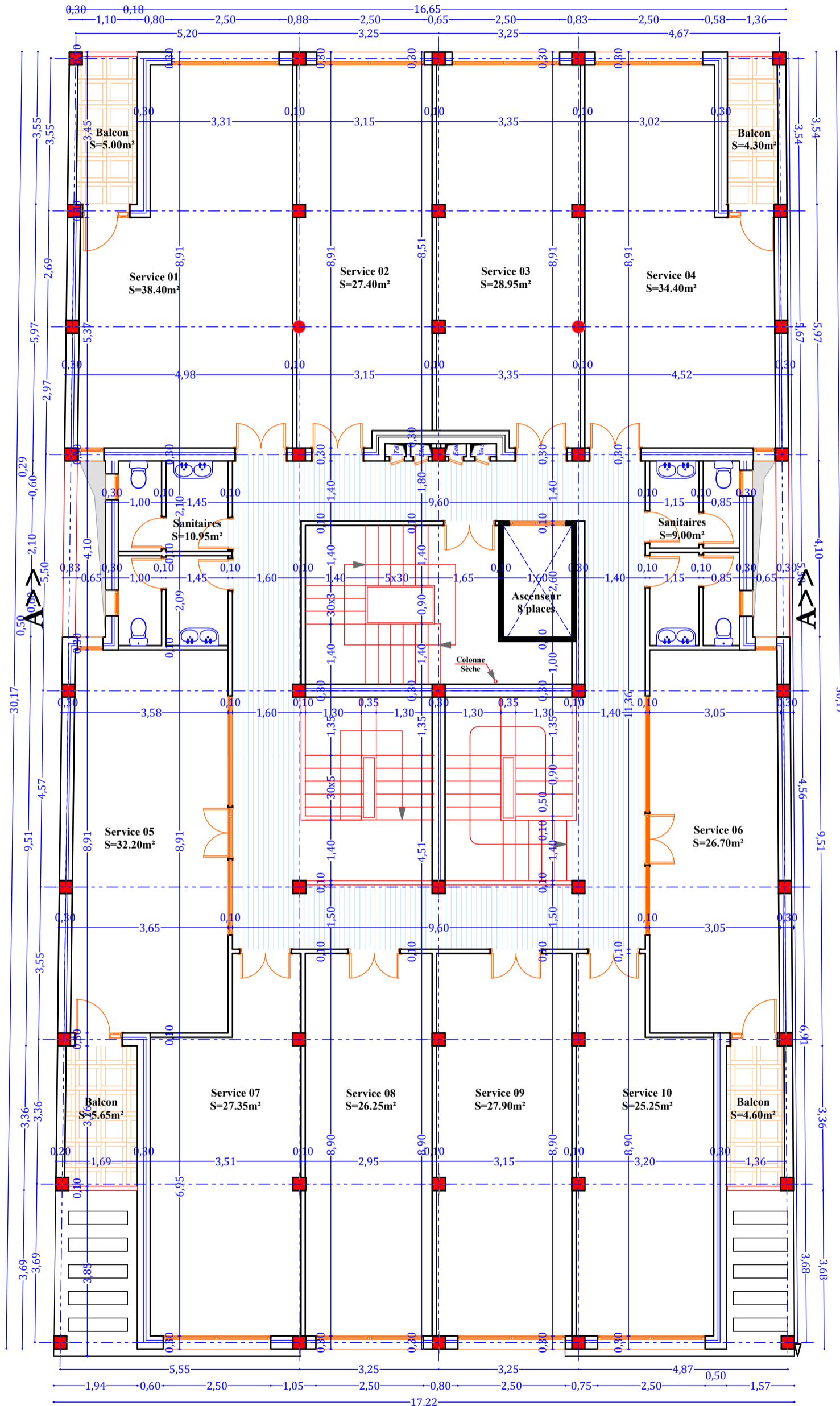
Lieu Dit: Tamridjt Ourahmoune

Demandeur: SARL DJENADI IMMO

Représenté Par Son Gérant : Mr DJENADI Khaled



Bloc A



Bloc A

Vue En Plan Niv Services Ech:1/100

MAITRE DE L'ŒUVRE

BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE & D'URBANISME HAFFAF ABDELGHANI

Siège Social: Résidence Haffaf-Taghzouyth -Bejaia - Bp 80.Kms Haffaf -Taghzouyth -Bejaia

Tel/Fax: +213 (0)34.81.31.33 Mobile: 0555 589 000

Projet:

Réalisation de 74 logements Promotionnels

avec Commerces & services & Crèche En R+11+E/SOL

à Tamridjt Ourahmoune-village:Taghzouith-commune: BEJAIA-

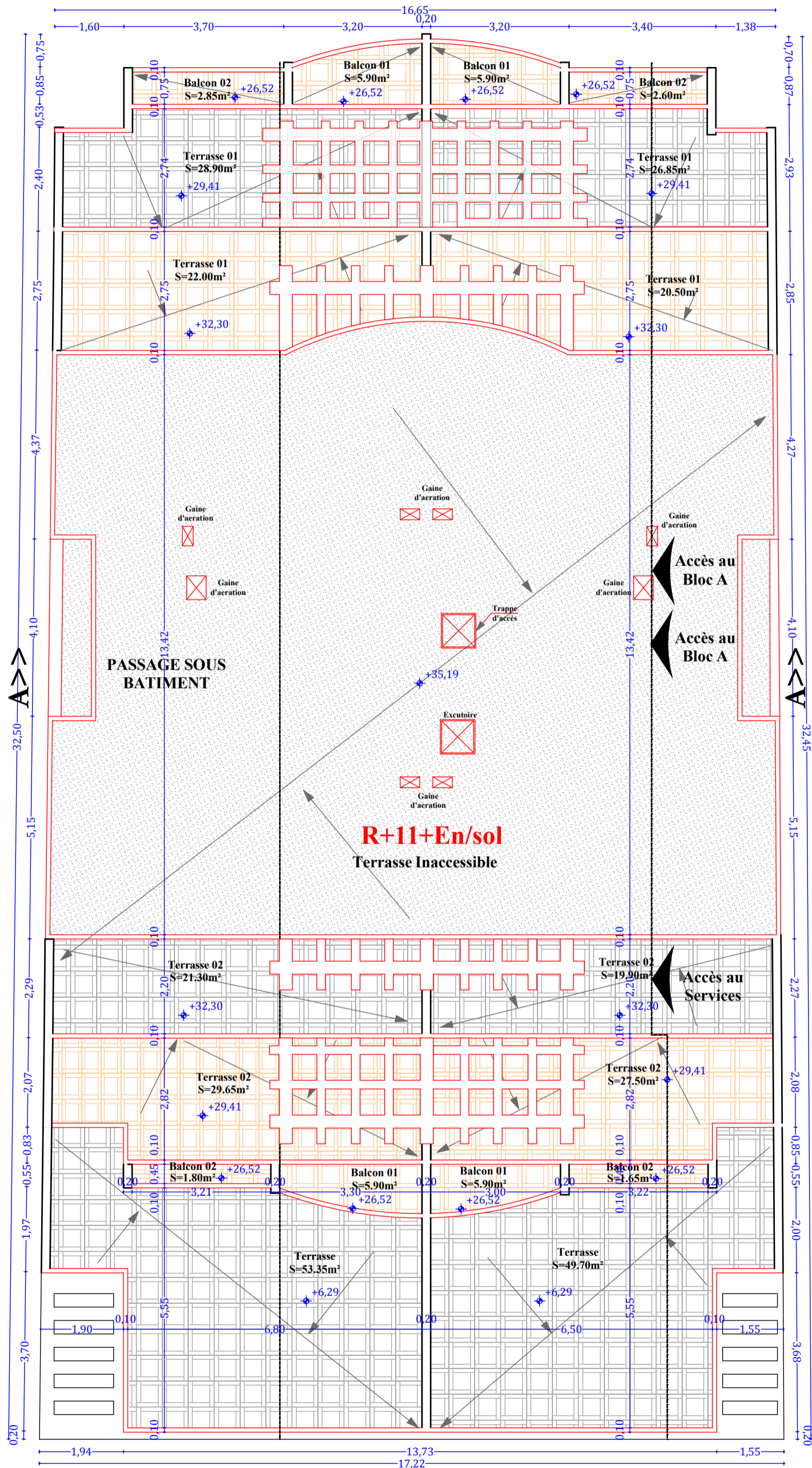
Lieu Dit: Tamridjt Ourahmoune

Demandeur: SARL DJENADI IMMO

Représenté Par Son Gérant : Mr DJENADI Khaled



Bloc A



Bloc A

Vue En Plan Toiture Ech:1/100

MAITRE DE L'ŒUVRE

BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE & D'URBANISME HAFFAF ABDELGHANI
Siège Social: Résidence Haffaf-Taghzouyith -Bejaia - Bp 80.Kms Haffaf -Taghzouyith -Bejaia
Tel/Fax: +213 (0)34.81.31.33 Mobile: 0555 589 000