



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

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Master 2
Option : Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment R +10+Entre-sol en
béton armé contreventé par un système mixte
(Voiles/portiques).**

• Présenté par :

- ✓ Zidouni Amina
- ✓ Medjani Rabah
- ✓ Zidouni Brahim

• Encadré par :

Mme. GUENOUNOU

• Examiné par :

Mr. BELHAMDI
Mme. MEZIANI

Promotion 2020/2021



Remerciements

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

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Madame Guenounou, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé.

On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de Prêt ou de loin.

*Amina
Brahime et Rabah*

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail

- ✓ A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur
- ✓ A mes prof
- ✓ A tous mes amis (Sabrina,Hanene,Narimane,,,,)
- ✓ En fin, je remercie mes binômes Medjani Rabah et Zidouni Brahim qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Amina Zidouni

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail

- ✓ A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur
- ✓ A mes prof
- ✓ A tous mes amis

- ✓ En fin, je remercie mes binômes Zidouni Brahim et Zidouni Amina qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Medjani Rabah

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail

- ✓ A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur
- ✓ A mon oncle et mes tantes
- ✓ A mes camarades de la promotion
- ✓ A tous mes amis (oussama ,khaled ,massi, fouzi , mahdi)
- ✓ Enfin, je remercie mes binômes Medjani Rabah et Zidouni Amina qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Zidouni Brahim

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I :

I.1.Introduction.....	2
I.2.Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3.Caractéristique de la structure.....	2
I.3.1.Caractéristiques architecturale	2
I.3.2.Caractéristiques du sol d'assise.....	3
I.3.3.Caractéristiques structurales.....	3
I.4.Caractéristique mécanique des matériaux (acier et béton).....	3
I.4.1. Béton.....	3
I.4.2.L'acier.....	5
I.5.Les états limites.....	6

Chapitre II

II.1. Introduction.....	7
II.2. Pré- dimensionnement du plancher.....	7
II.2.1.Disposition des poutrelles.....	7
II.2.2.Plancher à corps creux.....	8
II.2.3. Les planchers à dalle pleine.....	9
II.3. Pré- dimensionnement des poutres.....	10
II.4. Pré- dimensionnement des poutrelles.....	12
II.5. Pré- dimensionnement des voiles.....	12
II.6. Pré- dimensionnement des escaliers.....	13
II.7. Pré- dimensionnement de l'acrotère.....	16
II.8. Pré- dimensionnement des poteaux.....	16
II.9.Evaluation des charges et des surcharges	17
II.10.La descente de charge.....	20
II.11.Vérifications des poteaux.....	32
II.12.Conclusion.....	34

Chapitre III

III. Introduction.....	35
III.1.Etude des poutrelles.....	35
III.1.2.Les types de poutrelles	35
III.1.3.Calcul des sollicitations.....	36
III.1.4.Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles.....	39
III.1.5.Les vérifications nécessaires	42
III.1.6.Ferrailage de la dalle de compression.....	47
III.1.7.Schémas de ferrailage.....	48
III.2.Etude des dalles pleines.....	50
III.2.1.Exemple de calcul	50
III.2.2.Sollicitations et ferrailage dans DP3.....	50
III.2.3.Les vérifications nécessaires.....	52
III.2.4.Sollicitations et ferrailage dans les dalles.....	53
III.2.5.Les vérifications nécessaires.....	54
III.2.6.Schéma de ferrailage	56
III.3.Etude de l'escalier.....	57
III.3.1.Calcul des sollicitations et ferrailage de l'escalier.....	57

III.3.2.Les vérifications nécessaires.....	61
III.3.3.Le schéma de ferrailage.....	64
III.3.4.Etude de la Poutre palière.....	65
III.4.Calcul de l'acrotère.....	69
III.4.1.Définition.....	69
III.4.2.Hypothèse de calcul.....	69
III.4.3.Evaluation des charges et surcharges	69
III.4.4.Calcul des sollicitations.....	69
III.4.5.Combinaisons d'actions	70
III.4.6.Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime.....	70
III.4.7.Ferrailage de la section.....	71
III.4.8.Les vérifications nécessaires.....	71
III.4.9.Le schéma de ferrailage.....	73
III.5.Etude de La poutre de chainage.....	73
III.5.1.Calcul des sollicitations et Ferrailage de la poutre.....	73
III.5.2.Les vérifications nécessaires.....	74
III.5. 3.Le schéma de ferrailage.....	75

Chapitre IV

IV. Introduction.....	76
IV.1.Modélisation.....	76
IV.2.Méthode de calcul.....	76
IV.3.Spectre de réponse de calcul.....	79
IV.3.1 définition du spectre de réponse de calcul.....	79
IV.3.2.résultats obtenus après modélisation.....	80
IV.4.Les vérifications exigées par le RPA 99/2003.....	83
IV.4.1 Période de vibration et participation massique.....	83
IV.4.2.Vérification de l'effort tranchant à la base.....	84
IV.4.3.Justification de l'interaction voiles-portiques.....	84
IV.4.4.Vérification de l'effort normal réduit	86
IV.4.5.Vérification du déplacement entre étage.....	86
IV.4.6.Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	87
IV.5.Conclusion	89

Chapitre V

V.1.Introduction	90
V.2 Etude des poteaux.....	90
V.2.1.Ferrailage des poteaux	93
V.2.2.Vérifications relatives aux poteaux	96
V.2.3.Schéma de ferrailage	100
V.3.Etude des poutres.....	101
V.3.1.Recommandations	101
V.3.2.Sollicitation et ferrailage des poutres	102
V.3.3.Les Vérifications nécessaire.....	105
V.3.4.Schéma de ferrailage	109
V.4 Etude des voiles.....	112
V.4.1.Introduction	112
V.4.2.Recommandation du RPA99 version 2003.....	112
V.4.3.Calcul des voiles.....	113
V.4.4.Le ferrailage longitudinale et transversale opté pour tous les voiles	118
V.4.5. schéma de ferrailage	120

Chapitre VI

VI .Introduction.....	121
VI.1.Choix du type des fondations.....	121
VI.2.Pré-dimensionnement du radier.....	121
VI.3.Ferraillage du radier général.....	124
VI.4.Etude des nervures.....	126
VI.5.Etude du voile périphérique.....	132
VI.6.Conclusion.....	136
Conclusion générale.....	137

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Liste des figures	Page
Figure I.1: vue en élévation de la structure	02
Figure II.1: Disposition des poutrelles planchés RDC et sous sol	07
Figure II.2: Disposition des poutrelles planchées 1 à 7	08
Figure II.3: Coupe transversale d'un plancher corps creux	09
Figure II.4: Disposition les dalle pleine dans le plan	10
Figure II.5: Dimensions de la nervure	12
Figure II.6: Coupe verticale d'un voile	13
Figure II.7: Vue en plan escalier étage	14
Figure II.8: Vue en élévation d'escalier étage	14
Figure II.9: Acrotère 3D	16
Figure II.10: La surface afférente de la cage d'escalier de P1	21
Figure II.11: La surface afférente de la terrasse inaccessible de P1	21
Figure II.12: La surface afférente de l'étage courant de P1	21
Figure II.13: La surface afférente de l'entre sol de P1	21
Figure II.14: La surface afférente de terrasse inaccessible de P2	27
Figure II.15: La surface afférente de l'étage courant de P2	27
Figure III.1: Schéma statique de la poutrelle Type 1	36
Figure III.2: Treillis soudées de 15×15cm	48
Figure III.3: Schéma de ferrailage de la dalle de compression	49
Figure III.4: Schéma de la coupe longitudinale	49
Figure III.5: Schéma de la dalle pleine DP3	50
Figure III.6: Section de la dalle pleine D3	51
Figure III.7: détaille ferrailage de DP4	56
Figure III.8: détaille ferrailage de DP1	56
Figure III.9: Détaille ferrailage de DP3	56
Figure III.10: Coupe verticale de l'escalier	57
Figure III.11: Schéma statique de l'escalier	58
Figure III.12: Diagramme des moments fléchissant(ELU).	60
Figure III.13: Schéma de ferrailage de la volee1	64
Figure III.14: Schéma de ferrailage de la volee2	64
Figure III.15: Section creuse équivalente	67
Figure III.16: Schéma de ferrailage de la poutre palière	68
Figure III.17: Section à ferrailer	71
Figure III.18: Détaille schéma de ferrailage acrotère	73
Figure III.19: schéma statique chainage type 1	73
Figure III.20: Schéma de ferrailage de la poutre de chainage (30× 30).	75
Figure IV.1: Spectre de réponse pour les deux sens X et Y	79
Figure IV.2: Vue en plan de la disposition des voiles	80
Figure IV.3: Vue en 3D du model obtenu par logiciel Etabs V16	81
Figure IV.4: Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y	81
Figure IV.5: Vue en plan de 1er mode de translation selon X	82
Figure IV.6: Vue en plan de 3eme mode de torsion selon z	82

Figure V.1: Localisation du poteau (C21) et son Diagramme de l'effort normal de compression maximale et moment correspondant	93
Figure V.2 : 1 Armature transversale dans la zone nodale	102
Figure V.3: Moments résistants au niveau de la zone nodale.	107
Figure V.4: Schéma de ferrailage voile Vx1.	120
Figure VI.1: Le panneau le plus sollicité	124
Figure VI.2: schéma ferrailage de radier	126
Figure VI.3: Schéma des lignes de rupture du radier	126
Figure VI.4: Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x.	127
Figure VI.5: Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y.	128
Figure VI.6: coupe d'une nervure	129
Figure VI.7: Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens	131
Figure VI.8: Poussées des terres sur les Voiles périphériques	132
Figure VI.9: Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique	133
Figure VI.10: Coupe longitudinale du voile périphérique	135

Liste des tableaux

Liste de Tableaux	Page
Tableau II.1: Déférent type de dalle pleine	10
Tableau II.2: Poteau de déférents niveaux	17
Tableau II.3: Evaluationdeschargesdeplancherterrasseinaccessibleàcorpscreux	17
Tableau II.4: Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à corps creux	17
Tableau II.5: Evaluation des charges de plancher courant à corps creux	18
Tableau II.6: Evaluation des charges de plancher courant à dalle pleine	18
Tableau II.7: Evaluation des charges de balcon	19
Tableau II.8: Evaluation des charges sur la volée	19
Tableau II.9: Evaluation des charges de palier	19
Tableau II.10: Evaluation des charges de murs extérieurs	20
Tableau II.11: Evaluation des charges de murs intérieurs	20
Tableau II.12: Evaluation de la descente de charge de poteau P1	24
Tableau II.13: Evaluation de la descente de charge de poteau P2	29
Tableau II.14: Résultats de la descente de charge pour P1 et P2	32
Tableau II.15: Résultats de la Vérification à la compression simple	32
Tableau II.16: Résultats de la vérification au flambement	33
Tableau III.1: présente les différents types de poutrelles	35
Tableau III.2: Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle	37
Tableau III.3: moment isostatique de type 1	37
Tableau III.4: Moment en appuis intermédiaire poutrelle type 1	38
Tableau III.5: Moment en travées poutrelle type 1	38
Tableau III.6: Les efforts tranchants poutrelle type 1	38
Tableau III.7: Sollicitations des différents types de poutrelles	39
Tableau III.8: Sollicitation maximale dans les poutrelles	39
Tableau III.9: résumé de ferrailage longitudinal et transversal des différents niveaux	42
Tableau III.10: Vérifications des contraintes de chaque niveau	44
Tableau III.11: Vérification de la flèche dans les différents niveaux	47
Tableau III.12: Détaille schéma de ferrailage des poutrelles terrasse et Etage	48
Tableau III.13: Formules de calcul des sollicitations dans les dalles pleines	50
Tableau III.14: Calcul du ferrailage de la dalle	51
Tableau III.15: Vérification des contraintes	52
Tableau III.16: Sollicitations et ferrailage dans les dalles de l'étage courant	53
Tableau III.17: Sollicitations et ferrailage dans les dalles de Terrasse inaccessible	53
Tableau III.18: Récapitulatif des vérifications au cisaillement dans différents types de dalles	54
Tableau III.19 : récapitulatif des vérifications des contraintes	54
Tableau III.20 : vérification des conditions de flèche des dalles pleines	56
Tableau III.21: Résumé des résultats de ferrailage	61
Tableau III.22: Vérification les contraintes dans l'escalier	63
Tableau III.23 : Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier	64
Tableau III.24 : Ferrailage de la poutre palière.	66

Tableau III.25: Vérification les contraintes	67
Tableau III.26: Evaluation de charge et surcharge de l'acrotère	69
Tableau III.27: Combinaisons d'actions de l'acrotère	70
Tableau III.28 : Ferraillage longitudinale de la poutre de chainage Type 1	74
Tableau III.29 : Récapitulatifs des vérifications des contraintes	74
Tableau IV.1: Valeurs despénalités	78
Tableau IV.2: Période et taux de participation massique de la structure	83
Tableau IV.3: Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	84
Tableau IV.4: Vérification de l'interaction verticale	84
Tableau IV.5: Vérification de l'interaction horizontale sens xx	85
Tableau IV.6: Vérification de l'interaction horizontale sens yy	85
Tableau IV.7: Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage	86
Tableau IV.8: Vérification des déplacements entre étages sens xx	87
Tableau IV.9: Vérification des déplacements entre étages sens y-y	87
Tableau IV.10: Vérification des effets du second ordre sens xx	88
Tableau IV.11: Vérification des effets du second ordre sens yy	88
Tableau V.1: Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux	91
Tableau V.2: Ferraillage longitudinal des poteaux les plus sollicités de chaque étage	92
Tableau V.3: Ferraillage transversale des poteaux	94
Tableau V.4: Vérification des armatures transversales pour chaque étage	96
Tableau V.5: Vérification des poteaux aux flambement	97
Tableau V.6: Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux	98
Tableau V.7: Vérification au cisaillement des poteaux	98
Tableau V.8: schéma de ferraillage dans les différents poteaux	99
Tableau V.9: Sollicitations maximales et ferraillage longitudinal des poutres principales de chaque étage	100
Tableau V.10: Sollicitations maximales et ferraillage longitudinal des poutres principales non associées aux voiles	102
Tableau V.11: Sollicitations maximales et ferraillage longitudinal des poutres principales associées aux voiles	103
Tableau V.12: Sollicitations maximales et ferraillage longitudinal des poutres secondaires non associées aux voiles	104
Tableau V.13: Sollicitations maximales et ferraillage longitudinal des poutres secondaires associées aux voiles	104
Tableau V.14: Vérification des contraintes tangentielles	105
Tableau V.15: Vérification de l'état limite de compression du béton	106
Tableau V.16: vérification de l'état limite de déformation	106
Tableau V.17: Les moments résistants dans les poteaux	107
Tableau V.18: Les moments résistants dans les poutres principales	107
Tableau V.19: Les moments résistants dans les poutres secondaires	108
Tableau V.20: Vérification de la zone nodale dans le sens principal	108
Tableau V.21: Vérification de la zone nodale dans le sens principal	109
Tableau V.22: Schémas de ferraillages des poutres principales non associé aux voiles	109
Tableau V.23: Schémas de ferraillages des poutres principales associé aux voiles	110
Tableau V.24: Schémas de ferraillages des poutres secondaires non associé aux voiles	110
Tableau V.25: Schémas de ferraillages des poutres secondaire associé aux voiles	111
Tableau V.26: Sollicitations et ferraillage du voile V_{x1}, V_{x2}, V_{x4} dans tous	115

lesniveaux	
Tableau V.27: Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux	115
Tableau V.28: Sollicitations et ferrailage du voile V_{x5} dans tous les niveaux	116
Tableau V.29: Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux	117
Tableau V.30: Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2}, V_{y3} dans tous les niveaux	117
Tableau V.31: Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile V_{x3}	118
Tableau V.32: ferrailage longitudinale et transversale adopté pour voile $V_{x1,2,4}$	118
Tableau V.33: ferrailage longitudinale et transversale adopté pour voile V_{y5}	119
Tableau V.34: ferrailage longitudinale et transversale adopté pour voile V_{y1}	119
Tableau V.35: ferrailage longitudinale et transversale adopté pour voile $V_{y2,3}$	119
Tableau VI.1: ferrailage du radier	125
Tableau VI.2: vérification des contraintes à l'ELS	125
Tableau VI.3: Ferrailage du radiera l'ELS	125
Tableau VI.4: Les chargements sur les travées sens x-x (Nervure1)	128
Tableau VI.5: Les chargements sur les travées sens y-y(Nervure2)	128
Tableau VI.6: sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens x-x	128
Tableau VI.7: sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens y-y	129
Tableau VI.8: sollicitation maximal sur les nervures	129
Tableau VI.9: Résultats de ferrailage des nervures	129
Tableau VI.10: vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier	130
Tableau VI.11: ferrailage à l'ELS	130
Tableau VI.12: Sections d'armatures du voile périphérique	133
Tableau VI.13: Vérification des contraintes dans les voiles périphériques	135
Tableau VI.14: Sections d'armatures calculées à l'ELS	135

Symboles Et Notations

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur du voile.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

B, b : La largeur (m).

A_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

C : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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

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

f_{ji} : La flèche correspondant à j.

f_{gi} : La flèche correspondant à g.

f_{qi} : La flèche correspondant à q.

f_{gv} : La flèche correspondant à v.

Δf_t : La flèche totale.

Δf_{tadm} : La flèche admissible.

G : Action permanente.

h_t : Hauteur totale du plancher.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

h_e : Hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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

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

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

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service.

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' : Longueur fictive.

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

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique.

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

M_j : Moment correspondant à j.

Symboles Et Notations

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

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

R : Coefficient de comportement global.

S_{rad} : Surface du radier (m^2).

S_t : Espacement des armatures.

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

V : Effort tranchant.

W : Poids propre de la structure.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

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

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours

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

h_t : Hauteur total du radier (m).

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

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ_j : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

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

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

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

ζ : Facteur d'amortissement.

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

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction Générale

Le siècle dernier a vu naître un boom démographique énorme qui changea radicalement le mode de vie de l'humanité, cela n'a pas tardé à son tour de provoquer une forte urbanisation des villes qui par conséquent limogea l'ancien style de construction qui était des maisons individuels à peu d'étage pour laisser la place aux constructions modernes multi étage pour rationaliser l'espace habitable qui ce faisais de plus en plus rare.

Néanmoins ce style de construction en béton armée a recensé des avantages et aussi des inconvénients qui étaient la charge gigantesque du bâtiment et son élancement. Mais le principale souci qui vue le jour était les chargements accidentelle qui furent l'ennemi numéro un du bâtiment tel que les séismes, c'est ce qui a été constaté lors du séisme de Boumerdes en 2003 et plus récemment le séisme de Mila en 2020 qui ont engendraient des dommages considérables que ce soit du côté matériels ou humains.

Lors de ce genre de tragédie les yeux du monde entier se tourne vers les ingénieurs du génie civil, c'est pour cela qu'il se doit de faire un travail rigoureux et le plus précis possible, le rôle de l'ingénieur en génie civil est de dimensionner, ferrailer, tous les éléments constituant d'une structure sous les différents chargements et en respectant les règlements et documents technique qui régissent le bâtiment et veiller à la bonne exécution de ces derniers.

Afin de faire un travail complet et détaillé et de bien dimensionner la structure qui fait l'objet de notre projet de fin d'étude on a répartie le travail en six parties distinctes et on a suivi un En chainement logique et précis.

Tout d'abord on a commencé par définir les matériaux à utiliser dans cette structure et leurs différentes caractéristiques

Ensuite en a évaluer les différents chargements que doit supporter chaque élément, ensuite on pré dimensionne tous les éléments qui constituent ce bâtiment. A noter que les dimensions qui on était adopté lors de cette partie ne sont que des dimensions préalable et son sujet a modification a fur et à mesure qu'on avance dans ce travail.

On est passé après a l'étude des éléments secondaire de cette structure c'est-à-dire les planchers qu'ils soient en corps creux ou en dalles pleines, les différents types d'escaliers, les poutres palière et les poutres de chaînage et enfin l'acrotère.

On est donc arriver à la partie la plus cruciale et la plus importante d'une étude génie civil d'un bâtiment en béton armé l'étude dynamique qui consiste à modéliser la structure à l'aide d'un logiciel de simulation pour notre projet le logiciel ETABS V16 afin de prévoir le comportement de ce bâtiment sous l'effet d'un chargement sismique et de parvenir a un comportement globale de la structure qui a assurera sa stabilité tout en respectant les exigences dicté par le règlement parasismique algérienne.

La partie du travail à suivre dans ce projet fut le calcul du ferrailage et les vérifications des éléments structuraux (poteaux, poutre et voiles).

Tout le travail effectué lors des précédents chapitres traité la super structure de ce bâtiment, donc cette dernière partie on va la consacrer pour l'infrastructure. C'est une partie très importante lors d'une étude génie civil car c'est l'infrastructure qui va veiller à la stabilité de l'ouvrage en transmettant les charges repris par les éléments structuraux au sol. On doit veiller à ce que cette partie soit traiter minutieusement et que les fondations soit dimensionner et ferrailer de la meilleurs manière qui soit.

Chapitre I : Généralité

I.1.Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, concernant le type de structure, les éléments structurant, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+10 +entre sol (parking en béton armé), Ce projet est un ouvrage courant implanté à MERDJ EL AOUSI VILLAGE ABOUDAOU commune de TALA HAMZA wilaya de BEJAIA classée d'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 « article 3.2 » comme une zone de moyenne sismicité (zone II a) ayant une importance moyenne de groupe d'usage 2B. Sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres.

I.3. Caractéristiques de la structure

I.3.1. Caractéristiques architecturale

A-Dimension en plan

Longueur en plan.....Lx=24.34m.
Largeur en plan.....Ly=38.22m.

B-Dimension en élévation

Hauteur totale du bâtiment.....H=35.19m.
Hauteur totale du bâtiment + cage d'escalier.....Ht=38.08m.
Hauteur totale du bâtiment+cage d'escalier + l'acrotère.....H=38.68m.
Hauteur de l'entre sol.....hES=3.40m
Hauteur du RDC.....hRdc=2.89m.
Hauteur des étages courants.....hétage=2.89m.

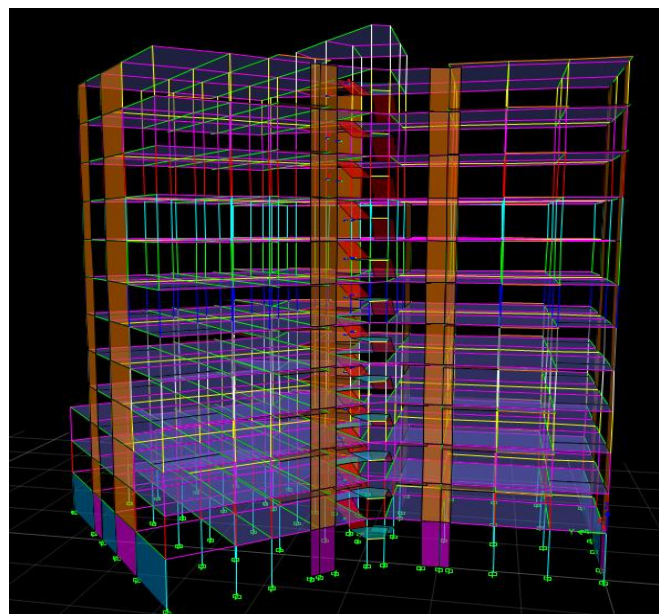


Figure I.1 vue en élévation de la structure

I.3.2. Caractéristiques du sol d'assise

D'après l'interprétation des résultats de l'étude géotechnique (rapport de sol) (**Annexe 2**) on a les données suivantes :

- Le site classé dans la catégorie S3 (sol meuble).
- Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de 1.5 bars.

I.3. Caractéristique mécanique des matériaux (acier et béton) :

I.3.1. Béton :

Le béton est un mélange du ciment, du sable, du granulats et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

I.3.1.1 : Caractéristiques mécanique du béton :

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

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) notée « f_{c28} ».

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \text{ CBA Art (A.2.1.1.1)}$$

La résistance caractéristique à la compression à « j » jour est donnée par :

- $f_{cj} = \frac{j * f_{c28}}{4.76 + 0.83 * j}$ pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ ($j \leq 28$ jours)CBA Art (A.2.1.1.1)
- $f_{cj} = \frac{j * f_{c28}}{1.40 + 0.95 * j}$ pour $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$ ($j \leq 28$ jours)CBA Art (A.2.1.1.1)
- $j > 28j \longrightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Avec :

- f_{cj} : La résistance caractéristique à « j » jours.
- f_{c28} : La résistance caractéristique à « $28 \geq j$ » jours.

b. Résistance à la traction

La résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{c28} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \text{ (Art A.2.1.1.2 CBA93).}$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

c. Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : BAEL91 (article A.5.1.211)

$$\tau_{adm} = \begin{cases} \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) & \text{... .. pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) & \text{... .. pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

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

$$\tau_{adm} = \begin{cases} 3.33 \text{ MPa} & \text{... .. pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5 \text{ MPa} & \text{... .. pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Avec : τ_u est la contrainte ultime de cisaillement

d. Module déformation longitudinale du béton :

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{Vj} , Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24heures, (Court terme) le module instantané est pris égal.

$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3}$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est pris égal à trois le module différé. $E_{ij} = 3 * E_{vj}$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3} \dots \dots \dots \text{(ArtA. 2.1.2.1CBA93)}. \\ E_{vj} = \left(\frac{1}{3}\right) * E_{ij} \dots \dots \dots \text{(ArtA. 2.1.2.2CBA93)}. \end{cases}$$

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on a : $\begin{cases} E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa} \\ E_{V28} = 10721.40 \text{ MPa} \end{cases}$

e. Module déformation transversale du béton CBA93 (article A.2.1.3)

$G = \frac{E}{2 * (v + 1)}$

Avec : E : module de Young
 v : Coefficient de poisson

$v = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).
Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

ELU: $v = 0$ et $G = 0,5E$
ELS : $v = 0,2$ et $G = 0,42E$

f. Les contraintes limite

➤ **Etat limite ultime (E.L.U)**

La contrainte ultime du béton en compression : $f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \dots \dots \text{(Art A.4.3.4 BAEL 91)}$

Avec :
 γ_b : Coefficient de sécurité
Tel que :

$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \text{ Sollicitations durables (normal)}. \\ \gamma_b = 1.15 \text{ Sollicitations accidentelles} \end{cases}$

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

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

➤ **Etat limite de service (E.L.S)**

La contrainte du béton à l'ELS est donnée par:

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (CBA 93 art. A.4.5.2)}$$

I.4.2 : L'acier

L'acier est un alliage de fer plus, carbone en faible pourcentage. Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

I.4.2.2 : Résistance caractéristique de l'acier

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

➤ **Contraintes limites**

a) Etat limite ultime (ELU)

La contrainte de l'acier est donnée par: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ (MPa).

$$\text{Allongement relatif: } \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} .$$

Avec :

f_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

E_s : le module d'élasticité longitudinal.

Tel que : $\begin{cases} \gamma = 1 & \text{cas de Situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{cas de Situation durable.} \end{cases}$

Pour le cas de ce projet : $\begin{cases} \sigma_s = 384 \text{ MPa} & \text{pour une situation courant} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{pour une situation accidentelle} \end{cases}$

b) Etat ultime de service (ELS)

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible (F.P): pour vérification à faire.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$
- Fissuration très préjudiciable (F.T.P): $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e , (90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\}$

Avec : η : Coefficient numérique des armatures :

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{Pour les ronds lisses} \\ \eta = 1.6 & \text{Pour les armatures à haute adhérence} \end{cases}$$

I.5. LES ETATS LIMITES

I.5.1. Méthodes de calcul

I.5.1.1 Etat limite ultime ELU

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

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

I.5.1.2 Etat limite de service ELS

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

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

I.5.2 Les hypothèses de calcul

I.5.2.1 ELU : CBA93 (article A.4.3.2)

1. conservation des sections planes.
2. il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
3. la résistance à la traction du béton est négligeable.
4. l'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
5. le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
6. le diagramme contrainte déformation ($\sigma ; \varepsilon$) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
7. on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.5.2.2 E.L.S : BAEL91 (article IV.1)

1. les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
2. le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
3. $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-béton.
4. On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé
Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure. Ces dimensionnements sont choisis selon les préconisations du **RPA99 Version 2003, CBA 93, BAEL 91**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après les vérifications dans la phase de calcul.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Dans notre projet, on utilise deux types de planchers:

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Plancher à dalle pleine.

II.2.1. Disposition des poutrelles

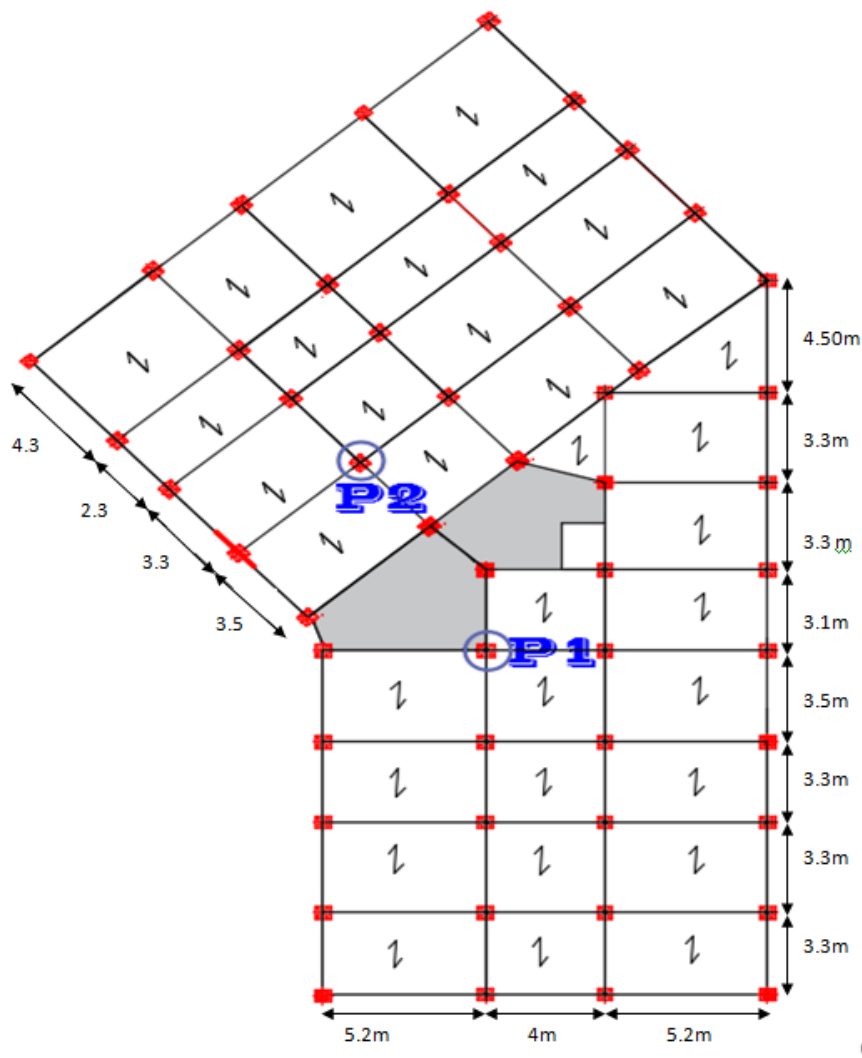


Figure II .1. Disposition des poutrelles planchés RDC et Entre-sol

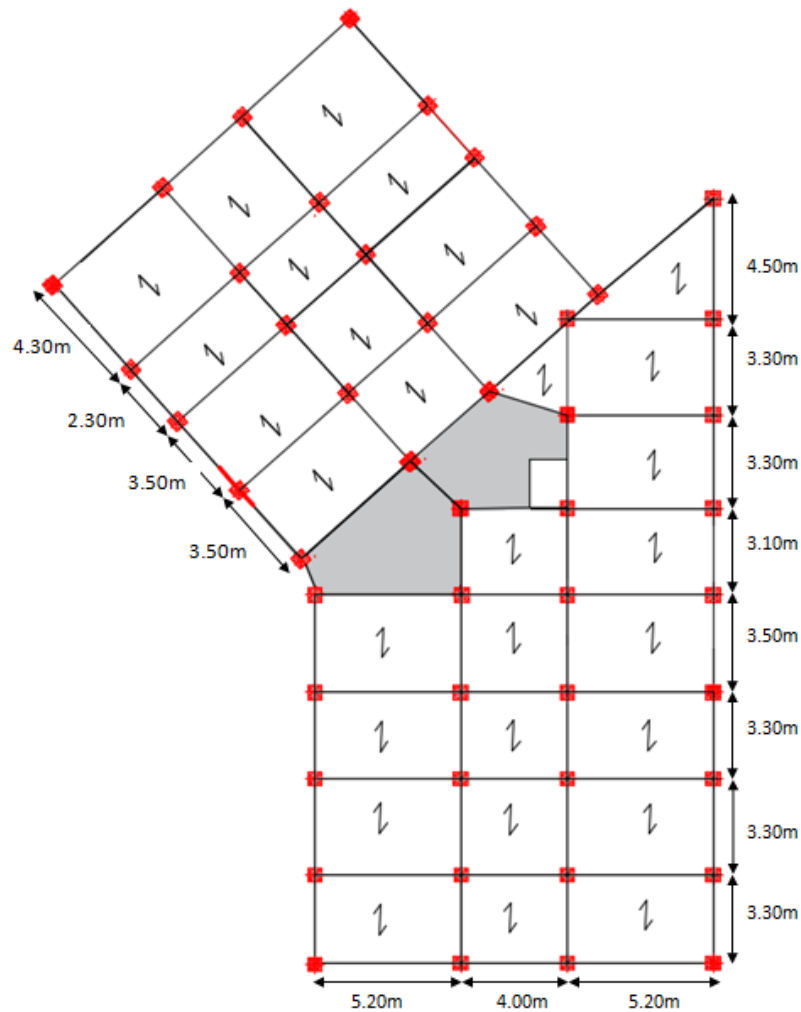


Figure II.2. Disposition des poutrelles planchées 1 à 7

II.2.2. Plancher à corps creux

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression
- Treillis soudé.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t tel que $h_t = h_{cc} + h_{dc}$ avec h_{cc} et h_{dc} : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

En vérifiant la condition suivante d'après le **CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4)**

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

Avec :

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 4.50 - 0.3 = 4.20\text{m} \rightarrow h_t \geq \frac{420}{22.5} = 18.66\text{ cm}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 20cm ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4)

Avec :

$$\begin{cases} h_{CC} = 16\text{ cm} : \text{ hauteur du corps creux.} \\ h_{dc} = 4\text{ cm} : \text{ hauteur de la table de compression.} \end{cases}$$

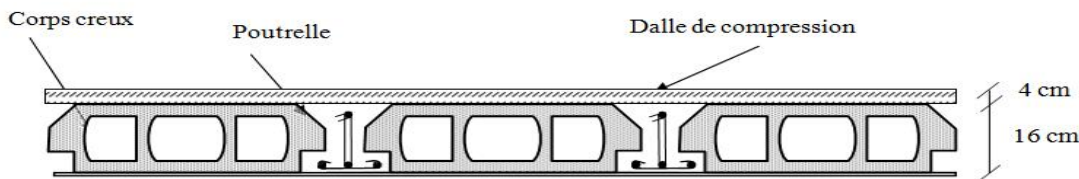


Figure II .3. Coupe transversale d'un plancher corps creux

II.2.2. Les planchers à dalle pleine

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

a. critère de résistance à la flexion :

- ✓ $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ pour une dalle sur quatre (4) ou deux (3) appuis $\rho < 0.4$.
- ✓ $e \geq L_x/20$ pour une dalle sur un seul (1).
- ✓ $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$ pour une dalle sur trois(3) ou quatre(4) appuis $\rho \geq 0.4$.

L_x : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

L_y : est la grande portée de la dalle.

b. coupe-feu

- ✓ $e \geq 7\text{cm}$ Pour une heure de coupe-feu.
- ✓ $e \geq 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

Isolation phonique

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, Pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant.

Donc, on opte pour les dalles pleines d'épaisseur $e=14\text{cm}$.

Remarque :

On adopte les dimensions des dalles à partir du plan d'architecte (**Annexe1**)

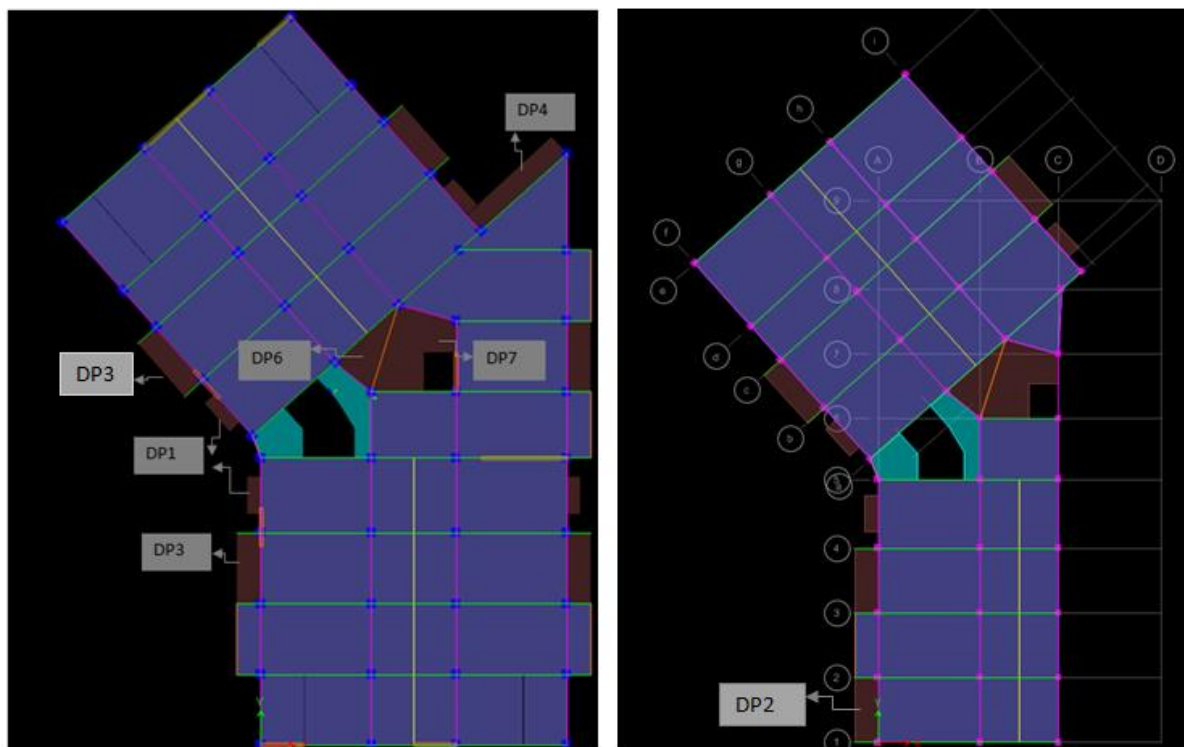


Figure II.4. Disposition des dalles pleines dans le plan

Tableau II.1. Différents types de dalle pleine

	DP1 (un seul appui)	DP2 (3appuis)	DP3 (3appuis)
e(cm)	$e \geq 0.025$	$2.86 \leq e \leq 3.33$	$3.43 \leq e \leq 4$
ρ	$0.28 < 0.4$	$0.33 < 0.4$	$0.4 \geq 0.4$
DP4 (deux appuis)			
e(cm)	$2.77 \leq e \leq 3.23$		
ρ	$0.2 < 0.4$		
	DP6 (4appuis)	DP7 (4appuis)	
e(cm)	$4.11 \leq e \leq 4.6$	$5.89 \leq e \leq 6.6$	
ρ	$0.53 > 0.4$	$0.81 > 0.4$	

II.3. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec des armatures en acier chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les transmettre aux poteaux.

Le chargement ou encore les charges agissant sur les poutres de plancher sont essentiellement des charges verticales (poids propre, et surcharges d'exploitation, ou de neige).

A noter que ces surcharges sont supposées uniformément réparties mais parfois ces mêmes charges peuvent être ponctuelles. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

➤ **Les poutres principales (P.P)**

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement aux poutres principales, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots \dots \dots \text{(BAEL91/99)}$$

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis.

$$\frac{538-30}{15} \leq h \leq \frac{538-30}{10} \rightarrow 33.87 \leq h \leq 50.8$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h = 40\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{ cm} \rightarrow b = 30\text{cm} & \text{(condition vérifiée)} \\ h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 40\text{cm} & \text{(condition vérifiée)} \dots \text{(RPA 99 Version 2003 Art.7.5.1)} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 & \text{(condition vérifiée)} \end{cases}$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b * h) = (30 * 40)\text{cm}^2$

➤ **Les poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots \dots \dots \text{BAEL91/99}$$

L_{\max} : Longueur maximale de la poutrelle entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 450 - 30 = 420\text{cm}$$

$$\frac{450-30}{15} \leq h \leq \frac{450-30}{10} \rightarrow 28 \leq h \leq 42$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

Vérifications :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{ cm} \rightarrow b = 30\text{cm} & \text{(condition vérifiée)} \\ h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 35\text{cm} & \text{(condition vérifiée)} \text{(RPA 99 Version 2003 Art.7.5.1)} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 & \text{(condition vérifiée)} \end{cases}$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b * h) = (30 * 35)\text{cm}^2$

➤ Poutres de chainages :

Les chainages horizontaux doivent régner sur toute l'épaisseur du mur (épaisseur totale du mur s'il s'agit d'un mur à double paroi)

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

Avec : $L = 330 - 30 = 300 \text{ cm}$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \rightarrow 20 \leq h \leq 30$$

Soit : $h_t = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

II.4. Pré-dimensionnement des poutrelles

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA93 (art A.4.1.3).}$$

Avec :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t = (0.08 \text{ à } 0.12) \text{ m}$$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm}$

l_x : distance entre nus de deux poutrelles ($l_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$).

l_y : la distance minimale entre nus d'appuis de deux poutre principale ($l_y = 230 - 30 = 200 \text{ cm}$).

b : Largeur de la table de compression.

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

$H = H_{cc} + H_{dc} = 20 \text{ cm}$ hauteur totale de la poutrelle.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{200}{10}\right) \rightarrow b_1 \leq \min(27,5, 20)$$

On prend : $b_1 = 20 \text{ cm}$.

On a : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 20 + 10 = 50 \text{ cm}$

Soit : **$b = 50 \text{ cm}$**

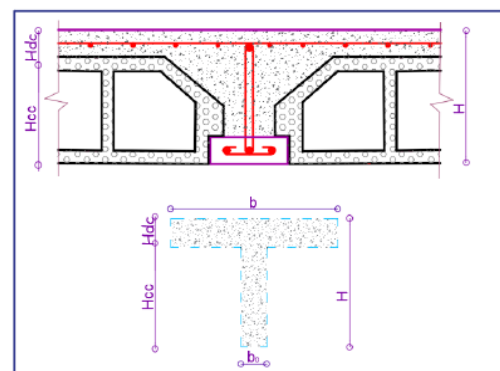


Figure II .5. Dimensions de la nervure

II.5. Pré-dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1. Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $L_{min} \geq 4e$. L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et de la rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale est de 15 cm.

$L_{min} \geq 4e$. Avec : $e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}, 15cm \right]$ (RPA99/2003Artc7.7.1)

Avec :

L : Longueur du voile

a : épaisseur du voile

he: la hauteur libre d'étage

- ❖ He = 320 cm $\rightarrow e \geq 3.20/20 = 0.16$ cm Entre sol.
- ❖ He = 269 cm $\rightarrow e \geq 2.69/20 = 0.1345$ cm RDC.
- ❖ He = 269 cm $\rightarrow e \geq 2.69/20 = 0.1345$ cm Les étages.

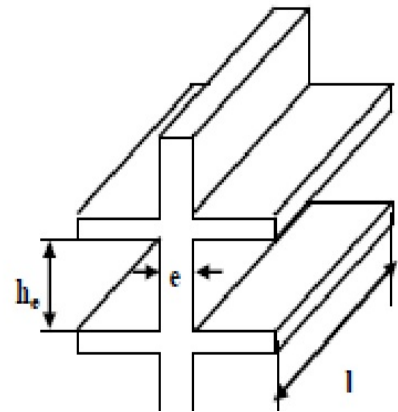


Figure II.6. Coupe verticale d'un voile

Pour l'entresol : $e \geq \max[16,15cm]$ on prend $e=20cm$

Pour les étage : $e \geq \max[13,45, 15cm]$ on prend $e=15$ cm

Langueur des voiles : $L_{min} \geq 4 \times 20 = 80$ cm pour l'entre sol

$L_{min} \geq 4 \times 15 = 60$ cm pour les étages

II.6. Pré-dimensionnement d'escalier

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

H0 : demi-hauteur d'étage.

L0: longueur totale d'escalier.

g : le giron.

h : hauteur de la contre marche.

L'escalier de notre projet est de type : deux volées différentes et un palier intermédiaire.

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.59 < g + 2h < 0.64m \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} g = \frac{L_0}{n-1} \\ h = \frac{H}{n} \end{cases}$$

$$\text{Soit: } g + 2h = 64cm \dots \dots \dots (2)$$

On remplace (1) dans (2) on obtient l'équation: $64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$

-On distingue dans notre projet un type d'escalier droits a deux volée avec un palier de repos

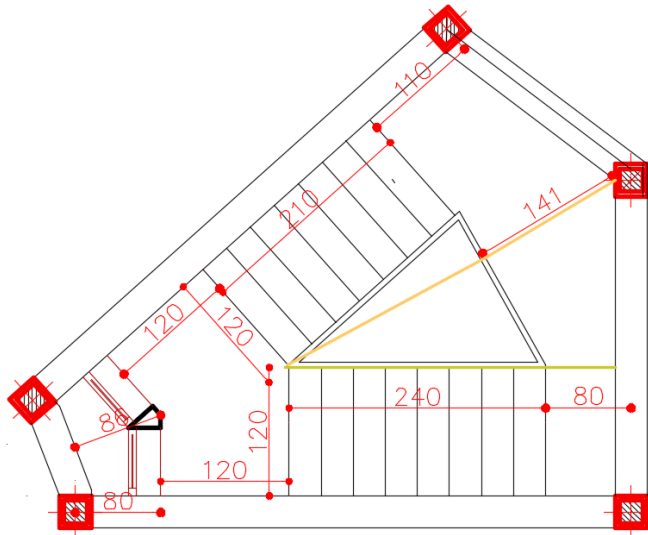


Figure II.7. Vue en plan escalier étage

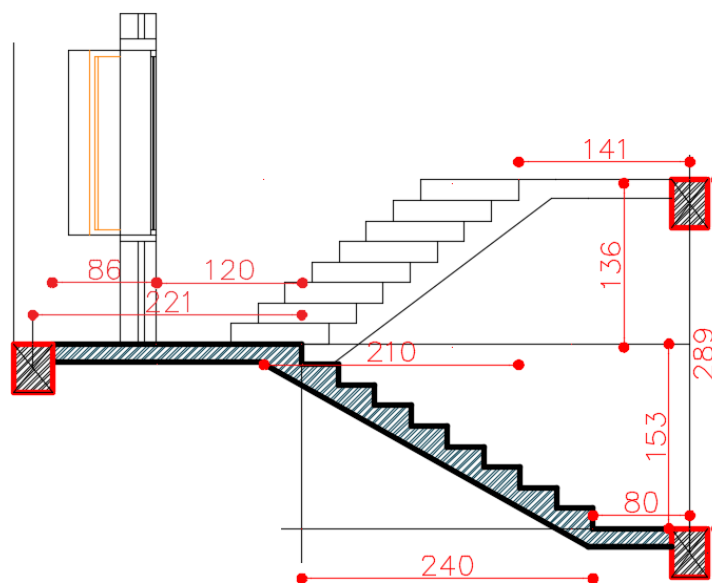


Figure II.8. Vue en plan escalier étage

➤ Pour la volée I :

- Calcul du nombre de marche et de contre marche

On a :

$$L_0 = 240 \text{ cm}$$

$$H = 153 \text{ cm}$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Après résolution on à: $n=9$ cm

On opte pour un nombre de contre marche : $n= 9$ contre marche.

-Calcul du giron et la hauteur d'une contre marche :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{cm} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm} \end{cases}$$

-Inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{153}{240} \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$

- **Epaisseur de la paillasse**

$$L = L_{p1} + L_{V1} + L_{p2} = 0.80 + \sqrt{(2.4)^2 + (1.53)^2} + 2.21$$

$$L = 5.86\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{586}{30} \leq e \leq \frac{586}{20} \rightarrow 19.36\text{cm} \leq e \leq 29.3\text{cm}$$

On prend pour la volée : $e= 20\text{cm}$.

➤ **Pour la volée II :**

✓ **Calcul du nombre de marche et de contre marche**

On a:

$$L_0=210\text{cm}$$

$$H=136\text{cm}$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 136 + 210)n + 2 \times 136 = 0$$

$$64n^2 - 546n + 272 = 0$$

Après résolution on à: $n=8$ cm

On opte pour un nombre de contre marche : $n= 8$ contre marche.

-Calcul du giron et la hauteur d'une contre marche :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{136}{8} = 17\text{cm} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{210}{7} = 30\text{cm} \end{cases}$$

-Inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{136}{210} \rightarrow \alpha = 32.92^\circ$

- **Epaisseur de la paillasse**

$$L = L_{p1} + L_{V1} + L_{p2}$$

$$L = 1.41 + \sqrt{(2.1)^2 + (1.36)^2} + 2.21$$

$$L = 612\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$20\text{cm} \leq e \leq 30.6\text{cm}$$

On prend pour la volée : $e= 20\text{cm}$.

II.7. Pré-dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumis à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et une force horizontale due au séisme (Fp). ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 60\text{cm}$

➤ Evaluation des charges :

-Surface de l'acrotère est :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03)/2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

- Le volume par mètre linéaire est :

$$V_{\text{acr}} = 0.0685 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} = 0.0685 \text{ m}^3$$

- Le poids propre de l'acrotère est :

$$G_{\text{acr}} = (0.0685 \times 25 \times 1) + 0.216 = 1.7125 + 0.216 = 1.928 \text{ KN /ml}$$

- Enduit de ciment :

$$G = H \times 1 \times \gamma_{\text{mortier}} \times e_{\text{mortier}} = 0.6 \times 1 \times 18 \times 0.02 = 0.216 \text{ KN /ml}$$

➤ Charge d'entretien :

$$Q = 1 \text{ KN}$$

➤ La charge horizontale (Force sismique) :

$W_p = 1.928 \text{ KN/ml}$ poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8 \text{ KN}$ facteur de la force horizontale.

$$A = 0.2 (\text{Zone II .Gr2})$$

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \text{RPA99 (article 6.2.3)}$.

$$\rightarrow F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 1.928 = 1.234 \text{ Kg/ml}$$

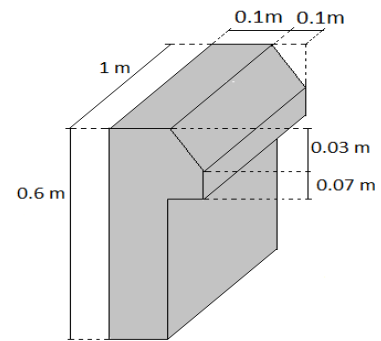


Figure II.9. Acrotère 3D

II.8. Pré-dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs du système poutres, ils supportent les charges verticales, ils participent à la stabilité transversale et servent au chaînage vertical.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version 2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \quad (\text{RPA99/2003(Article 7.4.1)}) \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à : $h_e = h_t - h_{\text{poutre}}$

$h_e = 2.49 \text{ m}$ Pour tous les étages R+10

$h_e = 3.00 \text{ m}$ Pour L'entresol

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Tableau II.2.Poteau de différents niveaux

Etages	Section (b×h)cm ²
Entre sol+RDC	45×50
Etages (1+2)	45×45
Etages (3+4)	40×45
Etages (5+6)	40×40
Etages (7+8)	35×40
Etages (9+10)	35×35

II.9.Evaluation des charges et des surcharges✓ **Terrasse inaccessible à corps creux****Tableau II.3.** Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e"(m)	Poids volumique "(KN/m ³)"	Poids surfaciques "G"(KN/m ²)
1	Gravillons de protection	0.04	20	0.8
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.025	4	0.1
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Plancher à corps creux (16+4)cm	0.20	/	2.85
6	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanent G				6.22
Charge d'exploitation Q				1

✓ **Plancher terrasse accessible à corps creux****Tableau II.4.** Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à corps creux

N°	Description	"e"(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques "G"(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02		0.4

			20	
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Plancher à corps creux (16+4)cm	0.20	/	2.85
6	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanent G				6.36
Charge d'exploitation Q				1.5

✓ **Plancher courant à corps creux**

Tableau II.5. Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

N°	Description	"e" (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques "G"(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Plancher à corps creux (16+4)cm	0.20	/	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				5.21
Charge d'exploitation Q				1.5

✓ **Plancher courant en dalle pleine**

Tableau II.6. Evaluation des charges de plancher courant à dalle pleine

N°	Description	"e"(m)	Poids volumique" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G"(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieurs	/	/	1
5	Dalle pleine	0.14	25	3.
6	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
Charge permanent G				5.61
Charge d'exploitation Q				1.5

✓ Les balcons

Tableau II.7. Evaluation des charges de balcon

N°	Description	Épaisseur "e"(m)	Poids volumique"" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G"(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.14	25	3.5
5	Enduit de ciment	0.015	20	0.3
Charge permanent G				4.96
Charge d'exploitation Q				3.5

✓ Les escaliers

• Volée I :

Tableau II.8. Evaluation des charges sur la volée

N°	Description	Épaisseur "e"(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques "G"(KN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	Horizontal	0.02	0.4
		Vertical	0.02*0.17/0.3	
2	Mortier de pose	Horizontal	0.02	0.4
		Vertical	0.02*0.17/0.3	
3	Marche	$h/2=0.17/2$	22	1.87
4	Dalle pleine	$0.20/\cos(\alpha)$	25	5.93
5	Enduit de ciment	$0.015/\cos(\alpha)$	18	0.32
6	Garde de corps	/	/	0.6
Charge permanent G				9.97
Charge d'exploitation Q				2.5

• Palier

Tableau II.9. Evaluation des charges de palier

N°	Description	"e"(m)	Poids volumique"" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G"(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.20	25	5
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent G				6.43
Charge d'exploitation Q				2.5

✓ Les murs extérieurs et murs de séparation entre appartements

Tableau II.10. Evaluation des charges de murs extérieurs

N°	Description	Épaisseur "e"(m)	Poids volumique" "(KN/m ³) "	Poids surfaciques "G"(KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	0.015	18	0.27
2	Brique creuse de 15cm	0.015	/	1.3
3	Lame d'aire	0.05	/	/
4	Brique creuse de10cm	0.01	/	0.9
5	Enduit plâtre intérieure	0.02	10	0.2
Charge permanent G				2.67

✓ Les murs intérieurs

Tableau II.11. Evaluation des charges de murs intérieurs

N°	Description	Épaisseur "e"(m)	Poids volumique" "(KN/m ³) "	Poids surfaciques "G"(KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse de10cm	0.01	/	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				1.3

II.10. La descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente soit le poteau P1 et P2.

➤ **La loi de dégression**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1,2,...n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- sous la terrasse : Q_0 .

-sous le premier étage à partir du sommet ($i=1$) : Q_0+Q_1 .

-sous le deuxième étage ($i=2$) : $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$.

-sous le troisième étage ($i=3$) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.

-sous le quatrième étage ($i=4$) : $Q_0+0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

-Pour n étage ($n=5$) : $Q_0+\frac{n+3}{2n} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

➤ **Décote de charge pour le poteau P1 :**

❖ **Calcul des surfaces afférentes**

▪ **Terrasse cage d'escalier :**

$$S_{\text{affce}} = (1.40 \times 2.45) + (1.40 \times 1.85)$$

$$\rightarrow S_{\text{affce}} = S_{\text{affG}} = 6.02 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{affQ}} = S_{\text{affG}} + b \times L_p = 6.02 + 0.30 \times (2.45 + 1.85 + 1.40)$$

$$\rightarrow S_{\text{affQ}} = 7.73 \text{ m}^2$$

▪ **Terrasse inaccessible**

$$\begin{cases} S_{\text{aff}_{\text{inaccessibleG}}} = (1.60 \times 2.45) + (1.60 \times 1.85) = 6.88 \text{ m}^2 \\ S_{\text{aff}_{\text{inaccessibleQ}}} = 6.88 + 0.30 \times 5.9 = 8.65 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_{\text{aff}_{\text{courantsG}}} = (1.40 \times 1.85) = 2.59 \text{ m}^2 \\ S_{\text{aff}_{\text{courantsQ}}} = 2.59 + 0.30 \times 1.4 = 3.01 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_{\text{aff}_{\text{palier}}} = 0.65 \times 1.20 = 0.78 \text{ m}^2 \\ S_{\text{aff}_{\text{volée}}} = 1.20 \times 1.8 = 2.16 \text{ m}^2 \end{cases}$$

▪ **Etage courants :**

$$S_{\text{affEcG}} = (1.60 \times 2.45) + (1.40 \times 1.85) + (1.60 \times 1.85)$$

$$\rightarrow S_{\text{affEcG}} = 9.47 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{affEcQ}} = 9.47 + 0.30 \times 7.3 = 11.66 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}_{\text{palier}}} = 0.65 \times 1.20 = 0.78 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}_{\text{volée}}} = 1.20 \times 1.8 = 2.16 \text{ m}^2$$

▪ **Entre Sol :**

$$S_{\text{affcc}} = (1.60 \times 2.45) + (1.40 \times 1.85) + (1.60 \times 1.85)$$

$$\rightarrow S_{\text{affcc}} = 9.47 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{affccQ}} = 9.47 + 0.30 \times 7.3 = 11.66 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}_{\text{palier}}} = (1.25 \times 1.25) = 1.56 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}_{\text{volée}}} = (0.15 \times 1.25) + (1.25 \times 1.20) = 1.68 \text{ m}^2$$

▪ **Surface des murs extérieurs (double cloison)**

✓ **Hauteur des murs :**

Pour R+10 :

Sous la poutre principale : $h_{\text{pp}} = 289 - 40 = 249 \text{ cm}$.

Sous la poutre secondaire : $h_{\text{ps}} = 289 - 30 = 259 \text{ cm}$.

Sous le plancher : $h_{\text{plancher}} = 289 - 20 = 269 \text{ cm}$.

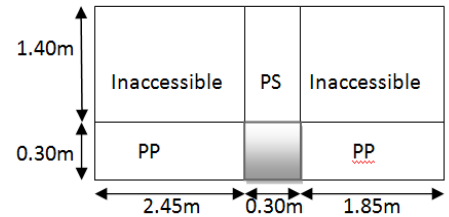


Figure II.10. La surface afférente de la cage d'escalier

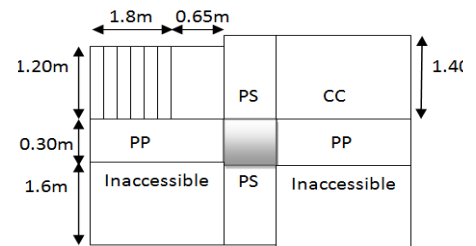


Figure II.11. La surface afférente de la terrasse inaccessible

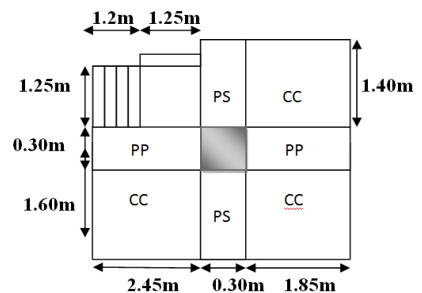


Figure II.12. La surface afférente de l'étage courant

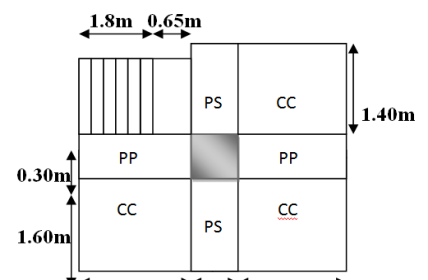


Figure II.13. La surface afférente de l'entre sol

Pour entre sol :

Sous la poutre principale : $h_{pp} = 340 - 40 = 300\text{cm}$.

Sous la poutre secondaire : $h_{ps} = 340 - 30 = 310\text{cm}$.

Sous le plancher : $h_{plancher} = 340 - 20 = 320\text{cm}$.

✓ **Surface des murs :**

Etage	Sous PP (m ²)	Sous PS (m ²)	Plancher (m ²)	G kn
Terrasse	$4.25 \times 2.49 = 10.28\text{m}^2$	$0.84 \times 2.59 = 2.17\text{m}^2$	/	33.24
8-10	$(2.45 + 1.4) \times 2.49 = 9.59\text{m}^2$	/	$(1.20 + 0.45) \times 2.69 = 4.44\text{m}^2$ de 30cm $0.4 \times 2.69 = 1.076\text{m}^2$ de 10 cm	38.86
RDC-7	$(0.6 + 2.45) \times 2.49 = 7.59\text{m}^2$	/	$1.2 \times 2.69 = 3.23\text{m}^2$ de 30cm $(0.4 + 0.9) \times 2.69 = 2.82\text{m}^2$ de 10cm	32.56
Entre sol	$(2.45 + 1.85) \times 3 = 12.9\text{m}^2$	$1.4 \times 3.1 = 4.34\text{m}^2$	/	46.03

• **Calcul des poids propre :**▪ **Poids des poteaux :**

Etages	Hauteur(m)	Section (b×h)cm ²	γ (KN/m ³)	G(KN)
Entre sol	3.40	45×50	25	19.125
RDC	2.89	45×50		16.256
Etages (1+2)	2.89	45×45		14.631
Etages (3+4)	2.89	40×45		13.005
Etages (5+6)	2.89	40×40		11.56
Etages (7+8)	2.89	35×40		10.115
Etages (9+10)	2.89	35×35		8.851
Cage d'escalier	2.89	35×35		8.851

▪ **Poids des poutres :****Pour la terrasse cage d'escalier :**

Poutre	Longueur (m)	Section (m ²)	γ (KN/m)	b (m)	Surcharge (KN/m ²)	G (KN)
PP	2.45+1.85	0.3×0.4	25	0.3	1	12.9
PS	1.40	0.3×0.35				3.675

Pour la terrasse R+10 :

Poutre	Longueur (m)	Section (m ²)	γ (KN/m)	b (m)	Surcharge (KN/m ²)	G (KN)
PP	2.45+1.85	0.3×0.4	25	0.3	1	12.9
PS	1.40+1.60	0.3×0.35				7.875

Pour Etage courant :

Poutre	Longueur (m)	Section (m ²)	γ (KN/m)	b (m)	Surcharge (KN/m ²)	G (KN)
PP	2.45+1.85	0.3×0.4	25	0.3	1.5	12.9
PS	1.40+1.60	0.3×0.35				7.875

▪ **Poids des plancher :**

$$P_G = S_{affG} \times G$$

$$P_Q = S_{affQ} \times Q$$

Terrasse cage d'escalier :

	S_{affG} (m ²)	S_{affQ}	Poids (KN /m ²)	Surcharge (KN/m ²)	P_G (KN)	P_Q (KN)
Terrasse EC	6.02	7.73	6.22	1	37.44	7.73
					37.44	7.73

Terrasse :

	S_{affG} (m ²)	S_{affQ} (m ²)	Poids(kn /m ²)	Surcharge (KN/m ²)	P_G (KN)	P_Q (KN)
Terrasse Inaccessible	6.88	8.65	6.22	1	42.79	8.65
Terrasse CC	2.59	3.01	5.21	1.5	13.49	4,52
DP(palier)	0.78	0.78	6.43	2.5	5.02	1.95
DP(volée)	2.16	2.16	9.97	2.5	21.54	5.4
					82.84	20,52

Etage courant :

	S_{affG} (m ²)	S_{affQ} (m ²)	Poids (KN /m ²)	Surcharge (KN/m ²)	P_G (KN)	P_Q (KN)
Terrasse CC	9.47	11.66	5.21	1.5	49.34	17.49
DP (palier)	0.78	0.78	6.43	2.5	5.02	1.95
DP (volée)	2.16	2.16	9.97	2.5	21.54	5.4
					75.9	24.84

• Entresol :

	S_{affG} (m ²)	S_{affQ} (m ²)	Poids (KN /m ²)	Surcharge (KN/m ²)	P_G (KN)	P_Q (KN)
Terrasse CC	9.47	11.66	5.21	1.5	49.34	17.49
DP (palier)	1.56	1.56	6.43	2.5	10.03	3.9
DP (volée)	1.68	1.68	9.97	2.5	16.75	4.2
					76.12	25.59

D'après les différentes charges des différents types des éléments de la structure, le tableau suivant nous donne les résultats de la descente de charge sur le poteau P1 :

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

Niveaux	Elément	G(KN)	Gcumul(KN)	Q(KN)	Qcumul
N13 La cage d'escalier	Plancher inaccessible	37.44	98.034	$Q_0=7.73$	7.73
	Poutre	16.575			
	Poteau (35*35)	8.851			
	L'acrotère	1.928			
	Mur	33.24			
N12(10)	Venant de N	98.034	249.36	$Q_1=21.36$	29.09
	p. terrasse	82.84			
	poutre	20.775			
	Poteau(35*35)	8.851			
	mur	38.86			
N11(9)	Venant de N	249.36	393.746	$Q_2=24.84$	50,82
	Plancher EC	75.9			
	poutre	20.775			
	poteau(35*35)	8.851			
	Mur	38.86			

N10(8)	Venant de N	393.746	539.396	$Q_3=24.84$	70,91
	Plancher EC	75.9			
	poutre	20.775			
	Poteau(35*40)	10.115			
	Mur	38.86			
N9(7)	Venant de N	539.396	678.746	$Q_4=24.84$	88,51
	Plancher EC	75.9			
	poutre	20.775			
	Poteau(35*40)	10.115			
	Mur	32.56			
N8(6)	Venant de N	678.746	819.541	$Q_5=24.84$	103,634
	Plancher EC	75.9			
	poutre	20.775			
	Poteau(40*40)	11.56			
	Mur	32.56			
N7(5)	Venant de N	819.541	960.336	$Q_6=24.84$	116,27
	Plancher EC	75.9			
	Poutre	20.775			
	Poteau(40*40)	11.56			
	Mur	32.56			
N6(4)	Venant de N	960.336	1102.576	$Q_7=24.84$	128,84
	Plancher EC	75.9			
	Poutre	20.775			
	Poteau(40*45)	13.005			
	Mur	32.56			
N5(3)	Venant de N	1102.576			

	Plancher EC	75.9	1244.816	$Q_8=24.84$	141,38
	poutre	20.775			
	Poteau(40*45)	13.005			
	Mur	32.56			
N4(2)	Venant de N	1244.816	1388.681	$Q_9=24.84$	153,89
	Plancher EC	75.9			
	Poutre	20.775			
	Poteau(45*45)	14.63			
	Mur	32.56			
N3(1)	Venant de N	1388.681	1532.546	$Q_{10}=24.84$	166,38
	Plancher EC	75.9			
	Poutre	20.775			
	Poteau(45*45)	14.63			
	Mur	32.56			
N2(RDC)	Venant de N	1532.546	1678.041	$Q_{11}=24.84$	178,86
	Plancher EC	75.9			
	Poutre	20.775			
	Poteau(45*50)	16.26			
	Mur	32.56			
N1 (Entresol)	Venant de N	1678.041	1840.091	$Q_{12}=25.59$	191,80
	Plancher EC	76.12			
	Poutre	20.775			
	Poteau(45*50)	19.125			
	Mur	46.03			

➤ **Décote de charge pour le poteau P2 :**

- **Calcule des surfaces afférentes :**

- **Terrasse inaccessible**

$$S_{\text{affinaccessibleG}} = (1.60 \times 2.45) + (1.60 \times 1.85) + (1.5 \times 1.85) + (1.5 \times 2.45) = 13.33 \text{m}^2$$

$$S_{\text{affinaccessibleQ}} = 13.33 + 0.30 \times 7.4 = 15.55 \text{m}^2$$

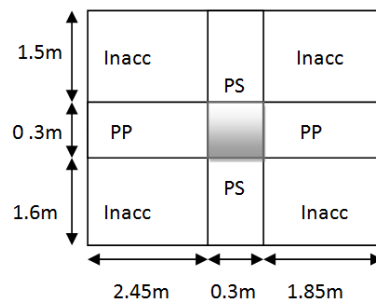


Figure II.14. La surface afférente de terrasse inaccessible

- **Étage courants :**

$$S_{\text{affinaccessibleG}} = (1.60 \times 2.45) + (1.60 \times 1.85) + (1.5 \times 1.85) + (1.5 \times 2.45) = 13.33 \text{m}^2$$

$$S_{\text{affinaccessibleQ}} = 13.33 + 0.30 \times 7.4 = 15.55 \text{m}^2$$

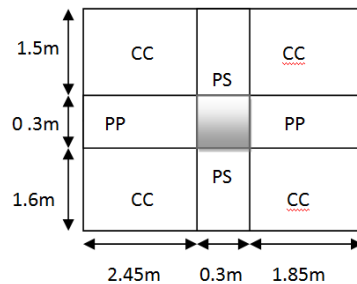


Figure II.15. La surface afférente de l'étage courant

- **Surface des murs extérieurs (double cloison)**

- ✓ **Hauteur des murs :**

Pour étage :

Sous la poutre principale : $h_{pp} = 289 - 40 = 249 \text{cm}$.

Sous la poutre secondaire : $h_{ps} = 289 - 30 = 259 \text{cm}$.

Sous le plancher : $h_{\text{plancher}} = 289 - 20 = 269 \text{cm}$.

Pour entre sol :

Sous la poutre principale : $h_{pp} = 340 - 40 = 300\text{cm}$.

Sous la poutre secondaire : $h_{ps} = 340 - 30 = 310\text{cm}$.

Sous le plancher : $h_{plancher} = 340 - 20 = 320\text{cm}$.

✓ **Surface des murs :**

Etage	Sous PP (m ²)	Sous PS (m ²)	Plancher (m ²)	Gmur (KN)
1-10	$(0.9+1.15) \times 2.49 = 5.1\text{m}^2$ de 10cm	/	$(3.25) \times 2.69 = 8.74\text{m}^2$ de 30cm (On prend la moitié pour G) $(1.5+1.6) \times 2.69 = 8.34\text{m}^2$ de 10 cm	29.14
RDC	$1.85 \times 2.49 = 4.61\text{m}^2$ de 30cm	$0.8 \times 2.59 = 2.07$ De 10cm	$3.1 \times 2.69 = 8.34\text{m}^2$ de 30cm (On prend la moitié pour G)	26.134
Entre sol	$(2.45+1.85) \times 3 = 10.71\text{m}^2$	$1.4 \times 3.1 = 4.34\text{m}^2$	/	32.95

• **Calcul des poids propre :**▪ **Poids des poteaux :**

Etages	Hauteur(m)	Section (b×h)cm ²	γ (KN/m ³)	G(KN)
Entre sol	3.40	45×50	25	19.125
RDC	2.89	45×50		16.256
Etages (1+2)	2.89	45×45		14.631
Etages (3+4)	2.89	40×45		13.005
Etages (5+6)	2.89	40×40		11.56
Etages (7+8)	2.89	35×40		10.115
Etages (9+10)	2.89	35×35		8.851

▪ **Poids des poutres :****Pour tous étages :**

Poutre	Longueur (m)	Section (m ²)	γ (KN/m)	b (m)	Surcharge (KN/m ²)	G (KN)
PP	2.45+1.85	0.3×0.4	25	0.3	1	12.9
PS	1.50+1.60	0.3×0.35				8.14

▪ Poids des plancher :

$$P_G = S_{affG} \times G$$

$$P_Q = S_{affQ} \times Q$$

Terrasse :

	S_{affG} (m ²)	S_{affQ} (m ²)	Poids (KN /m ²)	Surcharge (KN/m ²)	P_G (KN)	P_Q (KN)
Terrasse Inaccessible	13.33	15.55	6.22	1	82.91	15.55
					82.91	15.55

Etage courant :

	S_{affG} (m ²)	S_{affQ} (m ²)	Poids (KN /m ²)	Surcharge (KN/m ²)	P_G (KN)	P_Q (KN)
Terrasse CC	13.33	15.55	5.21	1.5	69.45	23.33
					69.45	23.33

D'après les différentes charges des différents types des éléments de la structure, le tableau suivant nous donne les résultats de la descente de charge sur le poteau P2 :

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

Niveaux	Elément	G(KN)	Gcumul(KN)	Q(KN)	Q cumul
N12	Plancher Terrasse	82.91	141.941	$Q_0=15.55$	15.55
	poutre	21.04			
	Poteau(35*35)	8.851			
	Mur	29.14			
N11	Venant de N	141.941	270.381	$Q_1=23.33$	38.88
	Plancher cc	69.45			
	poutre	21.04			
	Poteau(35*35)	8.851			
	mur	29.14			

N10	Venant de N	270.381	400.126	$Q_2=23.33$	59.877
	Plancher EC	69.45			
	poutre	21.04			
	poteau(35*40)	10.115			
	Mur	29.14			
N9	Venant de N	400.126	529.871	$Q_3=23.33$	78.541
	Plancher EC	69.45			
	poutre	21.04			
	Poteau(35*40)	10.115			
	Mur	29.14			
N8	Venant de N	529.871	661.061	$Q_4=23.33$	90.206
	Plancher EC	69.45			
	poutre	21.04			
	Poteau(40*40)	11.56			
	Mur	29.14			
N7	Venant de N	661.061	722.801	$Q_5=23.33$	103.037
	Plancher EC	69.45			
	poutre	21.04			
	Poteau(40*40)	11.56			
	Mur	29.14			
N6	Venant de N	722.801	855.436	$Q_6=23.33$	114.936
	Plancher EC	69.45			
	Poutre	21.04			
	Poteau(40*45)	13.005			
	Mur	29.14			
N5	Venant de N	855.436			

	Plancher EC	69.45	1018.071	$Q_7=23.33$	128.234
	Poutre	21.04			
	Poteau(40*45)	13.005			
	Mur	29.14			
N4	Venant de N	1018.071	1152.331	$Q_8=23.33$	140.599
	Plancher EC	69.45			
	poutre	21.04			
	Poteau(45*45)	14.63			
	Mur	29.14			
N3	Venant de N	1152.331	1286.591	$Q_9=23.33$	152.031
	Plancher EC	69.45			
	Poutre	21.04			
	Poteau(45*45)	14.63			
	Mur	29.14			
N2	Venant de N	1286.591	1419.475	$Q_{10}=23.33$	164.861
	Plancher EC	69.45			
	Poutre	21.04			
	Poteau(45*50)	16.26			
	Mur	26.134			
N1	Venant de N	1419.475	1562.04	$Q_{11}=23.33$	175.94
	Plancher EC	69.45			
	Poutre	21.04			
	Poteau(45*50)	19.125			
	Mur	32.95			

Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux

Tableau II.14. Résultats de la descente de charge pour P1 et P2

Poteau	G(KN)	Q(KN)	ELU	ELS
P1	1840.091	191,80	2771,82	2031,89
P2	1562.04	175.94	2372.664	1737.98

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (P1) qui est le plus sollicité sous charges verticales.

D'après le **BAEL 91 (Art B.8.1,1)**, l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

$$Nu' = 1.1 \times 2771,82 = 3049.005 \text{ KN}$$

$$Nu' = 3049.005 \text{ KN}$$

II.11. Vérification des poteaux

a. Vérification à la compression simple

• Entresol

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_U}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5}$$

B : Section du béton $B = 0.50 \times 0.45 = 0.225 \text{ m}^2$

$$B \geq \frac{3049,005 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.215 \text{ m}^2$$

$$B_{adopté} = 0.225 \text{ m}^2 > B_{calculé} = 0.214 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau II.15.

Tableau II.15. Résultats de la Vérification à la compression simple.

Etages	Nu* KN	(a*b) (m ²)	Comparaiso		Observation
			n		
			Badopter	Bcalculer	
Cage ES	158.335	35*35	0.1225	0.011	Vérifiée
10	416,91	35*35	0.1225	0.029	Vérifiée
9	668,57	35*35	0.1225	0.047	Vérifiée
8	918,004	40*35	0.14	0.065	Vérifiée
7	1153,99	40*35	0.14	0.081	Vérifiée
6	1388,01	40*40	0.16	0.097	Vérifiée
5	1617,94	40*40	0.16	0.113	Vérifiée
4	1849,91	45*40	0.18	0.13	Vérifiée
3	2081,83	45*40	0.18	0.146	Vérifiée
2	2316,11	45*45	0.2025	0.163	Vérifiée

1	2550,36	45*45	0.2025	0.179	Vérifiée
RDC	2787,01	50*45	0.225	0.196	Vérifiée
Entresol	3049,005	50*45	0.225	0,215	Vérifiée

b. Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_U \leq \bar{N}_U = \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA93 (ART B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right) \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton=1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f=0.7l$: la longueur de flambement

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec : } I = \frac{h \times b^3}{12}$$

On prend $A_s = 1\% \times B_r$.

$$B_r^{cal} \geq \frac{N_U}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \gamma_s} \right]} \dots\dots\dots \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

$$B_r = (a-2)(b-2)$$

Il faut vérifier que : $B_r > B_r^{cal}$

Tableau II.16. Résultats de la vérification au flambement.

Etages	Nu(KN)	i(m)	λ	α	(B_r^{cal})		Observati on
					Br(m ²)	Br ^{cal} (m ²)	
Cage	158.335	0.101	17.26	0.810	0.109	0.00889	Vérifiée
ES							
10	416,91	0.101	17.26	0.810	0.109	0,0234	Vérifiée
9	668,57	0.101	17.26	0.810	0.109	0,0375	Vérifiée
8	918,004	0.101	17.26	0.810	0.125	0,0515	Vérifiée
7	1153,99	0.101	17.26	0.810	0.125	0,0647	Vérifiée
6	1388,01	0.115	15.16	0.819	0.144	0,077	Vérifiée
5	1617,94	0.115	15.16	0.819	0.144	0,0898	Vérifiée
4	1849,91	0.115	15.16	0.819	0.163	0,1027	Vérifiée
3	2081,83	0.115	15.16	0.819	0.163	0,1156	Vérifiée

2	2316,11	0.1299	15.14	0.819	0.185	0,1286	Vérifiée
1	2550,36	0.1299	15.14	0.819	0.185	0,1416	Vérifiée
RDC	2787,01	0.1299	15.14	0.819	0.206	0,1547	Vérifiée
Entre -sol	3049,005	0.1299	16.17	0.815	0.206	0,17	Vérifiée

II.12. Conclusion

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes Les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : 40*30 cm²

Poutres secondaires : 35*30cm²

Epaisseur des voiles : $\begin{cases} e = 20\text{cm pour l'entresol} \\ e = 15\text{cm pour les etage} \end{cases}$

Pour les poteaux :

Entre sol et RDC : (b*h)=45*50cm²

1^{ème} et 2^{ème} étage : (b*h)=45*45cm²

3^{ème} et 4^{ème} étage : (b*h)=40*45cm²

5^{ème} et 6^{ème} étage : (b*h)=40*40cm²

7^{ème} et 8^{ème} étage : (b*h)=35*40cm²

9^{ème} et 10^{ème} étage: (b*h)=35*35cm²

La cage d'escalier : (b*h)) =35*35cm²

Chapitre III :

Étude des éléments secondaires

III. Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Dans ce chapitre le calcul va concerner les éléments suivant : les planchers (corps creux et en dalle pleine), les escaliers, poutres palières et poutres de chaînages et l'acrotère.

III.1. Etude des poutrelles

III.1.1. Calcul des poutrelles

✓ **Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles**

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et

Au cisaillement, il existe quatre méthodes de calcul, la méthode forfaitaire,

Méthode de Caquot, méthode de Caquot minoré et la méthode RDM.

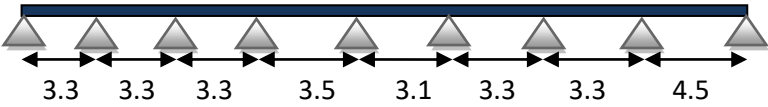
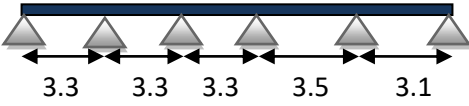
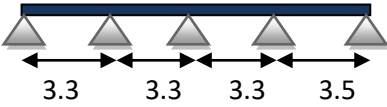
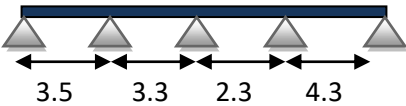
Le détail de calcul de ses différentes méthodes est détaillés dans **l'annexe 3**

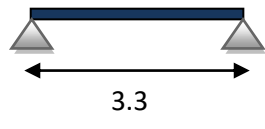
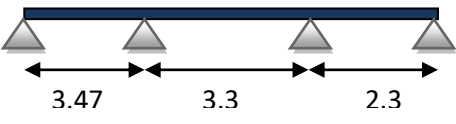
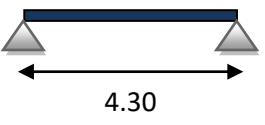
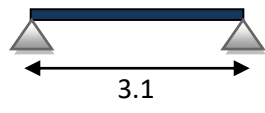
III.1.2. Les types de poutrelles

Le tableau (III.1) présente les différents types de poutrelles qui sont identifiés dans la structure, leur localisation ainsi la méthode adoptée pour le calcul selon les cas. Le choix de la méthode de calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles est effectué toute en respectant les conditions dictées précédemment.

Le sens de disposition adopté donne naissance à différents types de poutrelles. Ces derniers sont résumés sur les tableaux suivants :

Tableau III.1 présente les différents types de poutrelles

Types	Localisation	Schémas statiques des poutrelles	Méthode de calcul
Type 1	Entre sol 1+ RDC + étages de 1 a 7		Caquot minoré
Type 2	Tous les niveaux		Forfaitaire
Type 3	Tous les niveaux		Forfaitaire
Type 4	Tous les niveaux		Caquot minoré

Type 5	Tous les niveaux		RDM
Type 6	Terrasse accessible en RDC		Caquot minoré
Type 7	Terrasse accessible en 1 ^{er} étage		RDM
Type 8	+ RDC + étages de 1 a 7		RDM

III.1.3.Calcul des sollicitations

III.1.3.1.Exemple de calcul

✓ **Plancher étage courant**

- **Type 1(Terrasse inaccessible et étage courant)**

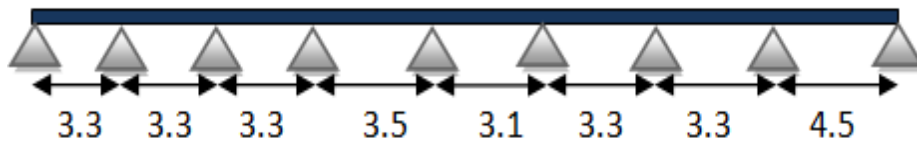


Figure III.1 Schéma statique de la poutrelle Type 1

Les conditions d'applications de la méthode forfaitaire

1. $1.5 \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2*5.21) \rightarrow 1.5 < \min (5 \text{ KN/m}^2 ; 10.42 \text{ KN/m}^2)$ vérifié
2. $0.8 < \frac{4.5}{3.3} = 0.73 < 1.25$ n'est pas vérifié
3. Fissuration peut nuisible Vérifié
4. Inertie (I) constante Vérifié

La condition du rapport entre deux travées successives $0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25$ n'est pas vérifiée, donc on applique la méthode de Caquot minorée, dans laquelle on minore G avec un coefficient de 2/3 uniquement pour le calcul des moments aux appuis. Pour le des moments en travées on reprend la valeur de G.

Les combinaisons d'actions et les charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont résumées dans le tableau (III.2)

Tableau III.2. Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle

Désignation	G (KN/m ²)	Q (N/m ²)	G' (KN/m ²)	ELU		ELS	
				P _u ' (KN/m ²)	p _u (KN/m ²)	q _s ' (KN/m ²)	p _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.22	1	4.15	4.61	6.43	3.34	4.69
Terrasse Accessible	6.36	1.5	4.24	5.18	7.05	3.73	5.11
Etage d'habitation	5.21	1.5	3.47	4.51	6.034	3.23	4.36

✓ Moment isostatique

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$$

$$\begin{cases} P_U = (1.35G + 1.5Q)l_0 & P_U' = (1.35G' + 1.5Q)l_0 \\ P_s = (G + Q)l_0 & P_s' = (G' + Q)l_0 \end{cases}$$

$$M_B = \frac{-qg \times Lg' + qd \times Ld'}{8.5(Lg' + Ld')}$$

Tableau III.3. moment isostatique de type 1

Type	ELU		ELS	
	M ₀	M ₀ '	M ₀	M ₀ '
AB	8.753	6.27	6.38	4.55
BC	8.753	6.27	6.38	4.55
CD	8.753	6.27	6.38	4.55
DE	9.84	7.06	7.18	5.11
EF	7.724	5.54	5.63	4.01
EG	8.753	6.27	6.38	4.55
GH	8.753	6.27	6.38	4.55
HI	16.28	11.67	11.87	8.45

✓ Moment en appuis

Appuis de rive : $M_A = M_E = 0$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à 0.15 M₀.

$$M_A = M_I = -0.15 \times M_0 = -1.75 \text{ KN.m}$$

• Appuis intermédiaire

$$M_B = \frac{-qg \times Lg' + qd \times Ld'}{8.5(Lg' + Ld')}$$

Tableau III.4.Moment en appuis intermédiaire poutrelle type 1

	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
B	-4,966	-3,6
C	-3,783	-2,743
D	-4,026	-2,919
E	-3,825	-2,773
F	-3,568	-2,587
G	-3,783	-2,743
H	-8,327	-6,037

- Moments en travées

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x) = M_0(x) + Mg \left(1 - \frac{x}{l}\right) + Md \times \frac{x}{l} \\ M_0(x) = \frac{qu \times x}{2} \times (l - x) \\ X = \frac{li}{2} - \frac{Mg - Md}{qu \times li} \end{array} \right.$$

Tableau III.5.Moment en travées poutrelle type 1

	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	1,416	6,45	4,715
Travée BC	1,706	4,392	3,224
Travée CD	1,639	4,853	3,558
Travée DE	1,759	5,925	4,34
Travée EF	1,563	4,032	2,958
Travée FG	1,64	5,082	3,724
Travée GH	1,436	2,849	2,104
Travée HI	2,538	12,386	9,052

- Les efforts tranchants :

$$Vu = \frac{qu \times li}{2} - \frac{Md - Mg}{li}$$

Tableau III.6.Les efforts tranchants poutrelle type 1

V_A	V_B	V_C	V_D	V_E	V_F	V_G	V_H	V_I
9.11	-12.119	10.541	11.315	-11.2	10.549	-10.68	16.325	-12.624

III.1.3.2. Calcul des sollicitations pour chaque type de poutrelles

Tableau III.7. Sollicitations des différents types de poutrelles

Types Plancher		M_t (KN. m)		M_a^{inter} (KN. m)		M_a^{rive} (KN. m)		V^{max} (KN)
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Type 1	Terrasse	12.386	9.052	-8.327	-6.037	-1.752	-1.27	16.325
	Etage courant	11.475	8.317	-8.139	-5.834	-1.712	-1.228	15.385
Type 2	Terrasse	7.005	5.11	-4.926	-3.593	-1.478	-1.078	12.384
	Etage courant	6.712	4.853	-4.62	-3.34	-1.386	-1.002	11.615
Type 3	Terrasse	7.881	5.749	-4.926	-3.593	-1.478	-1.078	12.384
	Etage courant	7.551	5.458	-4.62	-3.34	-1.386	-1.002	11.615
Type 4	Terrasse	11.32	8.273	-7.58	-5.495	-1.599	-1.160	15.594
	Etage courant	10.488	7.601	-7.409	-5.311	-1.564	-1.121	14.696
Type 5	Terrasse	8.757	6.388	/	/	-1.314	-0.943	10.614
	Etage courant	8.214	5.938	/	/	-1.23	-0.891	9.956
Type 6	Terrasse accessible	7.81	5.68	-6.006	-4.323	-1.170	-0.843	10.944
Type 7	Terrasse accessible	16.278	11.808	/	/	-2.44	-1.77	15.142
Type 8	Terrasse	7.728	5.637	/	/	-1.159	-0.846	9.971
	Etage courant	7.248	5.24	/	/	-1.087	-0.786	9.353

III.1.3.3. Les sollicitations les plus défavorables

Tableau III.8. Sollicitation maximale dans les poutrelles

Types Plancher	M_t (KN. m)		M_a^{inter} (KN. m)		M_a^{rive} (KN. m)		V^{max} (KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Terrasse	12.386	9.052	-8.327	-6.037	-1.752	-1.27	16.325
Etage courant	11.475	8.317	-8.139	-5.834	-1.712	-1.228	15.385
Terrasse accessible	16.278	11.808	-6.006	-4.323	-2.44	-1.77	15.142

III.1.4. Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles

✓ Ferrailage longitudinale

Le calcul des armatures longitudinales se fait pour une section en T à la flexion simple, un exemple de calcul est donné ci-après

• Exemple de calcul

Plancher terrasse inaccessible

Les sollicitations maximales

$$\text{Elu} \begin{cases} M_t = 12.386 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -8.327 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1.752 \text{ KN.m} \\ V^{\text{max}} = 16.325 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Els} \begin{cases} M_t = 9.052 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -6.037 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b_0 = 10 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ d = 18 \text{ cm} \\ d' = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Ferrailage en travée

Moment équilibré par la table de compression (M_{tu})

$$M_{tu} = f_{bu} \times b_{\text{effi}} \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,5 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$M_{tu} = 45.4 \text{ KN.m} > M_u = 12.386 \text{ KN.m} \rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire ($b \cdot h$)

$$\mu_{bu} = \frac{12.386 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,5 \times 0,18^2} = 0,054 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \rightarrow f_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{400}{1,15 * 200000} \rightarrow \varepsilon_l = 1,74 * 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 * \varepsilon_l} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} \rightarrow \alpha_l = 0,667$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) \rightarrow \mu_l = 0,391$$

$$\mu_{bu} = 0,068 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,069$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,175 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_t}{(z * f_{st})} = \frac{12.386 \times 10^{-3}}{(0,175 \times 348)} = 2,03 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,5 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 2,03 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,09 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A_s = 2,03 \text{ cm}^2$

❖ Ferrailage en appuis

❖ Appuis intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{8,327 * 10^{-3}}{14,2 * 0,1 * 0,18^2} = 0,181 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$\text{On a: } f_e = 400 \text{ MPa} \begin{cases} \mu_1 = 0,391 \\ \alpha_1 = 0,668 \\ \varepsilon_1 = 1,74 * 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) \rightarrow \mu_1 = 0,391 > \mu_{bu} = 0,161 \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,252$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,162 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{8,327 * 10^{-3}}{(0,252 * 348)} = 1,48 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b_o \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{inter}} = 1,48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on ferraille avec } A_a^{\text{inter}} = 1,48 \text{ cm}^2$$

❖ Appuis de rive

$$\mu_{bu} = 0,053$$

$$\alpha = 0,068$$

$$z = 0,175 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{rive}} = 0,40 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\text{rive}} = 0,40 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0,23 * b_o * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 0,1 * 0,18 * \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

▪ Choix de ferrailage

En travée **2HA10+1HA12 = 2.70 cm²**

En appuis intermédiaire.... **2HA10 = 1.57 cm²**

En appuis de rive **1HA10 = 0.79 cm²**

➤ Ferrailage transversal

$$\phi_t \leq \left(\phi_t^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_o}{10} \right)$$

→ On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ donc $A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Tableau III.9.Résumé de ferrailage longitudinal et transversal des différents niveaux

Plancher		Ferrailage longitudinale			Ferrailage transversale	
		A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _t (cm ²)	S _t (cm)
terrasse	Travée	2.03	1.09	2HA10+1HA12=2.7	0.57	15
	Appuis inter	1.48	0.22	2HA10= 1.57		
	Appuis de rive	0.40	0.22	1HA10= 0.79		
Etage courant	Travée	1.881	1.09	2HA10+1HA12=2.7		
	Appuis inter	1.44	0.22	2HA10= 1.57		
	Appuis de rive	0.28	0.22	1HA10= 0.79		
Terrasse accessible	Travée	2.7	1.09	2HA10+1HA12=2.7		
	Appuis inter	1.03	0.22	2HA10= 1.57		
	Appuis de rive	0.40	0.22	1HA10= 0.79		

III.1.5. Les vérifications nécessaires

A) A l'ELU

1. Vérifications des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{v^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{(16,32 \times 10^{-3})}{(0,1 \times 0,18)} = 0,906 \text{ MPa}$$

La fissuration est peut nuisible, et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Alors :}$$

$\tau_u = 0,906 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ Alors la condition est vérifiée

2. Espacement (St)

$$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \quad St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow \quad St \leq 57 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow \quad St \leq 85,07 \text{ cm}$$

D'où, $St = 15 \text{ cm}$

3. Vérification des armatures longitudinales A_s vis-à-vis de l'effort tranchant V^{max}

• En appuis de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V^{\max}$$

$$A_s^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V^{\max} \Rightarrow A_s^{\min} \geq \frac{1,15}{400} \times 16,32 \times 10^{-3} = 0,47 \text{ cm}^2$$

On a: $A_l = 2HA10 + 1HA12 + 1HA10 = 2,7 + 0,79 = 3,49 \text{ cm}^2 > 0,47 \text{ cm}^2$alors la condition est vérifiée

- **En appuis intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V^{\max} + \frac{M_a^{\text{inter}}}{0,9d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(16,32 \times 10^{-3} + \frac{-8,327 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

On a : $A_l = 2HA10 + 1HA12 + 2HA10 = 2,7 + 1,57 = 4,27 \text{ cm}^2 > -1,009 \text{ cm}^2 \rightarrow$ pas de vérification à faire pour l'appui inter

4. Vérification de la bielle

$$V^{\max} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{avec } a = 0,9 \times d = 0,162 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V^{\max} = 16,32 \text{ KN} < 108,135 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

5. Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{b_1 \cdot V^{\max}}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{avec } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 1,007 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \text{alors la condition est Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

A) A l'ELS

1. Vérifications des contraintes

- **En travée**

La Position de l'axe neutre H

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -167 < 0$$

L'axe neutre ne passe pas par la table de compression, donc on fait des vérifications des contraintes pour une section en T.

$$\text{Donc il faut vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28}$$

- Calcul de la position de l'axe neutre(Y) et le moment d'inertie (I)

$$\frac{b_0}{2} * y^2 + (15A + 15A' + (b - b_0)h_0)y - 15(Ad + A'd') - \frac{(b-b_0) \cdot h_0^2}{2} = 0 \dots \text{avec } A' = 0$$

$$5y^2 + 200,5y - 1049 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 247,35 \rightarrow y = 4,69 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{50}{3} 4,69^3 - \frac{(50-10)(4,69-4)^3}{3} + 15 * 2,7 * (18 - 4,69)^2 = 8889,803 \text{ cm}^4$$

- Contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{9,052 \times 10^{-3}}{8889,803 \times 10^{-8}} 4,69 * 10^{-2} = 4,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

• **En appuis intermédiaire**

$H = 70.3 > 0$

$H > 0$ l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b \cdot h$.

-Calcul de la position de l'axe neutre (Y) et le moment d'inertie (I)

$\frac{b_0}{2} * y^2 + (15A + 15A')y - 15(Ad + A'd') = 0 \dots$ avec $A' = 0$

$5y^2 + 23.55y - 423.9 = 0$

$\sqrt{\Delta} = 95.04 \rightarrow y = 7.149 \text{ cm}$

$I = 8862.42 \text{ cm}^4$

-Contraintes

$\sigma_{bc} = \frac{6.037 \times 10^{-3}}{8862.42 \times 10^{-8}} 7.149 * 10^{-2} = 4.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots$ condition vérifiée

Alors pas de risque d'éclatement du béton.

Tableau III.10. Vérifications des contraintes de chaque niveau

Plancher	Entravée				En appuis				observation
	M _t KN.m	Y (cm)	I cm ⁴	σ _{bc} MPa	M _t KN.m	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} MPa	
Etage habitation	8.317	5.119	10673	3.99	5.834	4.63	8813.4	4.63	Vérifiée
Terrasse accessible	11.808	4.65	8892.8	6.17	4.323	3.67	5659.8	2.8	Vérifiée
Terrasse Inaccessible	9.052	4.69	8889.8	4.78	6.037	7.149	8862.42	4.87	Vérifiée

2. Vérification de la flèche

Conditions de la vérification de la flèche Données :

$l = 4,5 \text{ m} ; M_{0S} = 4.693 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 9.052 \text{ KN.m}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées

1) $h_{\text{poutrelle}} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0S}} \times l \Leftrightarrow h_{\text{poutrelle}} = 20 \text{ cm} < 57.86 \text{ cm} \dots \dots$ non vérifiée

2) $A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 2.7 \text{ cm}^2 > 1.62 \dots \dots$ non vérifiée

3) $L < 8 \text{ m} \Leftrightarrow L = 4.5 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots$ vérifiée

Puisque les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l < 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm (BAEL91 ART B. 6.5)}$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (Retrait, fissure).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \quad \text{BAEL91 révisé 99}$$

f_{gv}, f_{gi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Données :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ G = 6.22 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ j = G - G_{\text{revet}} = 2.85 \text{KN/m}^2 \\ p = G + Q = \frac{7.22 \text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_{\text{ser}}^g = 4.043 \\ q_{\text{ser}}^j = 1.853 \\ q_{\text{ser}}^p = 4.693 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{ser}}^g = 5.75 \text{KN.m} \\ M_{\text{ser}}^j = 2.63 \text{KN.m} \\ M_{\text{ser}}^p = 6.68 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

✓ Modules de Young instantané et différé

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \\ E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

✓ Le moment d'inertie de la section homogène Y_G

$$Y_G = \frac{\frac{b \cdot h_0^2}{2} + (h - h_0) b_0 \left[\frac{(h - h_0)}{2} + h_0 \right] + 15 \cdot A \cdot d}{b \cdot h_0 + b_0 (h - h_0) + 15 \cdot A}$$

$$Y_G = \frac{\frac{50 \cdot 4^2}{2} + (20 - 4) 10 \left[\frac{(20 - 4)}{2} + 4 \right] + 15 \cdot 2,7 \cdot 18}{50 \cdot 4 + 10(20 - 4) + 15 \cdot 2,7}$$

$$Y_G = 7.61 \text{ cm}$$

• Calcul des moments d'inertie homogénéisé (I_0)

$$\Rightarrow I_0 = \frac{b_0 \cdot h^3}{12} + (b_0 \cdot h) \cdot \left(\frac{h}{2} - Y_G \right)^2 + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \left(Y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \cdot A \cdot (d - Y_G)^2 + 15 \cdot A \cdot (Y_G - d)^2$$

$$I_0 = \frac{10 \cdot 20^3}{12} + (10 \cdot 20) \cdot \left(\frac{20}{2} - 7.61 \right)^2 + (50 - 10) \cdot \frac{4^3}{12} + (50 - 10) \cdot 4 \cdot \left(7.61 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \cdot 2,7 \cdot (18 - 7,61)^2$$

$$D'où, I_0 = 17430 \text{ cm}^4$$

• Calcul de coefficient ρ

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{2.70}{10 \cdot 18}$$

$$\rho = 0.015$$

• **Calcul des Coefficients λ_i, λ_v**

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 * b * f_{t28}}{(2 * b + 3 * b_0)\rho} = 2.692 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} * \lambda_i = 1.0769 \end{cases}$$

• **Calcul des contraintes de traction σ_{st}**

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 129.51 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 59.31 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 150.35 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 8893.8 \text{ cm}^4 \\ y = 4.65 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ **Calcul des coefficients μ_g, μ_j, μ_p**

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0.628 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0.350 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0.669 \end{cases}$$

• **Calcul des moments d'inertie fictive**

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 7127.7 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 9864.1 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 6841.1 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 11440 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 9.41 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 1.666 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 6.09 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 5.035 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 8.80 \text{ mm} < \bar{f} = 9 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche vérifiée}$$

Remarque

La flèche c'est vérifiée pour tous les planchers

Tableau III.11. Vérification de la flèche dans les différents niveaux

Plancher	terrasse	Terrasse accessible	Etage courante
L(m)	4.5	4, 3	4.5
b (cm)	50	50	50
b ₀ (cm)	10	10	10
q _g (KN/m)	4.043	4.134	3.39
q _j (KN. m)	1.852	1.853	1.853
q _p (KN/m)	4.693	5.109	4.36
M _g (KN. m)	5.75	5.37	4.83
M _j (KN. m)	2.63	2.41	2.63
M _p (KN. m)	6.68	6.64	6.21
I ₀ (cm ⁴)	17430	17430	17430
ρ	0.015	0.015	0.015
λ _i	2.69	2.69	2.69
λ _v	1.077	1.077	1.077
σ _{st} ^g (MPa)	129.51	121.01	108.67
σ _{st} ⁱ (MPa)	59.31	54.152	59.31
σ _{st} ^p (MPa)	150.35	149.57	139.771
μ _g	0.628	0.607	0.574
μ _j	0.350	0.313	0.35
μ _p	0.669	0.668	0.649
I _{fgi} (cm ⁴)	7127.7	7275.5	7534.9
I _{fji} (cm ⁴)	9864.1	10405	9864.1
I _{fpi} (cm ⁴)	6841.1	6850.2	6975.1
I _{fgv} (cm ⁴)	11440	11591	11851
f _{gv} (mm)	9.41	7.92	7.62
f _{ji} (mm)	1.666	1.32	1.666
f _{pi} (mm)	6.09	5.52	5.553
f _{gi} (mm)	5.035	4.21	3.997
f	8.80	7.9	7.51
f̄	9	8.6	9
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

III.1.6.Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés).

L'espacement des mailles du treillis soudé ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

(Art B.6.8,423/BAEL91)

- 20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm (3p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles

▪ Calcul des armatures :

-Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4xL}{f_e} = \frac{4x65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

L:Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Soit: 5Φ6 /ml, A = 1.41 cm² /ml

Avec : St=15cm≤20cm..... **Vérifiée.**

-Armatures parallèles aux poutrelles

$$A// = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 5Φ6 /ml, A = 1.41 cm² /ml

Avec : St=15cm≤30cm..... **Vérifiée.**

III.1.7.Schémas de ferrailage

	Etage courante	Terrasse inaccessible	Terrasse accessible
Travée	2HA10+1HA12	2HA10+1HA12	2HA10+1HA12
Appui intermédiaire	2HA10	2HA10	2HA10
Appui de rive	1HA10	1HA10	1HA10

Tableau III.12. Détail schéma de ferrailage des poutrelles terrasse et Etage

Pour Tous Les Plancher		
Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive

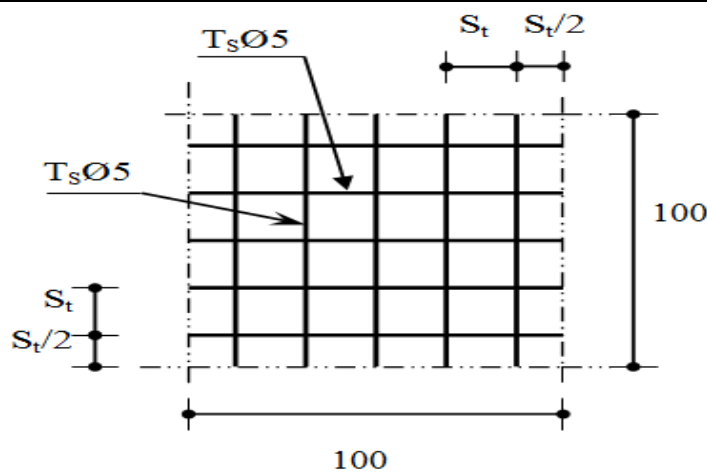


Figure III. 2. Treillis soudées de 15×15cm

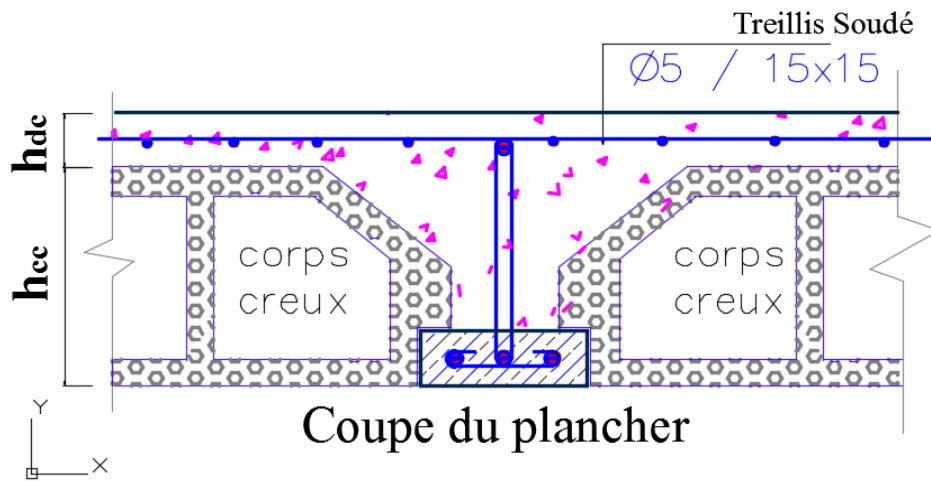


Figure III.3. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

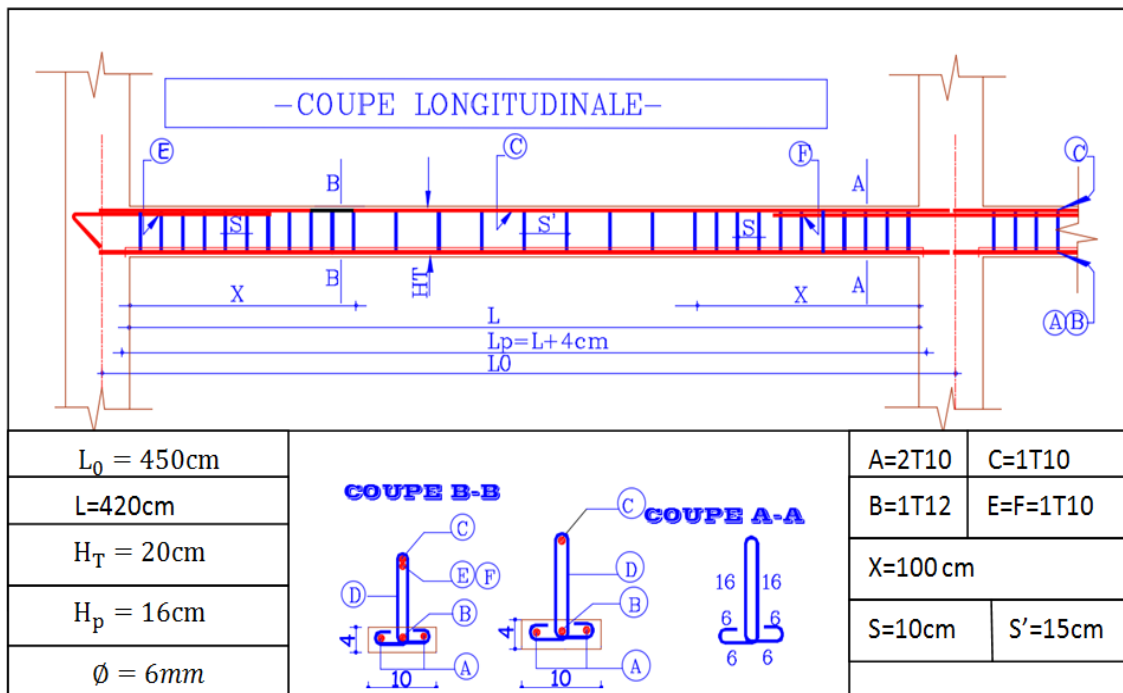


Figure III.4. Schéma de la coupe longitudinale

III.2. Etude des dalles pleines

III .2.1. Exemple de calcul

➤ Dalle pleine type 3 appuis DP3

Tableau. III .13 : Formules de calcul des sollicitations dans les dalles pleines

travée	dalle sur 1 appui	Dalle sur 2 appuis		Dalle sur 3 appuis		Dalle sur 4 appuis	
		$\rho < 0.4$	$\rho \geq 0.4$	$L_x \geq \frac{L_y}{2}$	$L_x < \frac{L_y}{2}$	$\rho \geq 0.4$	$\rho < 0.4$
M_0^x	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_x^2}{2}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x^2$	$\frac{P \cdot L_y^3}{24}$	$\frac{P \cdot L_x^2 \cdot L_y}{2} - \frac{2 \cdot P \cdot L_x^3}{3}$	$P \cdot \mu_x \cdot L_x^2$	$P \cdot \frac{L_x^2}{8}$
M_0^y	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$P \cdot \frac{L_y^2}{2}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$(L_x - \frac{L_y}{2}) \cdot \frac{P \cdot L_y^3}{48}$	$\frac{P \cdot L_x^3}{6}$	$M_0^x \cdot \mu_y$	$P \cdot \frac{L_y^2}{8}$
M_t^x	Riv	$0.85 \cdot M_0^x$					
M_t^y	Int	$0.75 \cdot M_0^y$					
M_a^x	Riv	$0.3 \cdot M_0^x$					
M_a^y	Int	$0.5 \cdot M_0^y$					
V		P.L	$\frac{P \cdot l}{2}$	$\frac{P \cdot L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$		$\frac{P \cdot L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$	$\frac{P \cdot L}{2}$

On ferraille la dalle la plus sollicité c.-à-d. la dalle D3.

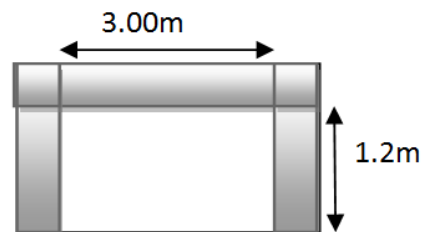
$L_x = 1.20m$

$L_y = 3.00m$

$\rho = 0,4 \rightarrow \rho \geq 0.4$

La dalle travail selon deux sens l_x et l_y

$L_x < \frac{L_y}{2}$



III .2.2. Sollicitations et ferrailage dans DP3

Figure III.5. Schéma de la dalle pleine DP3

On a: $G = 4.96 \text{ KN/m}^2$

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

$P = 1 \text{ KN/m}$: la charge concentrée due au poids propre du garde du corps.

{ ELU: $q_u = 1.35 \times 4.96 + 1.5 \times 3.5 = 11.95 \text{ KN/m}^2$.

{ ELS: $q_s = 4.96 + 3.5 = 8.46 \text{ KN/m}^2$

1. Calcul des moments

On a : $Lx < \frac{LY}{2}$

- **ELU**

$$M_{x0} = (q_u lx^2 \cdot ly/2) - (2 \cdot q_u lx^3/3) = 12.042 \text{ KN.m}$$

$$M_{y0} = (q_u lx^3/6) = 3.440 \text{ KN.m}$$

- **ELS**

$$M_{x0} = (q_s lx^2 \cdot ly/2) - (2 \cdot q_s lx^3/3) = 8.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{y0} = (q_s lx^3/6) = 2.44 \text{ KN.m}$$

Selon le BAEL91 on ferraille le balcon avec les moments suivants :

En travée :

$$M_{xt} = 0,85 \cdot M_{x0} = 10.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0,85 \cdot M_{y0} = 2.92 \text{ KN.m}$$

Aux appuis

$$M_{ax} = -0,3 M_{x0} = -3.612 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 M_{y0} = -1.032 \text{ KN.m}$$

2. Ferrailage

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

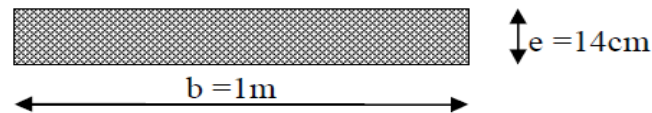


Figure.III.6.Section de la dalle pleine D3

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Calcul du ferrailage de la dalle

Sens		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)
Travée	xx	10.24	0,05	0.064	0.117	2.517	1.456	4HA10=3.14cm
	yy	2.92	0.014	0.018	0.119	0.706	1.12	4HA10=3.01cm ²
Appui	xx	-3.612	0.018	0.023	0.118	0.9	1.456	4HA8=2.01cm
	yy	-1.032	0.005	0.006	0.119	0.24	1.12	4HA8=2.01cm

III.2.3. Les vérifications nécessaires**A l'ELU :****- Vérification des espacements :**

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale)}$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire)}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{Pour : } \rho \leq 0,4 \rightarrow Vu = \frac{P.L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 4.77\text{KN} \\ V_y = 6.39\text{KN} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0.053\text{MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.053\text{MPa} < \tau_{adm} = 1.25\text{MPa}. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée pas d'armatures transversale.}$$

A l'ELS :**➤ Vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'extérieur (FN), alors on vérifie la contrainte de compression dans le béton et dans l'acier.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}. \quad \sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y}\right) \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \rightarrow$$

Fissuration nuisible

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul

Tableau III.15 : Vérification des contraintes

Localisation	sens	M _{ser} (KN.ml)	A Cm ²	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{Adm} MPa	σ _{st} MPa	σ̄ _{st} MPa	Obs
Travées	xx	7.25	3.14	2.9	4713.1	4.49	15	209.4	201	A l'ELS
	yy	2.07	3.14	2.9	4713.1	1.28	15	59.82	201.63	Vérifiée
Appui	xx	2.56	2.01	2.4	3239.4	1.899	15	113.7	201.63	Vérifiée
	yy	0.73	2.01	2.4	3239.4	0.54	15	32.47	201.63	Vérifiée

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}} = 3.27\text{cm}^2 \text{ on adopte } 4\text{HA}12=4.52\text{cm}^2$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \text{ on trouve } \alpha = 0.247$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_{st}} = 2.49 \times 10^{-3}$$

➤ **Etat limite de déformation :**

- Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites, mais, or dans notre cas la vérification n'est pas nécessaire vu que les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{e}{l} \geq \text{Max} \left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^s}{20 \cdot M_0^s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$l \leq 8m \dots \dots \dots (3)$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, il n'est plus nécessaire de procéder à la vérification de la flèche

III .2.4. Sollicitations et ferrailage dans les dalles

Tableau. III.16 : Sollicitations et ferrailage dans les dalles de l'étage courant

Dalle pleine	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} cm ² /ml	A_{min} cm ² /ml	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t cm	
DP1	M_t	0.12	0.001	0.0008	0.120	0.03	1.449	4HA10=3.14	25
	M_a	0.25	0.0012	0.0015	0.120	0.06		4HA8=2.01	25
DP2	M_t^x	8.46	0.0415	0.053	0.117	2.07	1.12	4HA10=3.14	25
	M_t^y	1.69	0.008	0.018	0.119	0.41		4HA10=3.14	25
	M_a^x	2.98	0.015	0.0104	0.119	0.72		4HA8=2.01	25
	M_a^y	0.059	0.0029	0.004	0.120	0.14		4HA8=2.01	25
DP3	M_t^x	10.23	0.05	0.064	0.117	2.51	1.456	4HA12=4.25	25
	M_t^y	2.92	0.014	0.018	0.119	0.706	1.12	4HA10=3.14	25
	M_a^x	3.61	0.018	0.0223	0.118	0.87	1.456	4HA8=2.01	25
	M_a^y	1.03	0.005	0.006	0.120	0.25	1.12	4HA8=2.01	25
DP4	M_t	12.557	0.061	0.079	0.116	3.11	1.449	4HA12=4.52	25
	Arépartition =1.51							4HA10=3.14	25
DP5	M_t^x	2.34	0.012	0.014	0.119	0.56	1.39	4HA10=3.14	25
	M_t^y	0.58	0.003	0.0036	0.120	0.14	1.12	4HA10=3.14	25
	M_a^x	1.559	0.0076	0.0096	0.119	0.37	1.39	4HA8=2.01	25
	M_a^y	0.38	0.002	0.0024	0.120	0.093	1.12	4HA8=2.01	25
DP6	M_t^x	3.85	0.0189	0.024	0.118	0.93	1.296	4HA10=3.14	25
	M_t^y	1.56	0.0076	0.01	0.119	0.37	1.12	4HA10=3.14	25
	M_a^x	2.57	0.0126	0.016	0.119	0.62	1.96	4HA8=2.01	25
	M_a^y	1.03	0.005	0.006	0.120	0.24	1.12	4HA8=2.01	25

Tableau. III.17 : Sollicitations et ferrailage dans les dalles de Terrasse inaccessible

Dalle pleine	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} cm ² /ml	A_{min} cm ² /ml	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t cm	
DP1	M_t	0.11	0.001	0.0007	0.120	0.027	1.449	4HA10=3.14	25
	M_a	0.22	0.0011	0.0014	0.120	0.053		4HA8=2.01	25
DP2	M_t^x	7.63	0.037	0.047	0.117	1.86	1.12	4HA10=3.14	25
	M_t^y	1.53	0.007	0.009	0.119	0.37		4HA10=3.14	25
	M_a^x	2.69	0.013	0.017	0.119	0.65		4HA8=2.01	25

	M_a^y	0.534	0.0026	0.0033	0.120	0.13		4HA8=2.01	25
DP4	M_t^x	12.134	0.059	0.077	0.116	3	1.449	4HA12=4.52	25
	Arépartition =1.51							4HA10=3.14	25

III.2.5. Les vérifications nécessaires

➤ Vérification à l'ELU

Vérifications de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Tableau III.18: Récapitulatif des vérifications au cisaillement dans différents types de dalles

Dalle pleine	Niveau	Sens	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Observation
DP1	Etage courant	X	7.32	0.061	1.25	Vérifiée
	Terrasse	X	6.737	0.056	1.25	Vérifiée
DP2	Etage courant	X	5.97	0.049	1.25	Vérifiée
	Terrasse	X	5.38	0.05	1.25	Vérifiée
DP3	Etage courant	X	4.77	0.039	1.25	Vérifiée
		Y	6.39	0.053	1.25	Vérifiée
DP4	Etage courant	X	19.85	0.165	1.25	Vérifiée
	Terrasse	X	18.85	0.157	1.25	Vérifiée
DP5	Etage courant	X	6.13	0.05	1.25	Vérifiée
		Y	14.13	0.117	1.25	Vérifiée
DP6	Etage courant	X	9.04	0.08	1.25	Vérifiée
		Y	14.76	0.123	1.25	Vérifiée

➤ Vérifications à l'ELS

Vérification des contraintes sur le béton et sur l'acier :

Pour le calcul des contraintes on utilise les mêmes formules que celle déjà citée dans le calcul des poutrelles en prenant h₀=0 et b₀=b

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y} \right) \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible.}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = 201,64 \text{ MPa}$

Les résultats sont résumés sur le (Tableau III.19.)

Tableau III.19 : Récapitulatif des vérifications des contraintes

DP	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Observation	σ _{st}	σ _{st}	Observation
DP1	M_a^x	0.18	2.9	4713.1	0.11	15	Vérifiée	5.09	201.63	Vérifiée
	M_t^x	5.99	2.9	4713.1	3.72	15	Vérifiée	173.09	201.63	Vérifiée
	M_t^y	1.198	2.9	4713.1	0.74	15	Vérifiée	34.62	201.63	Vérifiée

DP2	M_a^x	2.115	2.4	3239.4	1.57	15	Vérifiée	93.96	201.63	Vérifiée
	M_a^y	0.423	2.4	3239.4	0.314	15	Vérifiée	18.79	201.63	Vérifiée
DP3	M_t^x	7.25	3.4	6324.6	3.91	15	Vérifiée	147.63	201.63	Vérifiée
	M_t^y	2.07	2.9	4713.1	1.28	15	Vérifiée	59.82	201.63	Vérifiée
	M_a^x	2.56	2.4	3239.4	1.89	15	Vérifiée	113.66	201.63	Vérifiée
	M_a^y	0.73	2.4	3239.4	0.54	15	Vérifiée	32.474	201.63	Vérifiée
DP4	M_t^x	8.95	3.21	5645.7	5.094	15	Vérifiée	/	/	/
DP5	M_t^x	1.76	2.9	4713.1	1.093	15	Vérifiée	/	/	/
	M_t^y	0.67	2.9	4713.1	0.42	15	Vérifiée	/	/	/
	M_a^x	1.17	2.4	3239.4	0.87	15	Vérifiée	/	/	/
	M_a^y	0.45	2.4	3239.4	0.336	15	Vérifiée	/	/	/
DP6	M_t^x	3.02	2.9	4713.1	1.87	15	Vérifiée	/	/	/
	M_t^y	1.68	2.9	4713.1	1.04	15	Vérifiée	/	/	/
	M_a^x	2.57	2.4	3239.4	1.49	15	Vérifiée	/	/	/
	M_a^y	1.03	2.4	3239.4	0.834	15	Vérifiée	/	/	/

✓ **Vérification de la flèche**

• **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$\frac{e}{l} \geq \text{Max} \left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 * M_0^s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A_t}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$l \leq 8m \dots \dots \dots (3)$$

Données relatives au calcul de la flèche dans le sens X :

-Les charges : **Balcon**

G= 4.96 KN/m

J = 3.5 KN/m

P=G+Q= 4.96+3.5=8.46KN/m

-**Etage courant**

G=5.86KN/m

J = 3.5 KN/m

P=G+Q= 5.86+1.5=7.36 KN/m

-**Terrasse inaccessible**

G= 6.87 KN/m

J = 3.5 KN/m

P=G+Q= 6.87+1= 7.87 KN/m

• **Evaluation de la flèche :**

$$f = (f_v^G - f_i^j) + (f_i^P - f_i^G)$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{250} \rightarrow \text{Pour une console}$$

La vérification des conditions de flèche des dalles pleines est résumée sur le **tableau (III.20.)**

Tableau III.20 : vérification des conditions de flèche des dalles pleines

DP	niveau	Condition	J KN/ m ²	G KN/ m ²	P KN /m ²	f _{gi} mm	f _{gv} mm	f _{ji} mm	f _{pi} mm	Δf mm	f mm	Observation
DP1	Etage	Vérifié	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche									
	Terrasse											
DP2	Etage	Vérifié	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche									
	Terrasse											
DP3	Etage	Vérifié	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche									
	Terrasse											
DP4	Etage	Vérifié	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche									
	Terrasse											
DP5	Etage	Vérifié	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche									
DP6	Etage	x-x	Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche									
		y-y	3.5	5.86	7.36	0.237	0.713	0.142	0.298	0.63	7.8	Vérifié

III.2.6.Schéma de ferrailage :

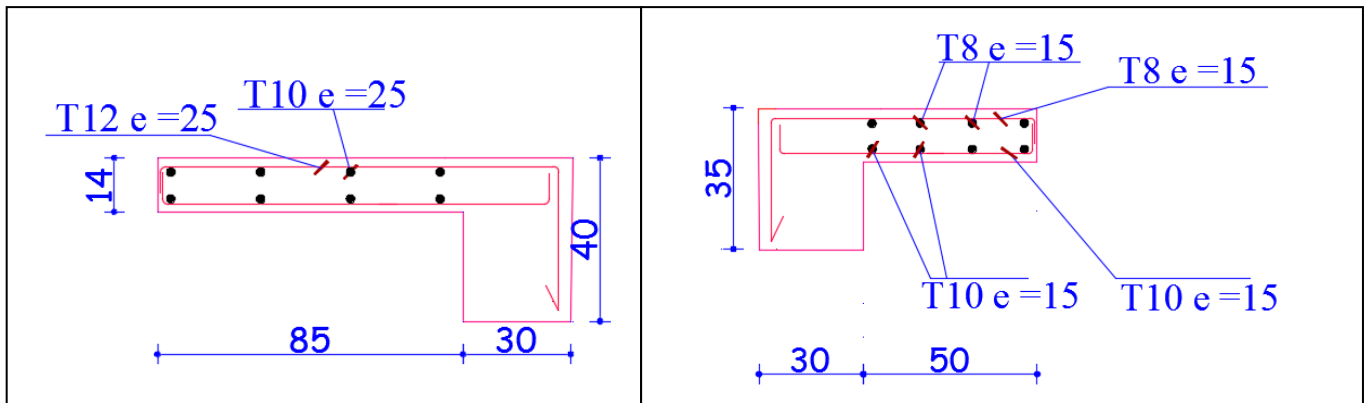


Figure III.7 : Détail ferrailage de DP4

Figure III.8 : Détail ferrailage de DP1

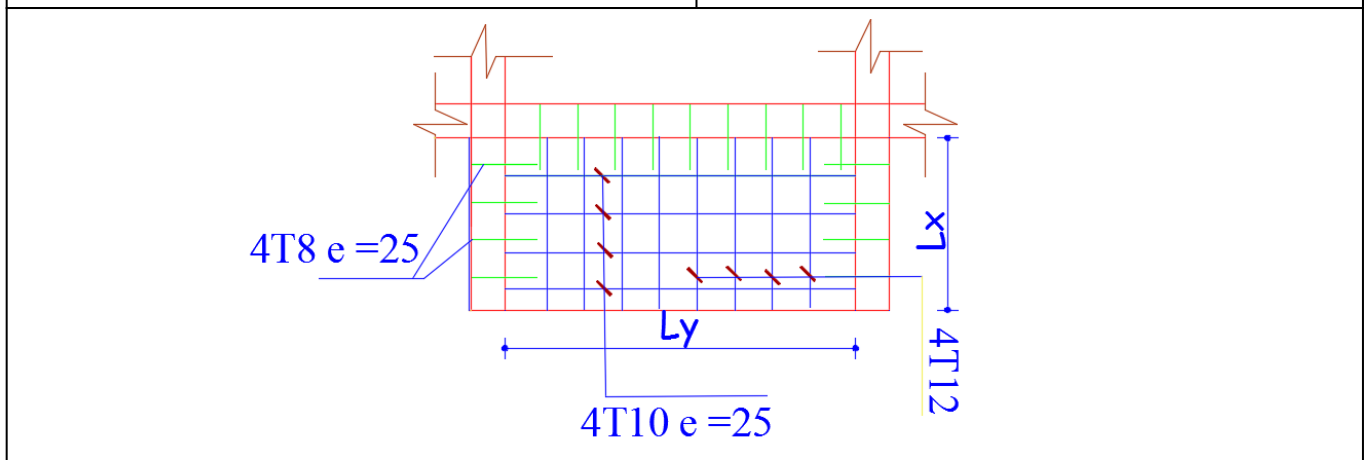


Figure III.9 : Détail ferrailage de DP3

III.3. Étude des escaliers

Un escalier est un ouvrage qui permet l'accès à tous les niveaux d'une construction. Il est constitué de gradins, dalle inclinée (volées), avec des dalles horizontales (paliers) coulées sur place. Notre bâtiment est composé d'une cage d'escalier.

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h.

Dans notre structure on va étudier un seul type d'escalier (RDC → terrasse inaccessible) et il est fait en béton armé et est un escalier à deux volées différentes.

Ce type d'escalier est composé de :

- Un palier d'épaisseur 20cm.
- Deux volées parallèles d'épaisseur 20cm.
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

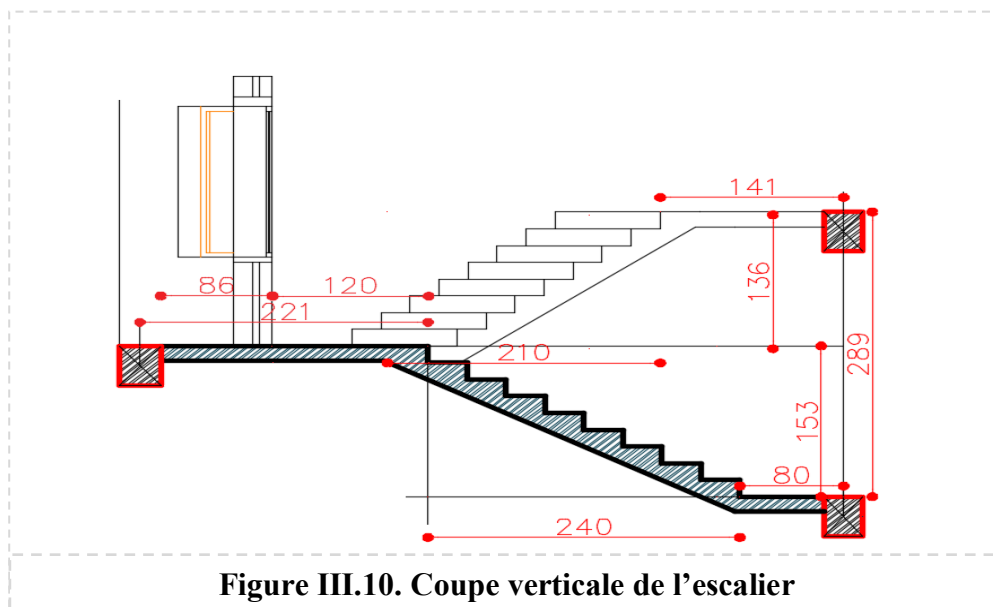


Figure III.10. Coupe verticale de l'escalier

III.3.1. Calcul des sollicitations et ferrailage de l'escalier :

1) Charges et surcharges :

Palier : $G_{\text{palier}} = 6.43 \text{ KN} / \text{m}^2$

Volée : $G_{\text{paillasse}} = 9.97 \text{ KN} / \text{m}^2$.

$Q_{\text{escalier}} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$.

➤ L'ELU :

Palier : $q_{1u} = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 6.43 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.43 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_{2u} = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 9.97 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 17.21 \text{ KN/ml}$.

Charge de mur : $P = G_{\text{mur}} \times l \times h_{\text{mur}} = 8.62 \text{ KN}$.

➤ L'ELS :

Palier : $q_{1s} = G + Q = 6.43 + 2.5 = 8.93 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_2 s = G + Q = 9.97 + 2.5 = 12.47 \text{ KN/ml}$.

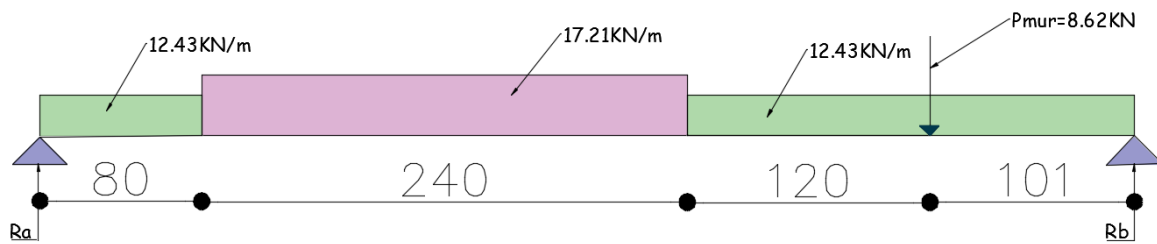


Figure III.11 : Schéma statique de l'escalier

2) Calcul des réactions d'appuis Ra et Rb :

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 17.21 \times 2.4 + 12.43 \times 0.8 + 12.43 \times 2.21 + 8.62 = 87.34 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/b = 0 \Rightarrow -R_a (5.41) + 12.43(0.8) (5.01) + 17.21(2.4) (3.41) + 12.43(2.21) (1.105) + 8.62 (1.01)$$

$$\rightarrow R_a = 42.46 \text{ KN}$$

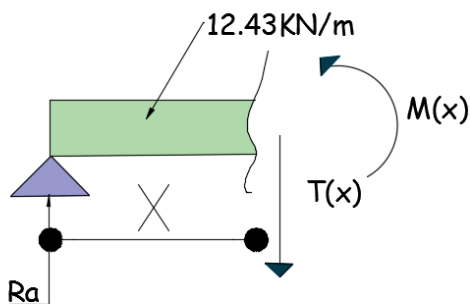
$$\text{et } R_b = 87.34 - R_a = 44.88 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} R_a = 42.46 \text{ KN} \\ R_b = 44.88 \text{ KN} \end{cases}$$

3) Calcul des efforts internes :

• Pour $0 \leq$

$x \leq 0.8 \text{ m}$



$$\Sigma M/n = 0 \Rightarrow M(x) = -6.215 x^2 + 42.46x$$

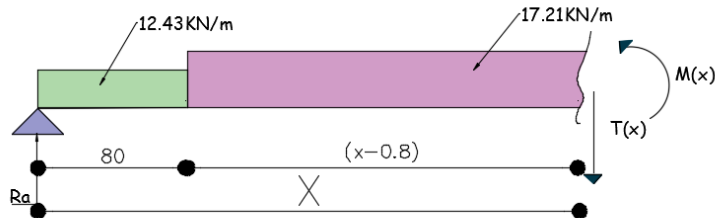
$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow M(X) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 0.8 \text{ m} \rightarrow M(x) = 29.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Sigma F/Y = 0 \Rightarrow T_Y = -12.43x + 42.46$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(X) = 42.46 \text{ KN} \\ X = 0.8 \text{ m} \rightarrow T(x) = 32.52 \text{ KN} \end{cases}$$

$$Mz_{(x)max} \rightarrow Ty(x) = 0 \rightarrow X = 3.4m \notin [0, 0.8]$$

• Pour $0.8m \leq x \leq 3.2m$



$$\Sigma M/n = 0 \Rightarrow M(x) = 42.46x - 9.94(X-0.4) - 17.21 \frac{(X-0.8)^2}{2}$$

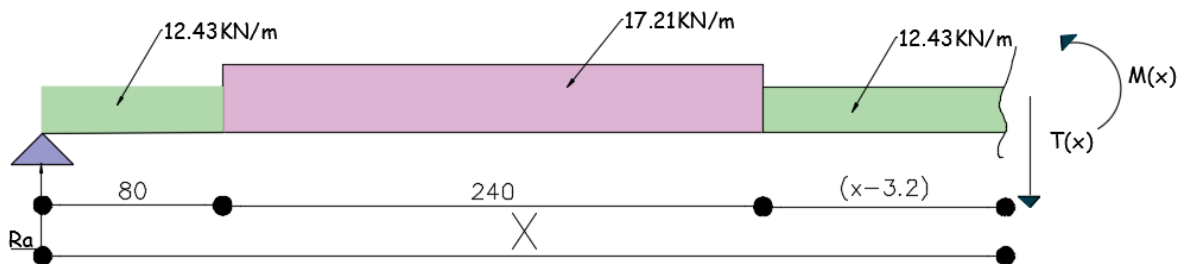
$$\begin{cases} X = 0.8m \rightarrow M(X) = 29.99 \text{ KN.m} \\ X = 3.2m \rightarrow M(x) = 58.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Sigma F/Y = 0 \Rightarrow TY = -17.21(X-0.8) - 12.43(0.8) + 42.46$$

$$\begin{cases} X = 0.8m \rightarrow T(X) = 32.52 \text{ KN} \\ X = 3.2m \rightarrow T(x) = -8.788 \text{ KN} \end{cases}$$

$$Mz_{(x)max} \rightarrow Ty(x) = 0 \rightarrow X = 2.69m \in [0.8, 3.2]$$

• Pour $3.2m \leq x \leq 4.4m$



$$\Sigma M/n = 0 \Rightarrow M(x) = 42.46x - 9.94(X-0.4) - 41.304(X-2) - 12.43 \frac{(X-3.2)^2}{2}$$

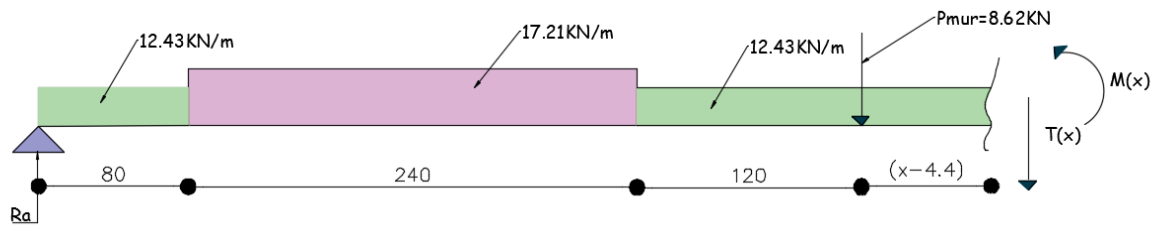
$$\begin{cases} X = 3.2m \rightarrow M(X) = 58.47 \text{ KN.m} \\ X = 4.4m \rightarrow M(x) = 38.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Sigma F/Y = 0 \Rightarrow TY = -17.21(X-0.8) - 12.43(0.8) - 12.43(X-3.2) + 42.46$$

$$\begin{cases} X = 3.2m \rightarrow T(X) = -8.79 \text{ KN} \\ X = 4.4m \rightarrow T(x) = -44.36 \text{ KN} \end{cases}$$

$$Mz_{(x)max} \rightarrow Ty(x) = 0 \rightarrow X = 2.9m \notin [3.2, 4.4]$$

• Pour $4.4m \leq x \leq 5.41m$



$$\Sigma M/n = 0 \Rightarrow M(x) = 42.46x - 9.94(X-0.4) - 41.304(X-2) - 12.43 \frac{(1.2+X-4.4)^2}{2} - 8.62(X-4.4)$$

$$\begin{cases} X = 4.4m \rightarrow M(X) = 38.98 \text{KN.m} \\ X = 5.4m \rightarrow M(x) = 0 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\Sigma F/Y = 0 \Rightarrow T_Y = -17.21(2.4) - 12.43(0.8) - 12.43(1.2+(X-4.4)) + 40.70$$

$$\begin{cases} X = 4.4m \rightarrow T(X) = -25.46 \text{KN} \\ X = 5.4m \rightarrow T(x) = -37.89 \text{KN} \end{cases}$$

$$M_{z(x)\max} \rightarrow T_y(x)=0 \rightarrow X=2.35m \notin [4.4, 5.2]$$

✓ M_z atteint la valeur max à $x=2,69$ ce qui donne un $M_{z\max} = 60.72 \text{KN.m}$

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{UMAX} aux appuis et en travée.

$$\text{En appuis : } M_a = -0.3M_{z\max} \quad M_a = -0.3(60.72) = -18.216 \text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85M_{z\max} \quad M_t = 0.85(60.72) = 51.61 \text{KN.m}$$

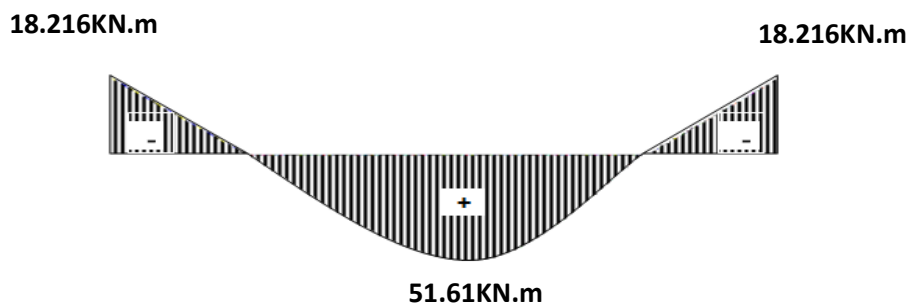


Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant(ELU).

4) Calcul de ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande d'un mètre de largeur.

Les caractéristiques géométriques de la section sont :

$$S = b \times e$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $e = 20 \text{ cm}$ et $d = 18 \text{ cm}$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux III .21 : Résumé des résultats de ferrailage

localisation	Mt (KN.m)	U _{bu}	A	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adopt} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Entravée	51.61	0.112	0.149	0.169	8.77	8HA12=9.05	15
En appuis	18.22	0.0396	0.051	0.176	2.97	4HA10=3.14	25

5) Calcul des armatures de répartitions

En travée : $A_r = \frac{A_s}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$

On adopte 4AH10=3.14cm²

Avec un espacement S_t = 25cm

En appuis : $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$

On adopte 4AH8=2.01cm²

Avec un espacement S_t = 25cm

III.3.2. Les vérifications nécessaires

1) Espacement des armatures :

-Armatures principales :

$$S_t < \min(3h; 33) \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} \text{En travée : } S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \text{Aux appuis : } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

-Armatures de répartition :

$$S_t < \min(4h; 45) \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} \text{En travée : } S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \text{Aux appuis : } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

2) Condition de non fragilité (Art A.4.2/BAEL91)

En travée :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23(100)(18)(2.1)}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement): (Art .A.5.1, 1/BAEL 91)

$$V_{\max} = 44.36 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b d} = \frac{44.36 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.18} = 0.246 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right) = \min(3.33, 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U \Rightarrow \text{Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).}$$

4) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A6.1.3/BAEL91)

Il faut vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

ψ_s : Coefficient de scellement , avec : $\psi_s = 1.5$ Haute adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset$, avec : $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\rightarrow \sum U_i = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{44.36 \times 10^3}{0.9(180)(226.1)} = 1.2 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

5) Encrage des barres aux appuis: (BAEL91/Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm on prend : } L_s = 45 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,84 \text{ MPa}$$

On prend $L_s = 45 \text{ cm}$

Etant donnée la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, Dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0,4 L_s = 18 \text{ cm}$

6) Influence de l'effort tranchant :**Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91)**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa}$$

$\rightarrow \sigma_{bc} = 0.547 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Appuis de rive : (Art A.5. 1. 312/BAEL91)

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant V_u d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement.

Pour ce la il faut vérifier :

$$A_{s\text{adopté}} = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{s\text{ancrer}} = \frac{V_{\max}}{f_e} = 0.11 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Condition vérifiée (Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.)

➤ Vérification a l'ELS :**1) Combinaison de charge à l'ELS :**

$$\text{Palier : } q_{1s} = G + Q = 6.28 + 2.5 = 8.93 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Volée : } q_{2s} = G + Q = 9.535 + 2.5 = 12.47 \text{ KN/ml.}$$

2) Calcul des sollicitations

$$R_a = 31.12 \text{ KN}; R_b = 34.31 \text{ KN}$$

$$M_{0\max} = 52.44 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sur appuis : } M_a = -0.3 M_{0\max} = -15.73 \text{ KN.m} \\ \text{En travée : } M_t = 0.85 M_{0\max} = 44.57 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

3) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2/BAEL91)

La fissuration est considérée peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

4) Vérification de la résistance à la compression du béton : (Art.4.5,2/BAEL91)**Tableau III.22 : Vérification les contraintes dans l'escalier**

Localisation	Mser (KN.m)	I(cm ⁴)	Y(m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Entravée	44.57	28277.4	0.0704	8.78	15	Condition Vérifier
En appui	-15.73	11319.63	0.0367	4.036	15	

5) Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{520} = 0.0385 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{condition non vérifié} \\ \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 < \frac{h}{l} = 0.0385 \dots \dots \text{condition non vérifié} \\ \frac{A}{b_0 \times d} = 0.00513 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \text{Vérifié} \end{array} \right.$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, la flèche doit donc être calculée conformément au CBA93 et au BAEL91

Evaluation de la flèche (CBA93 Annexe D)

$$\text{Il faut avoir : } \Delta f_t = f_V - f_i \leq f_{adm} ; f_{adm} = \begin{cases} \frac{L}{500} \dots \dots \dots \text{si } L \leq 5 \text{ m} \\ 0.5 + \frac{L}{500} \dots \dots \dots \text{si } L \geq 5 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_V = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_V I_{fv}} \end{cases}$$

Ms : moment fléchissant max à l'ELS

Ev, Ei: module de déformation différée (respectivement instantanée) du béton.

Ifv, Ifi: moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée (respectivement instantanée).

ρ : le rapport de l'aire (A) dans la section des armatures tendues à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 30115.39 \text{ cm}^4 \\ I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 48821.786 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{A}{bd}$$

$$\mu = 1 + \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_{st} + f_{t28}}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2+3)} = 4.11$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1.64$$

Tableau III.23 : Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier

M_t (KN.m)	μ	I_0 (cm ⁴)	ρ	f_v (cm)	f_i (cm)	Δft (cm)	f_{adm} (cm)	Observation
35.28	0.428	75537.07	0.0051	1.82	0.985	0.835	1.54	Vérifier

$\Delta ft < f_{adm}$ Donc la flèche est vérifiée.

III .3.3.Le schéma de ferrailage

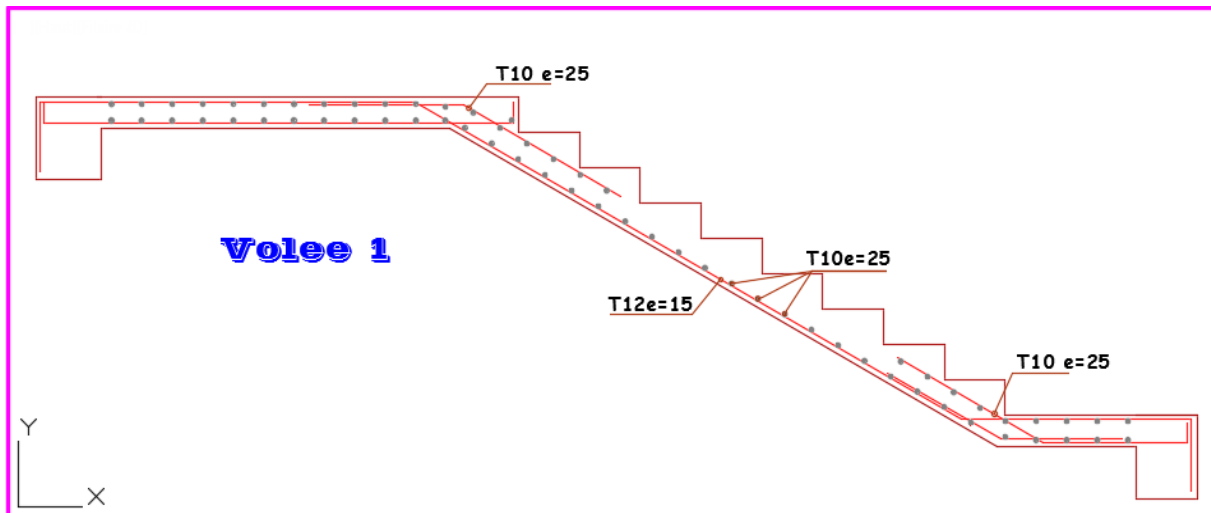


Figure III.13. Schéma de ferrailage de la volee1

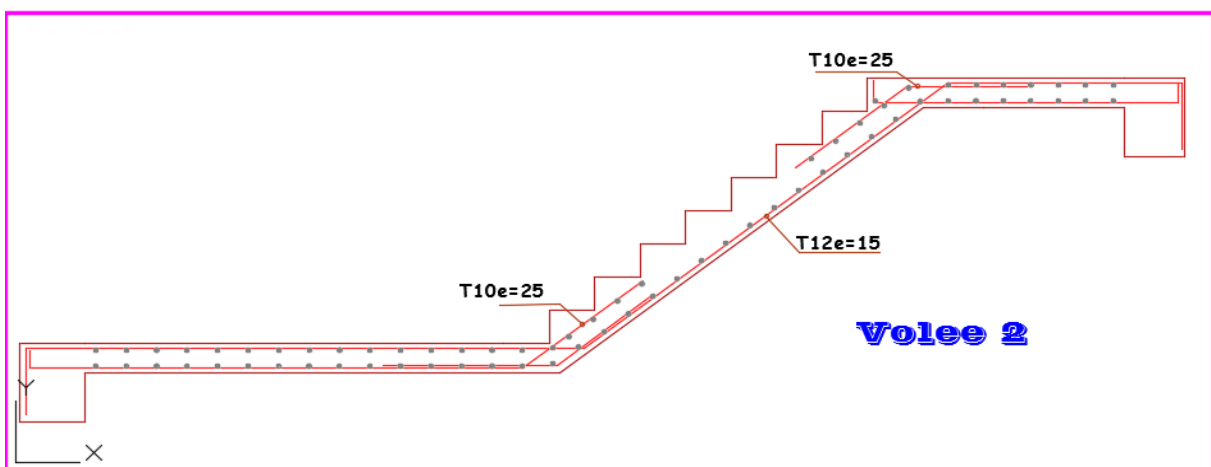


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la volee2

III.3.4. Calcul de la poutre palière

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire. Elle est partiellement encadrée à ses extrémités.

Sa portée est de 0.96m (entre nu d'appuis), et sa section est de (b×h).

1) Pré dimensionnement :

Condition de RPA

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

-La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec : } L : \text{longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.}$$

$$\rightarrow 6.4 \leq h \leq 9.6\text{cm}$$

On prend le min d'après RPA : h= 30 cm

-La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante:

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

On prend : b= 30 cm

Donc la dimension de la poutre est (b×h) : (30×30) cm²

-Détermination des charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/ml}$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point « B ».

ELU : RB = 44.88KN

ELS : RB=34.31 KN

2) Calcul à l'ELU :

Combinaisons de charges :

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B = 47.92\text{KN/m}$$

3) Calcul des efforts internes :

- **Moment isostatique**

$$M_{0U} = \frac{P_u \times L^2}{8} = 5.52\text{KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 5.52 = 4.69\text{KN.m}$$

- **Moment aux appuis :**

$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 5.52 = -1.66\text{KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 23\text{KN}$$

4) Calcul des armatures :

$$b=0.3\text{m} ; h=0.3\text{m}$$

Tableau III.24 : Ferrailage de la poutre palière.

	Mt (KN.m)	U_{bu}	α	Z	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Aopt (cm ² /ml)	St (cm)
travers	4.69	0.014	0.017	0.278	0.476	1.0143	3HA12	15
appuis	1.66	0.005	0.0063	0.273	0.174	1.0143	3HA12	15

5) Exigence du RPA

$$A_{min} = 0.5\% b h = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A = A_a + A_t = 6.78 > A_{min} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

A_a : Section d'armature en appui

A_t : Section d'armature en travée

6) Vérifications À l'ELU**a. Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{u_{max}} = 23 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{u_{max}}}{bd} = \frac{23 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.274 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right) = \min(3.33, 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Calcul des armatures transversales : (art A.7.2.2 /BAEL 91)

Diamètre : Les diamètres des armatures transversales doivent être:

$$\phi_t \leq \min\left(\phi, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = 8.5 \text{ mm. On choisit un diamètre : } \phi_8$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier et un cadre de $\Phi 8$

$$\Rightarrow A_t = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_U - 0.3f_{ij})}{0.8f_e} \rightarrow A_t < 0 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{0.4b \times S_t}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_t = 0.5 \text{ cm}^2$$

c. Espacements des armatures transversales

$$St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 25.2 \text{ cm on opte: } St = 15 \text{ cm.}$$

d. En zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \text{ cm}\right)$$

$$St \leq \min\{7.5; (12 \times 1.2)\} \text{ cm} = 7.5 \text{ cm}$$

e. Influence Sur le béton :

$$V_u \leq \left(\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}\right) \left(\frac{b \times 0.9d}{2}\right) = 50.4 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

f. Pourcentage minimum des armatures transversales :(Art 7.5.2.2/RPA99)

$$A_{tmin}=0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$$

$$A_{adopté} \geq A_{tmin} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

7) Vérifications à L'ELS :

➤ **Etats limite de compression de béton :**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

Tableau III.25 : Vérification les contraintes

Localisation	Mser KN.m	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa) (10 ⁻⁵)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Entravée	3.53	25449	8.19	1.136	15	Condition Vérifier
En appui	1.66	25449	8.19	0.535	15	

b. Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{30}{96} = 0.312 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{Condition vérifier.} \\ \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.319 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.} \\ \frac{A}{b_0 \times d} = 0.00188 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \text{Condition vérifier.} \end{array} \right.$$

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

8) Calcul de la section d'armature à la torsion

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. (Art A.5.4.2 .2.)

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- AI : section d'acier

$$e = \frac{h}{6} = 5cm^2$$

$$\Omega = [b - e][h - e] = 0.0625m^2$$

$$U = 2 \times [(b - e)(h - e)] = 1m^2$$

$$M_t = M_{a \text{ escalier}} = 18.216KN.m$$

$$M_{tmax} = \frac{M_t \times L^2}{8} = 2.1KN.m$$

$$A_L = \frac{M_{TU} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.63 cm^2$$

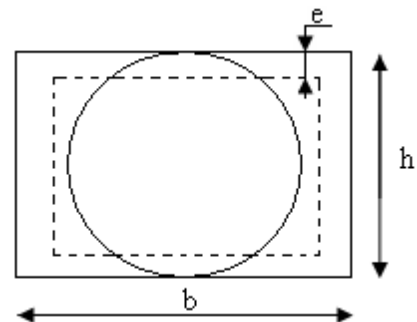


Figure III.15 : Section creuse équivalente

a. Choix des armatures

En travée

$$A_t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 2.36 + 0.63 = 2.99 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA12=3.39cm²

En appui

$$A_a = 2.99 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA12=3.39cm²

b. Vérification de la contrainte de cisaillement

On vérifie que : $\tau_U \leq \bar{\tau}_U$

Avec : $\tau_U = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2}$, BAEL91 (article I.III)

τ_U : Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant

On a: $V_{max} = 23 \text{ KN}$

$$\tau_{flexion} = \frac{V_u}{bd} = 0.274 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{TU}}{2 \times \Omega \times e} = 0.173 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_U = 3.3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

c. Calcul des armatures transversales à la torsion

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{TU} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.061 \text{ cm}^2 \text{ cm}^2$$

D'ou $A_t = A_t^{FS} + A_t^T = 1.35 + 0.45 = 1.8 \text{ cm}^2$, soit 4HA8 = 2.01cm²; donc un cadre et un étrier.

d. Schéma de ferrailage de la poutre palière

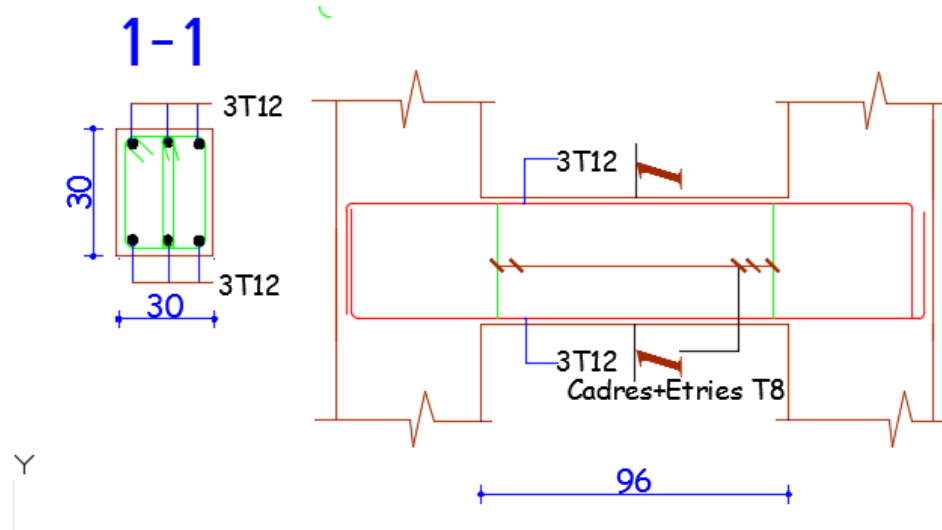


Figure III. 16 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.4. CALCUL DE L'ACROTÈRE :

III.4.1. Définition :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux Pluviales. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Trois forces se conjuguent pour exercer leurs pressions respectives sur celui-ci : son poids propre (G), une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.4.2. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m ;(une section de (10*100 cm²)).

III.4.3. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.26 : Evaluation de charge et surcharge de l'acrotère

Surface (m ²)	S= (10*60)+(3*10)/2+ (7*10)	S=0.0685m ²	
Poids propre de l'acrotère	G1=25*1*S	G1=1.71KN	
Poids d'enduit de ciment	G2=20*0.015*0.6	G2=0.18KN	
Poids totale	Wp=G1+G2	Wp=1.9KN	
surcharge horizontale (Q)	Q=1KN	Q=1KN	
La force sismique	Fp=4A*Cp*Wp	Fp=0.912KN	

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A= 0.15).

Cp: Facteur de force horizontale (Cp = 0.8).

III.4.4. Calcul des sollicitations

A. Calcul du centre de gravité

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \rightarrow X_g = 0.062m.$$

$$Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \rightarrow Y_g = 0.33m.$$

B. Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

$$N_G = W_p = 1.9KN. \quad M_G = 0KN.$$

$$N_Q=0\text{KN.} \quad M_Q=Q*h=1*0.6=0.6\text{KN KN.}$$

$$N_F=0\text{KN.} \quad M_F=Fp*Yg=0.912*0.333=0.3\text{KN.}$$

III.4.5. Combinaisons d'actions :

Tableau III.27. Combinaisons d'actions de l'acrotère

Sollicitations	RPA	ELU	ELS
Combinaison de charges	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	1.9	2.565	1.9
M (KN.m)	0.9	0.9	0.6

III.4.6. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q.

$$N_u=2.565\text{KN}$$

$$M_u=0.9\text{KN}$$

$$\text{On a: } e_1 = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e_1 = 0.35\text{m} > \frac{h}{6}=0.1\text{m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2\text{cm}, h/250) \rightarrow e_a = 2\text{cm.}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2(2+\phi\alpha)}{h_0 10^4} \rightarrow e_2 = \frac{3(1.2)^2(2+0)}{(0.1)10^4} \rightarrow e_2 = 0.00864 \text{ m.}$$

Avec :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \dots \dots \dots \text{(RPA. Art. A.4.3.5)}$$

ϕ : Le rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge ($\phi = 2$).

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes ; au moment total du premier ordre, le coefficient est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement, $l_f = 2l_0 = 2 * 0.6 = 1.2\text{m}$.

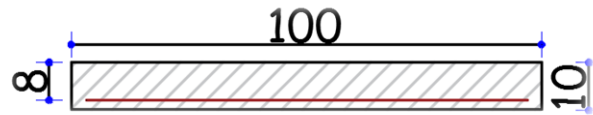
h_0 : Hauteur de la section égale à 10cm.

D'où :

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.378\text{m.}$$

III.4.7. Ferrailage de la section

Donné :

**Figure III.17 : Section à ferrailer**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 2.565 \text{ KN} \\ M_u = N_u * e = 2.565 * 0.378 = 0.97 \text{ KN.m} \\ F_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \\ h = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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 $M_{uA} = M_u + N_u * (d-h/2)$.

Tel que :

M_u et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section de béton seul.

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

- $M_{uA} = 0.97 + 2.565 * (0.08 - 0.1/2) = 1.047 \text{ KN.m}$
- $U_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 F_{bu}} = \frac{1.047 * 10^{-3}}{1(0.08)^2 14.2} = 0.0115 < 0.3916 \rightarrow \hat{A} = 0$
- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 0.0144$
- $Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.0795 \text{ m}$
- $A_s = \frac{M_{uA}}{Z \sigma_{st}} = 0.378 \text{ cm}^2$

Ainsi, la section à la flexion composée sera : $A_s = A - \frac{N_u}{f_e} \rightarrow A_s = 0.304 \text{ cm}^2$

III.4.8. Les vérifications nécessaires**A. Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.966 \text{ cm}^2$$

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

B. Armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

C. Espacement :

Armatures principales : $St \leq 100/4 = 20 \text{ cm}$ on adopte : $St = 15 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $St \leq 60/4 = 15 \text{ cm}$ on adopte : $St = 15 \text{ cm}$.

D. Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\bar{\tau} \leq \min(0.1 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \rightarrow V_u = 0.912 + 1 \rightarrow V_u = 1.912 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_u}{b * d} = \frac{1.912 * 10^{-3}}{1 * 0.08} = 0.0239 \text{ MPa}$$

$\tau_U < \bar{\tau} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

E. Vérification de l'adhérence

$$\zeta_{se} = \frac{V_u}{(0.9d \cdot \sum U_i)} = \frac{1.912 \cdot 10^{-3}}{(0.9 \cdot 0.08 \cdot 0.10048)} = 0.264 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 4 \cdot 3.14 \cdot 8 = 10.048 \text{ cm.}$$

$$\overline{\zeta_{se}} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \cdot (1.5)^2 \cdot 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{RPA (Article. A.6.1, 21)}$$

$\psi = 1.5$ Pour les HA.

$\zeta_{se} < \overline{\zeta_{se}} \rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

➤ Vérification à l'ELS

$d = 0.08 \text{ m}$; $N_{ser} = 1.9 \text{ KN}$; $M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les HR

A. Vérification des contraintes

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

➤ Position de l'axe neutre $C = d - e_1$

Tel que e_1 : distance du centre de pression c à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) = 0.6 / 1.9 + (0.08 - 0.1/2) = 0.345 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \rightarrow (c) \text{ à l'extérieur de section} \rightarrow c = 0.08 - 0.345 = -0.265 \text{ m.}$$

➤ Calcul y_{ser} :

$$y_{ser} = y_c + c$$

Calcul de y_c tel que :

$$3 + p \times y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3 \cdot c^2 + (d - c) \cdot 6nA_s / b = -3 \cdot (-0.265)^2 + 90 \cdot 2.01 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{0.08 + 0.265}{1}$$

$$\rightarrow P = -0.204 \text{ m}^2.$$

$$q = -2c^3 + 90A_s \cdot \frac{(d - c)^2}{b} = -3 \cdot (-0.265)^3 + 90 \cdot 2.01 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{(0.08 + 0.265)^2}{1}$$

$$\rightarrow q = 0.0393 \text{ m}^3$$

Après résolution de l'équation (*) on trouve :

$$y = -0.5278 \text{ m (distance de l'axe neutre au centre de pression).}$$

$$Y_{ser} = 0.02628 \text{ m (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)}$$

➤ Calcul des contraintes

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / I = 0.014 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / I = 0.1485 \text{ MPa}$$

Avec : $I = b \cdot y_{ser}^3 / 3 + 15 \cdot (d - y_{ser})^2$: Moment d'inertie de la section homogène réduite

$$\rightarrow I = 35.083 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4.$$

➤ Fissuration nuisible

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 0.1485 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} \rightarrow \text{vérifiée}$$

III.4.10. Schéma de ferrailage

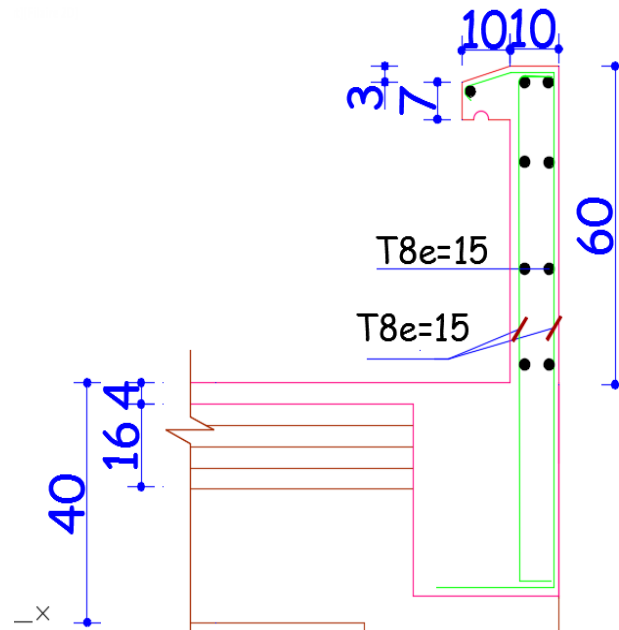


Figure III.18 : Detaille schéma de ferrailage acrotère.

III.5. Etude de La poutre de chaînage

III.5.1. Calcul des sollicitations et Ferrailage de poutre

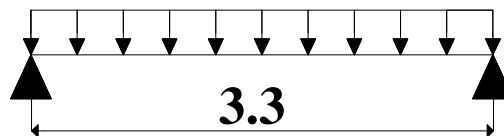


Figure III.19 : schéma statique chaînage type 1

La poutre de chaînage reprend une charge répartie qui est son poids propre et la charge du mur extérieur.

$$P_{\text{POUTRE}} = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$P_{\text{mur}} = 2.67 \times (2.89 - 0.30) = 6.91 \text{ KN/m}$$

$$P^U = 1.35 * (2.25 + 6.91) = 12.37 \text{ KN/m}$$

$$P^S = 2.25 + 6.91 = 9.16 \text{ KN/m}$$

$$M_0^U = \frac{P_U \times l^2}{8} = 16.84 \text{ KN.m}$$

$$M_0^S = \frac{P_S \times l^2}{8} = 12.47 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 0.85 * 16.84 = 14.31 \text{ KN/m} \\ M_a = 0.3 * 16.84 = 5.052 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$EL S \begin{cases} M_t = 0.85 * 12.47 = 10.60 \text{ KN/m} \\ M_a = 0.3 * 12.47 = 3.74 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$V^u = \frac{P_U \times L}{2} = 27.79 \text{ KN}$$

Tableau III.28 : Ferrailage longitudinale de la poutre de chaînage Type 1

Position	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ cm}^2$	A_{choisi}
Travée	14.31	0.043	0.055	0.274	1.5	1.01	3HA12
Appuis	5.052	0.015	0.019	0.278	0.523	1.01	3HA12

• **Armatures transversales**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{27.79 * 10^{-3}}{0.3 * 0.28} = 0.33 \text{ MPa}$$

On fixe $s_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul $s_t \begin{cases} s_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ s_t = 15 \text{ cm} < 25.2 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t \geq \frac{0,4 * b * s_t}{f_e} \rightarrow A_t < 0,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1$$

$$A_t \geq \frac{b * s_t (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9f_e} < 0 \dots\dots\dots 2$$

$$A_t = \max(1, 2) \rightarrow A_t^{Fs} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t \leq (\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l) = 0.857 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit un cadre } \phi_8 \rightarrow 3\phi_8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

III .5.2. Les vérifications nécessaires

• **A l'ELU**

Vérification du Cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = 27.79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \rightarrow \tau_u = 0.33 \text{ MPa}; \bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$ la condition est vérifiée

Vérification des contraintes sur le béton

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau (III.29.)

Tableau III.29. Récapitulatifs des vérifications des contraintes

types	M_{ser} (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observ – ation	
1	M_t	10.60	8.19	25449	3.41	15	Vérifiée
	M_a	3.74	8.19	25449	1.204	15	Vérifiée

• **Etat limite de déformation**

$$\begin{cases} M_0^s = 18.77 \text{ KN. m} \\ M_t^s = 15.95 \text{ KN. m} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow \frac{0.30}{3.30} = 0.09 > 0.085 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ A \leq \frac{4.2bd}{f_e} \rightarrow 3.39 \text{ cm}^2 < 8.82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ L = 3.3 \text{ m} < 8\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III .5. 3. Schéma de ferrailage

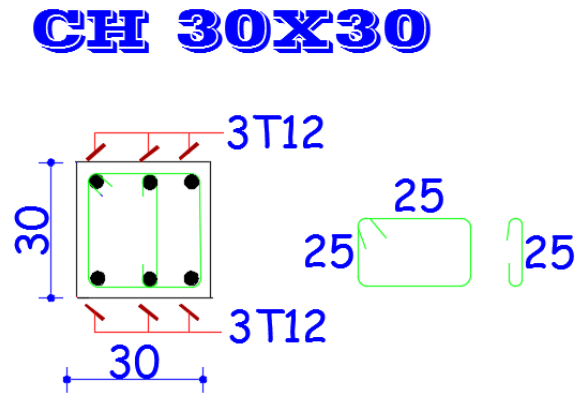


Figure III.20. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage (30× 30).

Chapitre IV : Étude dynamique

IV. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

La structure étudiée est implanté à Bejaia donc elle est classé en zone sismique II_a selon la classification du RPA99/2003, alors le comportement de la construction sous action dynamique a fait l'Object d'étude dans ce chapitre afin de déterminer un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismiques.

IV.1.Modélisation

Afin de pouvoir déterminer les efforts dans les éléments porteurs de la structure sous les différents chargements (verticaux et horizontaux), on a modélisé la structure avec le logiciel ETABS version 16 qui est un logiciel qui se base sur la méthode des éléments fini. Ce logiciel construit les différentes matrices que ce soit matrice masse, rigidité ou vecteurs forces à chaque nœud de la structure et fait l'assemblage de ces matrices et leurs résolutions ce qui constitue des milliers de matrices résolue en quelques minutes.

Quant aux étapes suivit lors de travail on a commencé par définir la géométrie de structure en construisant un système de grilles, ensuite on a défini les différents matériaux (béton et acier). On est passé à la définition des différentes sections qui constitue ce bâtiment, les poteaux et les poutres comme des éléments frames, les plancher et escaliers comme des éléments Shell et les voiles comme des éléments Wall qui seront ensuite maillé. Après avoir dessiner la structure et ces éléments constituant on va les charger avec les différents chargements déjà évalué dans le chapitre II, quant au voile de soutènement on lui appliquera un chargement triangulaire avec l'équation suivante : $y=1,264C-4,298$. On passe à l'encastrement les différents nœuds à la base du bâtiment, et puis pour avoir un plancher infiniment rigide on applique un diaphragme qui va réduire le nombre de degré de liberté. On va ensuite introduire le spectre de réponse du RPA comme il est défini dans la partie **IV.4.1**. Après avoir essayé plusieurs dispositions de voile on a abouti à la disposition présenter dans la figure IV.2.une tâche qui n'a pas était des plus aisé et qui nous donne un bon comportement de la structure et vérifie toutes les exigences dictées par le règlement parasismique algérien.

IV.3. Méthode de calcul

Selon le RPA 99 V 2003, le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes

A) La méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle.

L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.) (Article 4.2.1 RPA 99 v2003)

L'effort sismique appliqué à la base doit être calculé selon les deux directions X et Y par la formule suivante: $V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R}$ (Article 4.2.3 RPA 99 v2003)

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone.(RPA99/2003 tableau (4. 1))

D : Facteur d'amplification dynamique moyen..... (RPA99/2003 (4. 2))

W : Poids total de la structure..... (RPA(4 – 5))

R : Coefficient de comportement de la structure..... (RPA tableau (4. 3))

Q : Facteur de qualité..... (RPA (4 – 4))

Les paramètres cités auparavant dépendent des caractéristiques de la structure

B) La méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être arrangés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$ (RPA99V2003 Art 4.3.6)

Dans le cas où cette condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorées de $\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$.

Avec : V_{dyn} : Effort tranchant dynamique calculé avec la méthode modale spectrale.

$V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R}$: Effort tranchant statique à la base.

Tel que :

- **A= 0,15** ----- Groupe d'usage 2 ----- Zone sismique II_a .
- **R= 5**----- Système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction.

▪ D

Ce facteur est en fonction de la période fondamentale de la structure, et la catégorie du site et du facteur de correction d'amortissement η (RPA99 (Formule 4-2))

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \text{ (RPA99/2003 (Formule 4.3))}$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique, en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas nous avons un remplissage dense et un système mixte
 $\xi = 8.5\%$ D'où : $\eta = 0.8165$ (le cas le plus défavorable)

On a un site Meuble(S3) $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,5 \text{ s} \end{cases}$ (RPA99/2003 (Tableau 4.7))

• Calcul de la période fondamentale de la structure

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (Voiles/Portiques)

$$T = \text{Min} \begin{cases} C_T * H^{\frac{3}{4}} \dots \dots (1) \\ \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots (2) \end{cases}$$

H=35,19m : hauteur totale du bâtiment (acrotère et cage d'escalier non comprises).

C_T= 0,05 : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.

(RPA99/2003(Tableau 4.6)).

L : Portée maximale du bâtiment à la base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 24.39 \text{ m} \\ L_y = 38.22 \text{ m} \end{cases} \text{ Donc : } \begin{cases} T_x = \min(0,72; 0,641) = 0,641 \text{ s} \\ T_y = \min(0,72; 0,512) = 0,512 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow \text{Ce qui donne pour les deux sens : } D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\rightarrow \begin{cases} D_x = 1,7297 \\ D_y = 2 \end{cases}$$

▪ **Q= 1+Σ₁⁶ p_q** (RPA99/2003 (Formule 4.4))

p_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) observé ou non

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant (Tableau IV.1)

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités

N°	Critère (Q)	XX		YY	
		Observation	p _q	Observation	p _q
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2	Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3	Régularité en plan	oui	0	oui	0
4	Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôles d'exécution	Oui	0	Oui	0
1+Σ₁⁶ p_q		Q_x = 1.1		Q_y = 1.1	

▪ **W = Σ_{i=1}ⁿ W_i** , avec : $W_i = W_G + \beta W_Q$

W_{Gi}: Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi}: Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. $\rightarrow \beta=0.2$ (RPA99/2003 (Formule 4.5))

Dans notre cas : **W = 60056.9418KN**

Donc : La force sismique statique totale à la base de la structure est : $\begin{cases} V_{st}^x = 3424.49 \text{ KN} \\ V_{st}^y = 3963.76 \text{ KN} \end{cases}$

IV.4. Spectre de réponse de calcul

IV.4.1 définition du spectre de réponse de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{2,5\eta Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta * 1,25A * \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta * 1,25A * \frac{Q}{R} * \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta * 1,25A * \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} * \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

Remarque

D’après l’article 4.3.3 du RPA99/2003 lors du calcul du spectre de réponse, il y’a lieu de prendre lors du calcul du facteur de qualité que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà était prisent en compte par le model.
Lors de l’analyse tridimensionnel du bâtiment on prend la valeur de q la plus pénalisante des valeurs calculées selon les deux directions orthogonales.

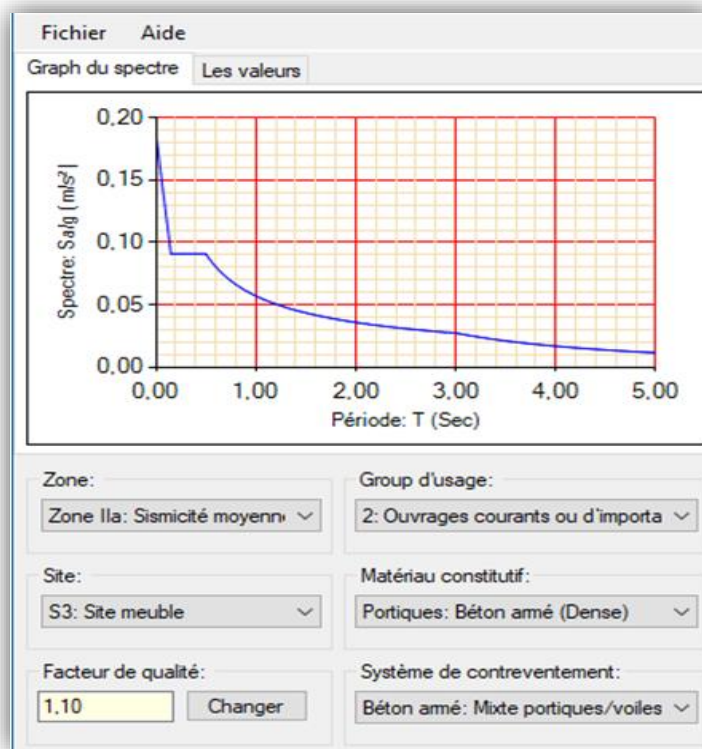


Figure IV.1. Spectre de réponse pour les deux sens X et Y

IV.4.2. Résultats obtenus après modélisation

Après la modélisation de la structure avec le logiciel ETABS V16, nous avons obtenus les résultats suivants :

IV.4.2.1. Disposition et longueur des voiles

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs dispositions ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles et les contraintes architecturales de la structure.

Nous illustrons dans ce qui suit la disposition qu'on a adopté :

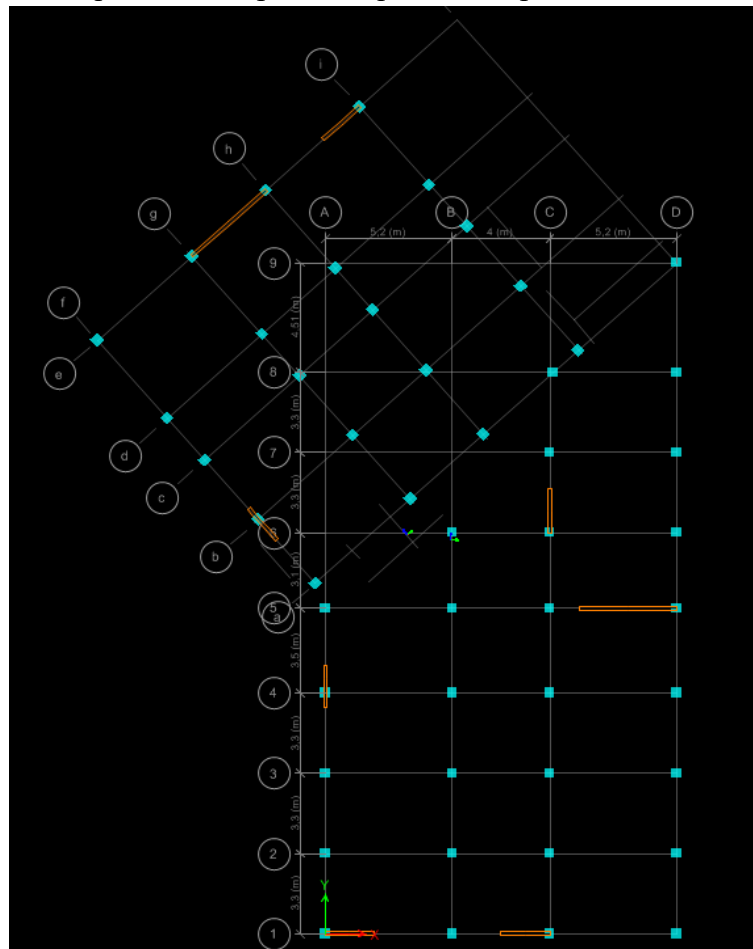


Figure IV.2. Vue en plan de la disposition des voiles

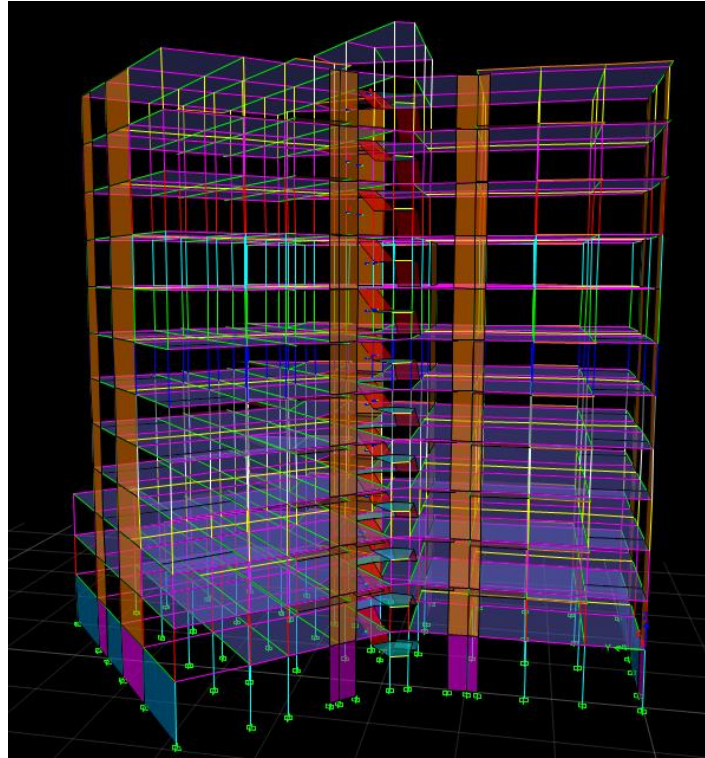


Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par logiciel Etabs V16

IV.4.2.2. Analyse modale



Figure IV.4. Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y

Le deuxième mode est un mode de translation suivant



Figure IV.5. Vue en plan de 1er mode de translation selon X

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

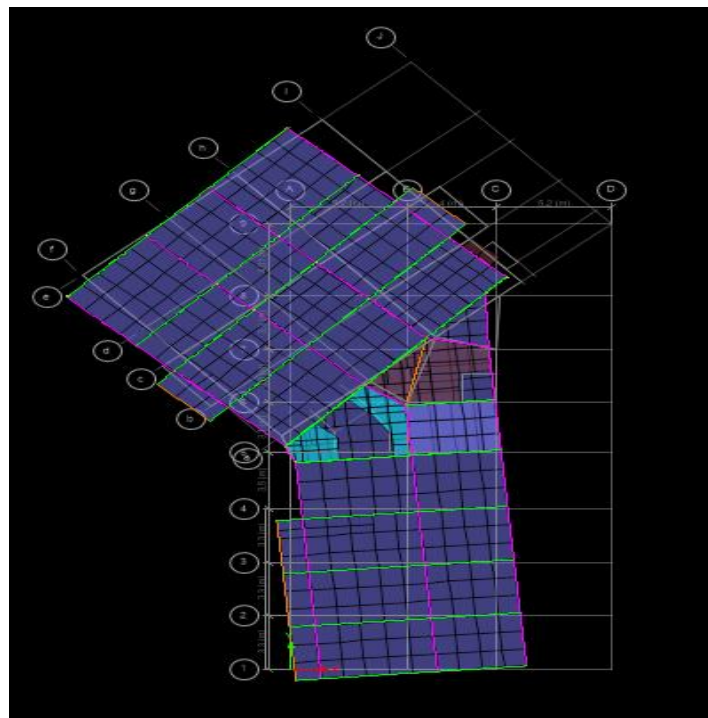


Figure IV.6. Vue en plan de 3eme mode de torsion selon z

Commentaire

D'après les figures ci-dessus on a une perspective du comportement global de la structure, on remarque que dans les deux premiers modes on a une translation selon le sens X et Y qui sont très satisfaisant et une torsion dans le 3ème mode. Néanmoins les résultats présenter dans le Tableau IV.4.3.1 nous donne une approche plus précise du comportement de la structure.

IV.5 Les vérifications exigées par le RPA 99/2003

IV.5.1 Période de vibration et participation massique

Le coefficient de participation massique correspond au i^{eme} mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Pour les structures représentées par le modèle plan dans 2 directions orthogonale, le nombre de mode à retenir doit être tel que la somme des masses totale effective pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Tableau IV.2 : Période et taux de participation massique de la structure

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,901	0,0783	0,6204	0	0,0783	0,6204
Modal	2	0,775	0,5861	0,0626	0	0,6643	0,683
Modal	3	0,648	1,685E-06	0,0449	0	0,6643	0,7278
Modal	4	0,338	0,0094	0,098	0	0,6737	0,8258
Modal	5	0,267	0,1127	0,0043	0	0,7865	0,8301
Modal	6	0,202	0,002	0,0565	0	0,7884	0,8866
Modal	7	0,197	0,0096	0,009	0	0,7981	0,8956
Modal	8	0,147	0,0556	0,0022	0	0,8536	0,8977
Modal	9	0,134	0,0026	0,0201	0	0,8562	0,9178
Modal	10	0,12	0,0055	7,464E-06	0	0,8617	0,9178
Modal	11	0,117	6,34E-07	0,0062	0	0,8617	0,924
Modal	12	0,096	0,0076	0,0141	0	0,8693	0,9381
Modal	13	0,092	0,0016	0,0088	0	0,8709	0,9469
Modal	14	0,085	0,0292	0,0002	0	0,9001	0,9472

Remarque

Dans le tableau on à exposer les résultats du model en terme de période et de participation massique .La participation massique on atteint les 90% de la masse total du bâtiment pour le mode 1 au 9^{ème} mode et pour le mode 2 elle est atteinte au 14^{ème} mode.

IV.5.2. Vérification de l’effort tranchant à la base

En se référant à ce que stipule l’article 4-3-6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} , obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X	2741,83	2739,59	vérifiée
Sens Y	3171,051	3171,01	vérifiée

IV.5.3. Justification de l’interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 ART3.4. A exigé pour les systèmes mixtes ce qui suit

A) Sous charges verticales :

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 80\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques)}$$

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

B) Sous charges horizontales :

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

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

Tableau IV.4 : Vérification de l’interaction verticale

Niveaux	charge reprise en (KN)		Pourcentages repris (%)		observation
	portiques	voiles	portiques %	voiles %	
Entre sol	-55339,5998	-7582,0394	87,95	12,05	vérifiée
RDC	-53431,765	-7926,0662	87,08	12,92	vérifiée
Etage 1	-47236,0432	-7338,5392	86,55	13,45	vérifiée
Etage 2	-41419,1997	-6839,6665	85,83	14,17	vérifiée
Etage 3	-36112,5515	-6083,5837	85,58	14,42	vérifiée
Etage 4	-30460,3125	-5673,7126	84,30	15,7	vérifiée
Etage 5	-25232,2198	-5002,2855	83,455	16,54	vérifiée
Etage 6	-20177,428	-4229,7394	82,67	17,33	vérifiée
Etage 7	-15296,4284	-3356,3763	82,006	17,994	vérifiée
Etage 8	-10544,302	-2340,6688	81,834	18,166	vérifiée
Etage 9	-7104,9309	-1644,6734	81,202	18,798	vérifiée
Etage 10	-3774,4288	-882,3612	81,051	18,949	vérifiée

Remarque

Les interactions verticales sont vérifiées dans tous les niveaux du bâtiment

Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction horizontale sens x-x

Sens xx						
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
Entre sol	285,0041	139,0091	424,0132	67,22	32,78	Vérifiée
RDC	1087,1066	1539,4077	2626,5143	41,39	58,61	Vérifiée
Etage 1	1140,0522	1363,4783	2503,5305	45,54	54,46	Vérifiée
Etage 2	1160,3593	1244,0887	2404,448	48,26	51,74	Vérifiée
Etage 3	1268,581	998,2287	2266,8097	55,96	44,04	Vérifiée
Etage 4	1114,6652	965,2686	2079,9338	53,59	46,41	Vérifiée
Etage 5	1013,2545	853,0113	1866,2658	54,29	45,71	Vérifiée
Etage 6	947,2304	686,5767	1633,8071	57,98	42,02	Vérifiée
Etage 7	805,6582	549,3591	1355,0173	59,45	40,55	Vérifiée
Etage 8	605,0555	431,1864	1036,2419	58,38	41,62	Vérifiée
Etage 9	425,5755	342,432	768,0075	55,42	44,58	Vérifiée
Etage 10	371,1424	151,8025	522,9449	70,97	29,03	Vérifiée

Tableau IV.6 : Vérification de l'interaction horizontale sens y-y

Sens yy						
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
Entre sol	1912,8506	1293,7849	3206,6355	59,65	40,35	vérifiée
RDC	2293,1866	686,9378	2980,1244	76,95	23,05	vérifiée
Etage 1	2256,3699	620,4813	2876,8512	78,43	21,57	vérifiée
Etage 2	2060,6602	649,3607	2710,0209	76,04	23,96	vérifiée
Etage 3	2053,951	485,5504	2539,5014	80,88	19,12	vérifiée
Etage 4	1727,68	572,5376	2300,2176	75,11	24,89	vérifiée
Etage 5	1621,3441	451,7875	2073,1316	78,21	21,79	vérifiée
Etage 6	1290,3788	470,7789	1761,1577	73,27	26,73	vérifiée
Etage 7	1165,9282	308,3554	1474,2836	79,08	20,92	vérifiée
Etage 8	702,4925	338,7518	1041,2443	67,47	32,53	vérifiée
Etage 9	575,0606	210,9597	786,0203	73,16	26,84	vérifiée
Etage 10	373,2592	132,9044	506,1636	73,74	26,26	vérifiée

Remarque

On constate dans les résultats résumés dans le tableau ci-dessus que les interactions horizontales sont vérifiées à tous les niveaux dans les deux directions orthogonales

IV.5.4. Vérification de l'effort normal réduit

Afin d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, Le RPA99/2003 ART IV.4.3.1 nous exige de vérifier pour chaque niveau la relation suivante : $\gamma = N_u / f_{c28} * B \leq 0,3$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj}: La résistance caractéristique du béton.

Pour que l'effort normal réduit soit vérifié on a été contraint d'augmenter les sections des poteaux de la structure étudié.

Les résultats sont récapitulés sur le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit pour chaque étage

Niveau	Nu (KN)	Section (cm ²)		v	Observation
E/Sol	-2573,5994	60	60	0,29	Vérifiée
RDC	-2166,2978	55	60	0,26	Vérifiée
Etage 1	-1838,8652	55	55	0,24	Vérifiée
Etage 2	-1571,4419	50	55	0,23	Vérifiée
Etage 3	-1327,7965	50	50	0,21	Vérifiée
Etage 4	-1110,2311	45	50	0,20	Vérifiée
Etage 5	-926,2129	45	45	0,18	Vérifiée
Etage 6	-774,1322	40	45	0,17	Vérifiée
Etage 7	-639,1765	40	40	0,16	Vérifiée
Etage 8	-503,985	35	40	0,14	Vérifiée
Etage 9	-367,4067	35	35	0,12	Vérifiée
Etage 10	-230,1975	30	35	0,09	Vérifiée

Remarque

L'effort normal réduit est vérifiée pour tous les niveaux du bâtiment.

IV.5.5. Vérification du déplacement inter étage

Selon le RPA99/2003 Art 5.10, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1,0 % de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : $\Delta k = \delta k - \delta k - 1$

Avec : $\delta k = R * \delta e k$

$\Delta k < 1\% * h_e$

δk : Déplacement horizontale à chaque niveau « k »

δek : Déplacement élastique du niveau « k »

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

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements entres étages sens xx

Sens x-x							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k / hk$ (%)	Observation
Entre sol	0,00033	0,00165	0	0,0016500	3,4	0,0004853	Vérifiée
RDC	0,001174	0,00587	0,00165	0,0042200	2,89	0,0014602	Vérifiée
Etage 1	0,002748	0,01374	0,00587	0,0078700	2,89	0,0027232	Vérifiée
Etage 2	0,004594	0,02297	0,01374	0,0092300	2,89	0,0031938	Vérifiée
Etage 3	0,006528	0,03264	0,02297	0,0096700	2,89	0,0033460	Vérifiée
Etage 4	0,0085	0,0425	0,03264	0,0098600	2,89	0,0034118	Vérifiée
Etage 5	0,010435	0,052175	0,0425	0,0096750	2,89	0,0033478	Vérifiée
Etage 6	0,01228	0,0614	0,052175	0,0092250	2,89	0,0031920	Vérifiée
Etage 7	0,014028	0,07014	0,0614	0,0087400	2,89	0,0030242	Vérifiée
Etage 8	0,015721	0,078605	0,07014	0,0084650	2,89	0,0029291	Vérifiée
Etage 9	0,017294	0,08647	0,078605	0,0078650	2,89	0,0027215	Vérifiée
Etage 10	0,018696	0,09348	0,08647	0,0070100	2,89	0,0024256	Vérifiée

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements entres étages sens y-y

Sens y-y							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k / hk$ (%)	Observation
Entre sol	0,001363	0,006815	0	0,0068150	3,4	0,0020044	Vérifiée
RDC	0,003657	0,018285	0,006815	0,0114700	2,89	0,0039689	Vérifiée
Etage 1	0,006291	0,031455	0,018285	0,0131700	2,89	0,0045571	Vérifiée
Etage 2	0,009131	0,045655	0,031455	0,0142000	2,89	0,0049135	Vérifiée
Etage 3	0,011914	0,05957	0,045655	0,0139150	2,89	0,0048149	Vérifiée
Etage 4	0,014683	0,073415	0,05957	0,0138450	2,89	0,0047907	Vérifiée
Etage 5	0,017272	0,08636	0,073415	0,0129450	2,89	0,0044792	Vérifiée
Etage 6	0,019689	0,098445	0,08636	0,0120850	2,89	0,0041817	Vérifiée
Etage 7	0,021002	0,10501	0,098445	0,0065650	2,89	0,0022716	Vérifiée
Etage 8	0,021838	0,10919	0,10501	0,0041800	2,89	0,0014464	Vérifiée
Etage 9	0,022601	0,113005	0,10919	0,0038150	2,89	0,0013201	Vérifiée
Etage 10	0,024109	0,120545	0,113005	0,0075400	2,89	0,0026090	Vérifiée

Commentaire

On constate d'après les résultats exposés dans les deux tableaux ci-dessus que les déplacements inter étages sont inférieure à un centième de la hauteur d'étage suivants les directions orthogonales ce qui signifie d'après les règlements en vigueur que la structure est stable et elle ne risque pas d'instabilité.

IV.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Les effets du second ordre ou effet P- Δ sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est

Satisfaite à tous les niveaux : $\theta = P_k \cdot \Delta k / V_k \cdot h_k \leq 0,1$

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

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

$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Remarque

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en Amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.10 : Vérification des effets du second ordre sens X-X

Sens x-x						
Niveau	Δk (m)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	Θ	Observation
Entre sol	0,001650	60056,9418	2741,828	3,4	0,01063	Vérifiée
RDC	0,004220	54024,0344	2722,1622	2,89	0,028979	Vérifiée
Etage 1	0,007870	48027,955	2656,2358	2,89	0,049238	Vérifiée
Etage 2	0,009230	42459,207	2553,8458	2,89	0,053098	Vérifiée
Etage 3	0,009670	37147,8595	2409,8687	2,89	0,051579	Vérifiée
Etage 4	0,009860	31837,5802	2225,0089	2,89	0,048819	Vérifiée
Etage 5	0,009675	26689,3525	2007,1062	2,89	0,044516	Vérifiée
Etage 6	0,009225	21613,0306	1755,8213	2,89	0,039292	Vérifiée
Etage 7	0,008740	16609,5003	1467,7271	2,89	0,034224	Vérifiée
Etage 8	0,008465	11508,1176	1132,3822	2,89	0,029767	Vérifiée
Etage 9	0,007865	7886,0474	854,4781	2,89	0,025117	Vérifiée
Etage 10	0,007010	4308,0214	548,2654	2,89	0,019059	Vérifiée

Tableau IV.11 : Vérification des effets du second ordre sens Y-Y

Sens y-y						
Niveau	Δk (m)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	Θ	Observation
Entre sol	0,006815	60056,9418	3170,8354	3,4	0,037964	Vérifiée
RDC	0,011470	54024,0344	3116,3525	2,89	0,068803	Vérifiée
Etage 1	0,013170	48027,955	2998,242	2,89	0,072999	Vérifiée
Etage 2	0,014200	42459,207	2838,1053	2,89	0,073508	Vérifiée
Etage 3	0,013915	37147,8595	2643,4266	2,89	0,067663	Vérifiée
Etage 4	0,013845	31837,5802	2417,8493	2,89	0,063082	Vérifiée
Etage 5	0,012945	26689,3525	2157,6274	2,89	0,055407	Vérifiée
Etage 6	0,012085	21613,0306	1863,5199	2,89	0,048499	Vérifiée
Etage 7	0,006565	16609,5003	1531,4329	2,89	0,024637	Vérifiée

Etage 8	0,004180	11508,1176	1158,5187	2,89	0,0014367	Vérifiée
Etage 9	0,003815	7886,0474	867,0922	2,89	0,012006	Vérifiée
Etage 10	0,007540	4308,0214	552,195	2,89	0,020354	Vérifiée

Commentaire

Les résultats des calculs résumés dans les deux tableaux précédent indique que les effets du second ordre sont inférieure a 0.1 ce qui signifie d'après le règlement parasismique algérien (art 5.9) dans le cas des bâtiments qu'il peut être négligé.

IV.6.Conclusion

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA99/Version2003, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

Mais finalement, nous avons abouti à une disposition qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure, après avoir augmenté les sections des poteaux.

• Les poteaux :

- Entre sol (60×60) cm²
- RDC (55×60) cm²
- 1er étage (55×55) cm²
- 2eme étage(50×55) cm²
- 3eme étage (50×50) cm²
- 4eme étage (45×50) cm²
- 5eme étage (45×45) cm²
- 6eme étage (40×45) cm²
- 7eme étage (40×40) cm²
- 8eme étage (35×40) cm²
- 9eme étage (35×35) cm²
- 10eme étage (30×35) cm²

Chapitre V : Étude des éléments structuraux

V.1.Introduction

Dans ce présent chapitre on va étudier les éléments porteurs (poteaux, poutre et voiles) de cette structure. Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes, aux charges d'exploitation et aux actions accidentelles. Le but de ce chapitre est de déterminer les sections d'acier de ces différents éléments suivit des vérifications nécessaire pour que ces éléments résistent aux combinaisons des différentes actions qui lui seront appliquer.

Les combinaisons données par le RPA99/2003 pour déterminer les sollicitations sont les suivantes :

- ❖ $1.35G+1.5Q$ (ELU)
- ❖ $G+Q$ (ELS)
- ❖ $G+Q\pm E$ (ELA)
- ❖ $0.8G\pm E$ (ELA)

V.2.Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments calculés à la flexion composée qui est engendré par un moment de flexion (M) et un effort normal (N).

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnée par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

Les exigences du RPA99/2003

Armatures longitudinal

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique Π_a est limité par:

- $A^{\min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A^{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A^{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi^{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L^{\min}) est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

➤ Etape de calcul

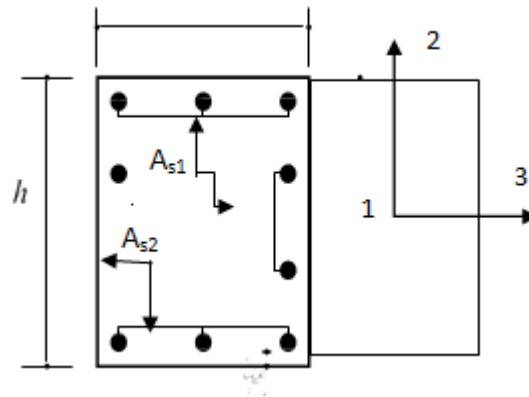
Le ferrailage des poteaux est obtenu après trois étapes essentielles qui sont les suivantes:

Ferrailage dans le plan (1-2) → Les armatures A_{s1} parallèle à l'axe de forte inertie (3)

Ferrailage dans le plan (1-3) → Les armatures A_{s2} parallèle à l'axe de faible inertie (2)

Le ferrailage des faces (2) et (3) sera disposé sur les deux autres faces symétriquement.

Elaboration du ferrailage final de la section selon le C.B.A93 et la R.P.A99/03.



N.B:-la hauteur de la section est le plus grand coté "h" et sa largeur "b"

-Pour simplifier la tâche de travail, on prend le moment maximal dans les deux sens.

Concernant notre projet, les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone nodale
Entre sol 1	60×60	28.8	144	216
RDC	55×60	26.4	132	198
Etage 1	55×55	24.2	121	181.5
Etage 2	50×55	22	110	165
Etage 3	50×50	20	100	150
Etage 4	45×50	18	90	135
Etage 5	45×45	16.2	81	121.5
Etage 6	40×45	14.4	72	108
Etage 7	40×40	12.8	64	96
Etage 8	35×40	11.2	56	84
Etage 9	35×35	9.8	49	73.5
Etage 10	30×35	8.4	42	63

Les différentes sollicitations dans poteaux de la structure sont tirées directement du logiciel ETABS sous les combinaisons les plus défavorables.

Tableau V.2. Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	V_{\max}
entre.sol	-2573.6523 → -141.3844	146.409 → -216.0288	606.2347 → 22.829	142.163
	G+Q+EY _{MIN}	G+Q+EY _{max}	0.8G+EX _{max}	
RDC	-2171.2872 → 27.5178	-142.6142 → -1168.365	663.5298 → 13.5364	116.98
	ELU	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 1	-1947.9856 → 4.979	125.0913 → -1347.894	438.748 → 24.239	122.35
	ELU	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 2	-1734.787 → 1.432	127.101 → -269.3876	220.341 → 25.74	119.43
	ELU	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 3	-1527.8256 → 0.9575	137.654 → -323.5293	99.5475 → 28.6767	111.13
	ELU	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 4	-1324.1318 → -7.8444	113.976 → -347.3497	40.3566 → 23.6065	99.81
	ELU	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 5	-1128.1543 → -8.9185	103.8549 → -338.296	21.5414 → 23.021	84.41
	ELU	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 6	-943.869 → -6.6766	104.2382 → -293.963	32.7506 → 17.1225	77.21
	ELU	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 7	-770.3893 → -7.1704	87.2041 → -229.903	24.3018 → 19.5764	62.69
	ELU	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 8	-595.9336 → -6.9012	81.429 → -173.6453	32.1853 → 14.5418	60.23
	ELU	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 9	-431.9725 → 8.0509	46.0043 → -128.8625	38.2816 → -3.7223	53.78
	ELU	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	
Etage 10	-290.557 → 9.1645	46.733 → -80.8791	26.045 → 13.6176	51.74
	ELU	G+Q+EX _{dun}	0.8G+EY _{dun}	

V.2.1. Ferrailage des poteaux

A) Ferrailage longitudinal

❖ Exemple de calcul

On va ferrailer les poteaux de l'entre sol (poteau C21) avec les sollicitations illustré Par son diagramme sous l'effort normal N_{max} :

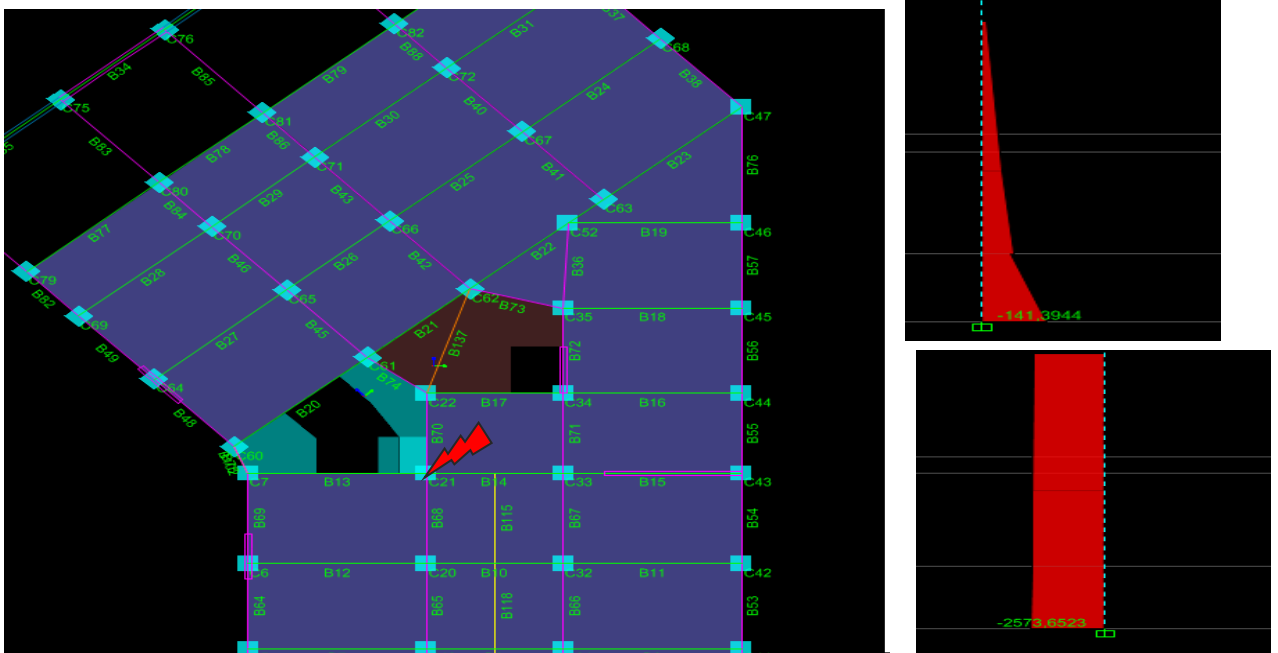


Figure V.1 : Localisation du poteau (C21) et son Diagramme de l'effort normal de compression maximale et moment correspondant

➤ 1^{ere} combinaison $N_{max} \rightarrow M_{cor}$

Le calcul se fait à la flexion composée ($N+M$) avec les données suivantes :

$$N_{max} = 2573.6523 \text{KN (compression)}$$

$$M_{cor} = 141.3844 \text{KN.m}$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow e = 3 \text{cm}$

$$b_1 = 60 \text{cm} ; h_1 = 60 \text{cm} ; d = 57 \text{cm}$$

Situation accidentelle $\rightarrow \gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,15$

$$e_G = \frac{M}{N} = 5.49 \text{cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{cm} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est entièrement tendu (S.P.C) ; avec la condition suivante :

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

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{UA} = 0.83626 \text{MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 0.554 \text{MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.03) \times 0,6 \times 0,6 \times 18.48 = 1.18 \text{MN.m}$$

Donc :

$0,554 < 1.18 \Rightarrow$ Section partiellement comprimé

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2f_{bu}} = 0,232 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.335 \\ z = 0,494\text{m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 42.32\text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -22,02\text{cm}^2 \text{ Donc, on prend } A = 0$$

$$\text{Alors : } A_s = \max(A_{c1}, A_{c2}, A_{c3})$$

Le tableau qui suit résume le calcul du ferrailage du reste des poteaux de chaque étage sous différentes combinaisons :

Tableau V.3: Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque étage

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	Combinaison	A ^{cal} (cm ²)	A _{calad} pte (cm ²)	AS1 adopté (cm ²)	AS2 adopté (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm)	A adoptée (cm ²)
Entre sol 1	60×60	SPC	ELUA	0	8.63	5HA16 =10.05	5HA16 =10.05	28.8	16T16 =32.17
		SPC	ELUA	3.85					
		SET	ELUA	8.63					
RDC	55×60	SPC	ELU	0	8.87	5HA16 =10.05	5HA16 =10.05	26.4	16T16 =32.17
		SPC	ELUA	4.94					
		SET	ELUA	8.87					
Etage 1	55×55	SPC	ELU	0	6.69	5HA16 =10.05	4HA16 =8.04	24.2	14T16 =28.15
		SPC	ELUA	2.87					
		SET	ELUA	6.69					
Etage 2	50×55	SPC	ELU	0	4.14	4HA16 =8.04	4HA16 =8.04	22	12T16 =24.13
		SPC	ELUA	2.94					
		SPC	ELUA	4.14					
Etage 3	50×50	SPC	ELU	0	3.65	4HA16 =8.04	4HA16 =8.04	20	12T16 =24.13
		SPC	ELUA	3.65					
		SPC	ELUA	2.84					
Etage 4	45×50	SPC	ELU	0	2.03	4HA16 =8.04	4HA16 =8.04	18	12T16 =24.13
		SPC	ELUA	2.03					
		SPC	ELUA	1.79					
Etage 5	45×45	SPC	ELU	0	2.32	4HA16 =8.04	4HA16 =8.04	16.2	12T16 =24.13
		SPC	ELUA	2.32					
		SPC	ELUA	1.66					
Etage 6	40×45	SPC	ELU	0	2.95	4HA16 =8.04	4HA16 =8.04	14.4	8T16+4T14 =22.24
		SPC	ELUA	2.95					
		SPC	ELUA	1.45					
Etage 7	40×40	SPC	ELU	0	3.398	4HA16	4HA16	12.8	4T16+8T14

		SPC	ELUA	3.398		=8.04	=8.04		=20.36
		SPC	ELUA	1.65					
Etage 8	35×40	SPC	ELU	0	3.69	2HA16	2HA16	11.2	12T14 =20.36
		SPC	ELUA	3.69		+2HA1	+2HA1		
		SPC	ELUA	1.42		4	4		
						=7.1	=7.1		
Etage 9	35×35	SPC	ELU	0		2HA16	2HA16	9.8	12T14 =18.47
		SPC	ELUA	2.11		+2HA1	+2HA1		
						4	4		
						=7.1	=7.1		
		SET	ELUA	0.799					
Etage 10	30×35	SPC	ELU	0	2.81	3HA14	3HA14	8.4	10T14 =15.39
		SPC	ELUA	2.81		=4.62	=4.62		
		SPC	ELUA	1.43					

B) Ferrailage transversal

Pour le ferrailage transversal on va présenter un exemple de calcul pour le 1^{er} niveau
Et le reste sera récapitulé dans le tableau

- Recommandations du RPA99V2003 : Art 7.4.2.2

-On utilise la formule suivante pour le calcul des sections d'armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec : V : effort tranchant max dans le poteau

h_1 : Hauteur de la section du poteau

ρ : Coefficient de correction majorateur qui tient compte de risque de rupture fragile par cisaillement.

t : espacement des armature transversale.

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a ; b : Dimensions de la section transversale du poteau dans la direction de déformation Considérée.

λ_g : Élançement géométrique du poteau

l_f : Longueur de flambement

-Pour calculer A_t nous allons fixer un espacement S_t en respectant les conditions suivantes :

$$\text{En zone II a : } S_t \leq \begin{cases} \min(10\phi_l^{\min}; 15\text{cm}) & \rightarrow \text{Zone nodale} \\ 15\phi_l^{\min} & \rightarrow \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \leftrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \leftrightarrow \lambda_g < 3 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ on fait interpolation entre les valeurs limites précédentes avec la formule

d'interpolation linéaire suivante : $f(x) = f(x_0) + [f(x_1) - f(x_0)] \times \frac{x-x_0}{x_1-x_0}$

❖ Exemple de calcul

$b = 60\text{cm}$ $h = 60\text{cm}$, $h_e = 3,40\text{m}$, $V = 142.1631\text{ KN}$, $\phi_1^{\min} = 16\text{ mm}$

$l_f = 0,7 l_0$ avec l_0 : hauteur libre de l'étage.

$l_f = 2.38\text{ m}$; $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = 3.97$

$\rho < 5 \rightarrow \rho = 3,75$

$S_t \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 15\text{cm} \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 10\text{cm} \end{cases}$

$A_t \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 3.28\text{cm}^2 \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 2.19\text{ cm}^2 \end{cases}$

$A_t^{\min} \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 5.017\text{cm}^2 \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 3.345\text{ cm}^2 \end{cases}$

Tout le reste des calculs sont résumés dans le tableau ci-dessus

Tableau V.4.Ferrailage transversale des poteaux

Niveau	Entre Sol 1	RDC	Etage1	Etage2	Etage3	Etage4	Etage5	Etage6	Etage7	Etage 8	Etage 9	Etage 10
Section (cm ²)	60× 60	55× 60	55× 55	50× 55	50× 50	45× 50	45× 45	40× 45	40× 40	35× 40	35× 35	30× 35
ϕ_1^{\min} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
l_f (m)	2.38	2.023	2.023	2.023	2.023	2.023	2.023	2.023	2.023	2.023	2.023	2.023
λ_g	3.97	3.37	3.68	3.68	4.046	4.046	4.49	4.49	5.057	5.057	5.78	5.78
V_{\max} (KN)	142.16	116.98	122.35	119.44	111.13	99.81	84.41	77.21	62.69	60.23	53.78	51.75
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	2,5	2,5	2,5	2,5
t_{nodale} (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
t_{courante} (cm)	15	10	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A_t^{nodale} (cm ²)	2.19	1.82	2.08	2.03	2.08	1.86	1.84	1.55	0.98	0.94	0.96	0.92
A_t^{courant} (cm ²)	3.28	2.72	3.12	3.05	3.12	2.79	2.75	2.32	1.47	1.41	1.44	1.38
$A_t^{\text{nodale min}}$ (cm ²)	3.345	4.245	3.465	3.465	2.69	2.69	1.924	1.924	1.2	1.2	1.05	1.05
$A_t^{\text{courant min}}$ (cm ²)	5.017	6.368	5.197	5.197	4.725	4.725	2.88	2.88	1.8	1.8	1.58	1.58
$A_t^{\text{adoptée}}$	10HA10	10HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	6HA10	6HA10	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8

V.2.2.Vérifications relatives aux poteaux :

1) Vérification des armatures transversales :

Selon l'article A.7.1.3 CBA93 le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant pour chaque étage :

Tableau V.5. Vérification des armatures transversales pour chaque étage

Niveau	ϕ_{lmax} (mm)	$\frac{\phi_{lmax}}{3}$ (mm)	$\phi_t^{courant}$ (mm)	Observation
Entre sol 1	16	5,33	10	Vérifiée
RDC	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 1	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 2	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 3	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 4	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 5	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 6	16	5,33	10	Vérifiée
Etage 7	16	5,33	8	Vérifiée
Etage 8	14	4,66	8	Vérifiée
Etage 9	14	4,66	8	Vérifiée
Etage 10	14	4,66	8	Vérifiée

Remarque

La condition est vérifiée pour tous les niveaux

2) Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

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

On doit vérifier que :

$$Nd \leq Nu = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

L'élanement mécanique est donné par : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h} \dots\dots\dots \text{pour une section rectangulaire.}$

l_f : longueur de flambement.

As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$Br = (b - 2) \times (h - 2) \Rightarrow$ section réduite du poteau.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Vérification des poteaux au flambement

Niveaux	section cm ²	I _f (m)	λ	α	As cm ²	B _r (m ²)	Nu (KN)	Nd(KN)	Observation
Entre sol	60×60	2.38	13.72	0.825	32.17	0.3364	7765.23	2573,6523	Vérifiée
RDC	55×60	2.023	12.73	0.828	32.17	0.3074	7213.47	2171,2872	Vérifiée
Etage 1	55×55	2.023	12.73	0.828	28.15	0.2809	6550.33	1947,9856	Vérifiée
Etage 2	50×55	2.023	14	0.824	24.13	0.2544	5858.75	1734,787	Vérifiée
Etage 3	50×50	2.023	14	0.824	24.13	0.2304	5381.06	1527,8256	Vérifiée
Etage 4	45×50	2.023	15.6	0.817	24.13	0.2064	4861.73	1324,1318	Vérifiée
Etage 5	45×45	2.023	15.6	0.817	24.13	0.1849	4437.44	1328,1543	Vérifiée
Etage 6	40×45	2.023	17.5	0.809	22.24	0.1634	3973.86	943,869	Vérifiée
Etage 7	40×40	2.023	17.5	0.809	20.36	0.1444	3602.58	770,3883	Vérifiée
Etage 8	35×40	2.023	20	0.798	18.47	0.1254	3067.02	595,9336	Vérifiée
Etage 9	35×35	2.023	20	0.798	18.47	0.1089	2748.98	431,9725	Vérifiée
Etage 10	30×35	2.023	23.33	0.781	15.39	0.0924	2127.98	290,531	Vérifiée

Remarque

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n’y a pas de risque de flambement.

3) Vérification des contraintes :

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

La fissuration est préjudiciable alors il est nécessaire de vérifier les conditions :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63\text{MPa} \rightarrow \text{Fissuration nuisible (préjudiciable)}$$

Méthode de calcul pour SEC et SPC voir L’annexe

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.7. Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux

Niveau	Section	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN. m)	Type de Section	S m ²	V1 m	V2 m	I _{yy} ' m ⁴	σ _{bc1} MPa	σ _{bc2} MPa	σ _{sc} MPa	Observation
Entre sol	60×60	1791,4127	24,7742	SEC	0.390	0.576	0.023	0.038	4.96	4.58	74.17	Vérifiée
RDC	55×60	1579.5332	19.8183	SEC	0.360	0.575	0.025	0.035	4.71	4.37	70.43	Vérifiée
Etage 1	55×55	1419.1345	3.5122	SEC	0.327	0.529	0.020	0.027	4.46	4.34	66.14	Vérifiée

Etage 2	50×55	1263.7826	0.8754	SEC	0.299	0.528	0.022	0.025	4.24	4.22	63.64	Vérifiée
Etage 3	50×50	1113.0106	0.5318	SEC	0.274	0.478	0.022	0.018	4.07	4.05	61.1	Vérifiée
Etage 4	45×50	964.4067	5.8358	SEC	0.249	0.476	0.024	0.016	4.04	3.86	60.48	Vérifiée
Etage 5	45×45	821.6908	6.616	SEC	0.227	0.426	0.024	0.012	3.87	3.61	57.77	Vérifiée
Etage 6	40×45	686.4255	5.0096	SEC	0.204	0.423	0.026	0.010	3.57	3.35	53.36	Vérifiée
Etage 7	40×40	560.4301	5.3123	SEC	0.18	0.37	0.026	0.007	3.33	3.024	49.59	Vérifiée
Etage 8	35×40	433.7148	5.1057	SEC	0.161	0.373	0.026	0.006	3	2.67	44.65	Vérifiée
Etage 9	35×35	314.75	5.8742	SEC	0.144	0.324	0.026	0.004	2.67	2.15	39.35	Vérifiée
Etage 10	30×35	212.1716	6.6769	SEC	0.119	0.324	0.02	0.004	2.39	1.74	35.15	Vérifiée

Remarque

- ✓ La contrainte dans le béton est vérifiée dans tout les niveaux de la structure, donc pas de risque de sont éclatement.
- ✓ Toute les conditions sont vérifiées alors il n'y a pas de risque de fissuration des aciers

4) Vérification au cisaillement :

D'après le RPA99/2003 Art 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant

Tableau V.8. Vérification au cisaillement des poteaux

Niveau	b x h (cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _d	d (m)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
Entre sol	60× 60	2.38	3.97	0.04	0.57	142.1631	0.416	1	Vérifiée
RDC	55×60	2.023	3.37	0.04	0.57	116.98	0.373	1	Vérifiée
Etage1	55×55	2.023	3.75	0.04	0.52	122.35	0.427	1	Vérifiée
Etage2	50×55	2.023	3.75	0.04	0.52	119.43	0.459	1	Vérifiée
Etage3	50×50	2.023	4.046	0.04	0.47	111.13	0.473	1	Vérifiée
Etage4	45×50	2.023	4.046	0.04	0.47	99.81	0.472	1	Vérifiée
Etage5	45×45	2.023	4.49	0.04	0.42	84.41	0.447	1	Vérifiée
Etage6	40×45	2.023	4.49	0.04	0.42	77.21	0.459	1	Vérifiée
Etage7	40×40	2.023	5.057	0.075	0.37	62.69	0.423	1.875	Vérifiée
Etage8	35×40	2.023	5.057	0.075	0.37	60.23	0.465	1.875	Vérifiée
Etage9	35×35	2.023	5.78	0.075	0.32	53.78	0.480	1.875	Vérifiée
Etage10	30×35	2.023	5.78	0.075	0.32	51.74	0.539	1.875	Vérifiée

La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la contrainte admissible au niveau de tous les étages, alors il n'y a pas de risque de cisaillement des poteaux.

➤ **Dispositions constructives :**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

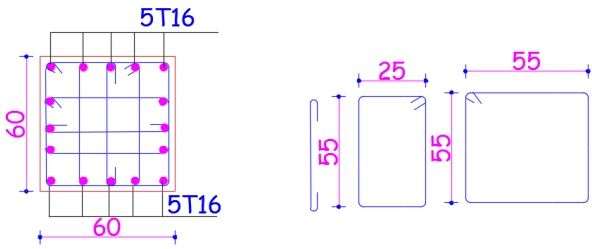
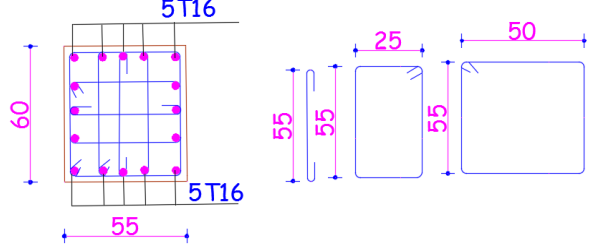
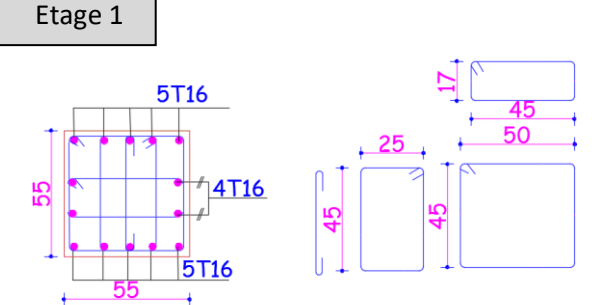
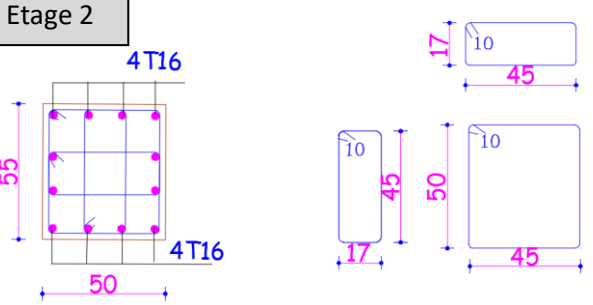
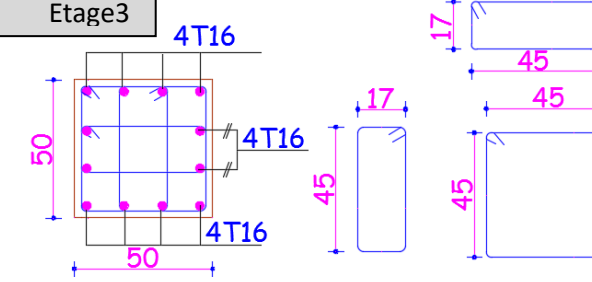
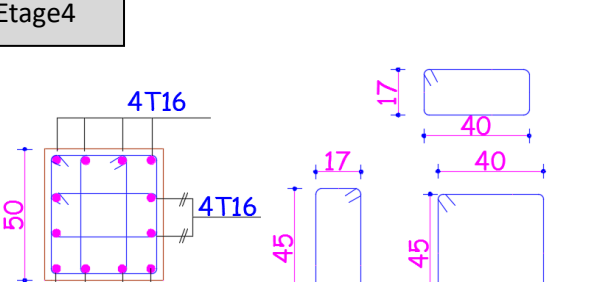
Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

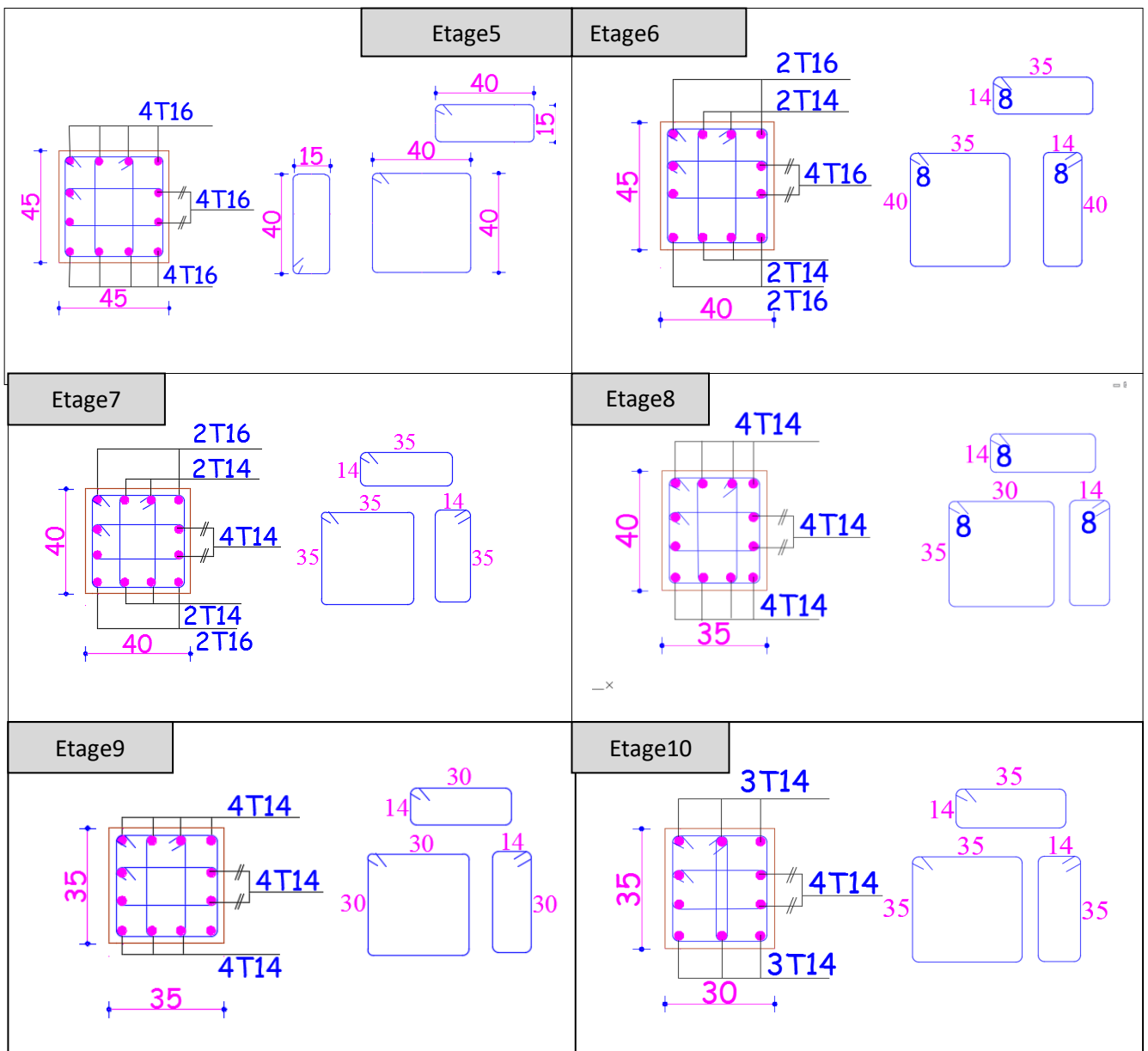
Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

V.2.3. Schéma de ferrailage :

Tableau V.9 : Schémas de ferrillages des poteaux

Entre-sol	RCD
	
	
	



V.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des combinaisons les plus défavorables (moment fléchissant et effort de cisaillement) résultants les combinaisons suivantes :

- 1.35G+1.5Q (ELU)
- G+Q (ELS)
- G+Q±E (ELA)
- 0.8G±E (ELA)

V.3.1. Recommandations

- **Armatures longitudinales** RPA99/2003 art7.5.2.1
 - Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
 - Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de

4% de la section du béton en zone courante.

6% de la section du béton en zone de recouvrement.

- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone II_a.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle. Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres. On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

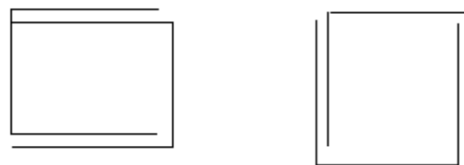


Figure V.2. Armature transversale dans la zone nodale

➤ **Armatures transversales :** RPA99/2003 Art 7.5.2.2

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times b$
Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_1\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone courante}$$

V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

➤ **Ferrailage longitudinale**

- **Poutres principales**

Les sollicitations sont tirées directement du logiciel Etabs sous les combinaisons les plus défavorables

Avec : $b = 30\text{cm}$, $h = 40\text{cm}$, $d = 38\text{cm}$

Fissuration peut nuisible (FPN),

Tableau V.10. Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres principales non associées aux voiles

Niveaux	position	M (KN. m)	Combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opté} (cm ²)	Choix de ferrailage
Entre sol 1	Travée	23.667	ELU	1.82	1.38	4.62	3HA14

, RDC	Appuis	57.272	ELA	3.91	1.38	4.62	3HA14
Etage 1,2	Travée	23.801	ELU	1.84	1.38	4.62	3HA14
	Appuis	61.856	ELA	4.24	1.38	4.62	3HA14
Etage 3,4	Travée	24.4689	ELU	1.91	1.38	4.62	3HA14
	Appuis	64.759	ELA	4.45	1.38	4.62	3HA14
Etage 5,6	Travée	25.1334	ELU	1.94	1.38	4.62	3HA14
	Appuis	64.995	ELA	4.46	1.38	4.62	3HA14
Etage 7,8	Travée	25.5602	ELU	1.98	1.38	4.62	3HA14
	Appuis	59.7098	ELA	4.09	1.38	4.62	3HA14
Etage 9,10	Travée	26.9087	ELU	2.082	1.38	4.62	3HA14
	Appuis	57.742	ELA	3.95	1.38	4.62	3HA14

Tableau V.11. Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres principales associées aux voiles

Niveaux	position	M (KN. m)	Combinaison	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{opté}$ (cm ²)	Choix de ferrailage
Entre sol 1	Travée	5.7594	ELU	0.44	1.38	4.62	3HA14
, RDC	Appuis	77.0194	ELA	5.33	1.38	6.88	3HA14+2HA12
Etage 1,2	Travée	6.7263	ELU	0.51	1.38	4.62	3HA14
	Appuis	106.753	ELA	7.57	1.38	8.01	3HA14+3HA12
Etage 3,4	Travée	7.234	ELU	0.55	1.38	4.62	3HA14
	Appuis	103.979	ELA	7.35	1.38	8.01	3HA14+3HA12
Etage 5,6	Travée	11.0876	ELU	0.85	1.38	4.62	3HA14
	Appuis	104.399	ELA	7.39	1.38	8.01	3HA14+3HA12
Etage 7,8	Travée	16.2824	ELU	1.249	1.38	4.62	3HA14
	Appuis	110.109	ELA	7.82	1.38	8.01	3HA14+3HA12
Etage 9,10	Travée	10.2392	ELU	0.78	1.38	4.62	3HA14
	Appuis	73.7218	ELA	5.097	1.38	6.88	3HA14+2HA12

-Poutres secondaire

b = 30cm , h = 35cm , d = 33cm

Fissuration peut nuisible (FPN),

Tableau V.12. Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres secondaires non associées aux voiles

Niveaux	position	M (KN.m)	Combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opté} (cm ²)	Choix de ferrailage
Entre sol 1, RDC	Travée	14.49	ELU	1.28	1.19	4.62	3HA14
	Appuis	51.331	ELA	4.07	1.19	4.62	3HA14
Etagé 1,2	Travée	16.725	ELU	1.48	1.19	4.62	3HA14
	Appuis	57.867	ELA	4.616	1.19	4.62	3HA14
Etagé 3,4	Travée	14.96	ELU	1.33	1.19	4.62	3HA14
	Appuis	57.089	ELA	4.55	1.19	4.62	3HA14
Etagé 5,6	Travée	15.93	ELU	1.41	1.19	4.62	3HA14
	Appuis	52.59	ELA	4.17	1.19	4.62	3HA14
Etagé 7,8	Travée	16.34	ELU	1.45	1.19	4.62	3HA14
	Appuis	45.88	ELA	3.62	1.19	4.62	3HA14
Etagé 9,10	Travée	19.31	ELU	1.72	1.19	4.62	3HA14
	Appuis	37.83	ELA	2.96	1.19	4.62	3HA14

Tableau V.13. Sollicitations maximales et ferrailage longitudinal des poutres secondaires associées aux voiles

Niveaux	position	M (KN.m)	Combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opté} (cm ²)	Choix de ferrailage
Entre sol 1, RDC	Travée	6.63	ELU	0.58	1.19	4.62	3HA14
	Appuis	112.176	ELA	9.48	1.19	10.65	3HA16+3HA14
Etagé 1,2	Travée	7.07	ELU	0.62	1.19	4.62	3HA14
	Appuis	114.0798	ELA	9.66	1.19	10.65	3HA16+3HA14
Etagé 3,4	Travée	7.39	ELU	0.65	1.19	4.62	3HA14
	Appuis	99.0425	ELA	8.25	1.19	9.24	6HA14
Etagé 5,6	Travée	7.805	ELU	0.69	1.19	4.62	3HA14
	Appuis	81.104	ELA	6.62	1.19	6.88	3HA14+2HA12
Etagé 7,8	Travée	7.87	ELU	0.692	1.19	4.62	3HA14
	Appuis	66.7451	ELA	5.37	1.19	6.88	3HA14+2HA12
Etagé 9,10	Travée	7.73	ELU	0.68	1.19	4.62	3HA14
	Appuis	53.3245	ELA	4.24	1.19	4.62	3HA14

➤ **Ferrailage transversale**

❖ Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 12,86; 35) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 11,43; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

avec: $\begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

❖ Calcul des espacements S_t

En zone nodale: $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1^{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$

En zone courantes: $St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases}$

$$A_t^{\min} = \begin{cases} \text{poutre principale} \rightarrow 0,003 * 15 * 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{poutre secondaire} \rightarrow 0,003 * 15 * 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_t > A_t^{\min}$ Alors la condition est vérifiée pour toute les poutres.

Calcul des longueurs de recouvrement

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 65 \text{ cm.}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 60 \text{ cm.}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 50 \text{ cm}$$

V.3.3. Les Vérifications nécessaire

▪ À l'ELU

1) Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

En zone de recouvrement $A_{\max} = 6\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 \times 40) = 7,2 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 \times 35) = 6,3 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En zone courante $A_{\max} = 4\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 \times 40) = 4,8 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 \times 35) = 4,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Alors la condition est vérifiée pour toutes les poutres.

2) Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.14. Vérification des contraintes tangentielles

Niveaux	Poutres	V_{\max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Entre sol 1 RDC	Principale	142.45	1.25	3.33	Vérifiée
	Secondaire	147.04	1.48	3.33	Vérifiée
Etage 1,2	Principale	161.3	1.42	3.33	Vérifiée
	Secondaire	147.75	1.49	3.33	Vérifiée
Etage 3,4	Principale	152.93	1.34	3.33	Vérifiée
	Secondaire	126.34	1.28	3.33	Vérifiée
Etage 5,6	Principale	134.65	1.18	3.33	Vérifiée
	Secondaire	100.16	1.01	3.33	Vérifiée
Etage 7,8	Principale	137.78	1.21	3,33	Vérifiée
	Secondaire	77.86	0.79	3,33	Vérifiée
Terrasse,	Principale	54.4327	0.48	3,33	Vérifiée
	Secondaire	60.123	0.61	3,33	Vérifiée

▪ à l'ELS

1) Etat limite de compression de béton

La condition a vérifié est la suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.15. Vérification de l'état limite de compression du béton

Niveau	Poutres	Position	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (m ⁴) *10 ⁻⁴	σ (MPa)	σ̄ MPa	Observation
Entre sol 1,	Principales	Travée	17.2074	4.62	11.14	6.3822	3.003	15	Vérifiée
		Appuis	38.627	6.88	13	8,6466	5.86		Vérifiée
RDC	Secondaires	Travée	10.4883	4.62	10.25	4.6636	2.30		Vérifiée
		Appuis	16.2116	10,65	14.1	8.5094	2.69		Vérifiée
Etag 1,2	Principales	Travée	17.334	4.62	11.14	6.3822	3.02		Vérifiée
		Appuis	28.694	7,7	13.6	9.3915	4.18		Vérifiée
	Secondaires	Travée	12.1365	4.62	10.25	4.6636	2.27		Vérifiée
		Appuis	19.003	10,65	14.1	8.5094	3.16		Vérifiée
Etag 3,4	Principales	Travée	17.819	4.62	11.14	6.3822	3.11		Vérifiée
		Appuis	29.470	7,7	13.6	9.3915	4.29		Vérifiée
	Secondaires	Travée	10.84	4.62	10.25	4.6636	2.38		Vérifiée
		Appuis	21.5195	9,24	13.4	7.7305	3.74		Vérifiée
Etag 5,6	Principales	Travée	18.3023	4.62	11.14	6.3822	3.19		Vérifiée
		Appuis	37.8276	7,7	13.6	9.3915	5.51		Vérifiée
	Secondaires	Travée	11.3041	4.62	10.25	4.6636	2.48		Vérifiée
		Appuis	23.3316	6,88	12	6.2791	4.46		Vérifiée
Etag 7,8	Principales	Travée	18.6104	4.62	11.14	6.3822	3.25	Vérifiée	
		Appuis	49.8217	8,01	13.8	9.664	7.16	Vérifiée	
	Secondaires	Travée	11.865	4.62	10.25	4.6636	2.61	Vérifiée	
		Appuis	23.2079	6.88	12	6.2791	4.44	Vérifiée	
Etag 9,10	Principales	Travée	19.6382	4.62	11.14	6.3822	3.43	Vérifiée	
		Appuis	36.9826	6.88	13	8,6466	5.60	Vérifiée	
	Secondaires	Travée	14.0981	4,62	10.2	4.6634	3.099	Vérifiée	
		Appuis	22.8955	4,62	10.2	4.6634	5.033	Vérifiée	

2) Etat limite de déformation Art B.6.5, 2 BAEL91R99

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

- $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$
- $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$
- $L < 8 \text{ m}$

Tableau V.16. vérification de l'état limite de déformation

Poutre	h _t (cm)	B (cm)	L (cm)	A _s (cm ²)	M _{t,ser} (KN.m)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{m_t}{10 * m_0}$	$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
principale	40	30	5.38	4,62	19.6382	0.077 ≥ 0.062	0.077 ≥ 0.057	0.004 ≤ 0.01
secondaire	35	30	4.30	4,62	14.0981	0.081 ≥ 0.062	0.081 ≥ 0.062	0.005 ≤ 0.01

Remarque

- ✓ Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire
- ✓ Les moments sous P (Els) sont tirés directement à partir du logiciel ETABS par contre les moments isostatiques M_0 et les moments sous charges de revêtements sont calculés manuellement par la méthode RDM

3) Vérification de la zone nodale RPA99/2003 Art 7.6.2

Pour assurer la sécurité des usagés d'un bâtiment, il est primordial que les rotules plastiques se forment dans les poutres avant les poteaux. Alors le RPA99 exige de vérifier la condition suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times |M_W| + |M_E|$$

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec: } z = 0,9h \quad \text{et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

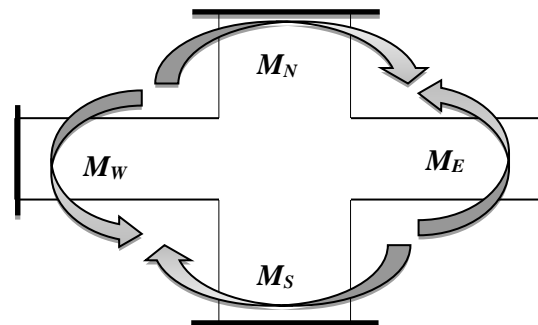


Figure V.3 : Moments résistants au niveau de la zone nodale.

Tableau V.17. Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	h(cm)	z(cm)	A(cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (KN.m)
Entre sol	60	54,00	10.05	400	217.08
RDC	60	54,00	10.05	400	217.08
Etage 1	55	49,50	10.05	400	198.99
Etage 2	55	49,50	8.04	400	159.192
Etage 3	50	45,00	8.04	400	144.72
Etage 4	50	45,00	8.04	400	144.72
Etage 5	45	40,50	8.04	400	130.248
Etage 6	45	40,50	8.04	400	130.248
Etage 7	40	36,00	8.04	400	115.776
Etage 8	40	36,00	7.1	400	102.24
Etage 9	35	31,50	7.1	400	89.46
Etage 10	35	31,50	4.62	400	58.212

Tableau V.18. Les moments résistants dans les poutres principales

Niveau	Position	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M_r (KN.m)
Entre sol	Travée	40	36	4.62	400	66.528

1+RDC	Appui	40	36	4.62	400	66.528
Etage 1,2	Travée	40	36	4.62	400	66.528
	Appui	40	36	4.62	400	66.528
Etage 3,4	Travée	40	36	4.62	400	66.528
	Appui	40	36	4.62	400	66.528
Etage 5,6	Travée	40	36	4.62	400	66.528
	Appui	40	36	4.62	400	66.528
Etage 7,8	Travée	40	36	4.62	400	66.528
	Appui	40	36	4.62	400	66.528
Etage9,10	Travée	40	36	4.62	400	66.528
	Appui	40	36	4.62	400	66.528

Tableau V.19. Les moments résistants dans les poutres secondaires

Niveau	Position	h(cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M_r (KN. m)
Entre sol 1+RDC	Travée	35	31.5	4.62	400	58,21
	Appui	35	31.5	4.62	400	58,21
Etage 1,2	Travée	35	31.5	4.62	400	58,21
	Appui	35	31.5	4.62	400	58,21
Etage 3,4	Travée	35	31.5	4.62	400	58,21
	Appui	35	31.5	4.62	400	58,21
Etage 5,6	Travée	35	31.5	4.62	400	58,21
	Appui	35	31.5	4.62	400	58,21
Etage 7,8	Travée	35	31.5	4.62	400	58,21
	Appui	35	31.5	4.62	400	58,21
Etage9,10	Travée	35	31.5	4.62	400	58,21
	Appui	35	31.5	4.62	400	58,21

Les résultats de la vérification des zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau V.20. Vérification de la zone nodale dans le sens principal

Niveau	M_N (KN. m)	M_S (KN. m)	$M_N + M_S$ (KN. m)	M_E (KN. m)	M_W (KN. m)	$1,25(M_E + M_W)$	Observation
Entre sol 1	217.08	217.08	434.16	66.528	66.528	166.32	Vérifiée
RDC	217.08	198.99	416.07	66.528	66.528	166.32	Vérifiée
Etage 1	198.99	159.192	358.182	66.528	66.528	166.32	Vérifiée
Etage 2	159.192	144.72	303.912	66.528	66.528	166.32	Vérifiée
Etage 3	144.72	144.72	289.44	66.528	66.528	166.32	Vérifiée
Etage 4	144.72	130.248	274.968	66.528	66.528	166.32	Vérifiée
Etage 5	130.248	130.248	260.528	66.528	66.528	166.32	Vérifiée
Etage 6	130.248	115.776	246.024	66.528	66.528	166.32	Vérifiée
Etage 7	115.776	102.24	218.016	66.528	66.528	166.32	Vérifiée
Etage 8	102.24	89.46	191.7	66.528	66.528	166.32	Vérifiée

Tableau V.21. Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire

Niveau	M_N (KN. m)	M_S (KN. m)	$M_N + M_S$ (KN. m)	M_E (KN. m)	M_W (KN. m)	$1,25(M_E + M_W)$	Observation
Entre sol 1	217.08	217.08	434.16	58,21	58,21	145.525	Vérifiée
RDC	217.08	198.99	416.07	58,21	58,21	145.525	Vérifiée
Etage 1	198.99	159.192	358.182	58,21	58,21	145.525	Vérifiée
Etage 2	159.192	144.72	303.912	58,21	58,21	145.525	Vérifiée
Etage 3	144.72	144.72	289.44	58,21	58,21	145.525	Vérifiée
Etage 4	144.72	130.248	274.968	58,21	58,21	145.525	Vérifiée
Etage 5	130.248	130.248	260.528	58,21	58,21	145.525	Vérifiée
Etage 6	130.248	115.776	246.024	58,21	58,21	145.525	Vérifiée
Etage 7	115.776	102.24	218.016	58,21	58,21	145.525	Vérifiée
Etage 8	102.24	89.46	191.7	58,21	58,21	145.525	Vérifiée

Remarque

- ✓ Le moment résistant dans les nœuds est vérifié pour chaque étage
- ✓ Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à r+2. (RPA99/2003 ART 7.6.2)

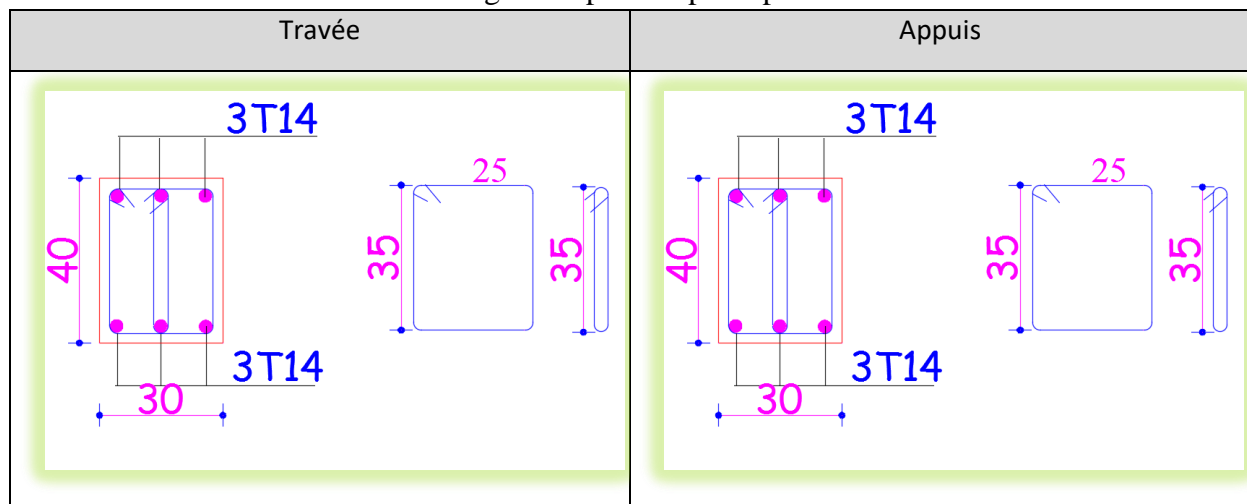
V.3.3. Schéma de ferrailage :**Tableau V.22.** Schémas de ferrillages des poutres principales non associé aux voiles

Tableau V.23. Schémas de ferrillages des poutres principales associé aux voiles

Travée	Appuis
ENTRE -SOL+RDC+Etage9-10	
Etage 1-Etage8	

Tableau V.24. Schémas de ferrillages des poutres secondaires non associé aux voiles

Travée	Appuis

Tableau V.25. Schémas de ferrillages des poutres secondaire associé aux voiles

Travée	Appuis
ENTRE -SOL+RDC+Etage1-2	
Etage 3-4	
Etage 5-6-7-8	
Etage 9-10	

V.4. Etude des voiles

V.4.1. Introduction :

Un voile de contreventement est un élément vertical de section (ex I), travaillant en flexion composée du même principe qu'un poteau.

La structure qui fait l'étude de notre projet, située dans la zone II_a (moyenne sismicité) avec une hauteur qui dépasse (14m), le RPA99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant et considérés comme des consoles encastrees à leur base, leurs modes de rupture sont : rupture par flexion, rupture en flexion par effort tranchant, rupture par écrasement ou traction du béton.

Les calculs se feront sous les combinaisons les plus défavorables suivantes :

- ❖ $1.35G+1.5Q$ (ELU)
- ❖ $G+Q\pm E$ (ELA)
- ❖ $0.8G\pm E$ (ELA)

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnée par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

A) Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

B) Armatures Horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

C) Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

- **Règles communes RPA99 V2003 ART.7.7.4.3**

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

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

➤ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$

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

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

➤ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3.Calcul des voiles

❖ Exemple de calcul :

Voile V_{X3} (Entre sol)

Données :

$$N_{\min} = 963.8382 \text{ KN}; M_{\text{cor}} = 1872,5571 \text{ m}; V_u = 618,625 \text{ KN}$$

$$l = 4 \text{ m}; \quad e = 20 \text{ cm}; \quad d = 3.95 \text{ m}; \quad d' = 0.05 \text{ m}; (\text{Situation accidentelle})$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1872,5571}{963.8382} = 1.94 \text{ m} < \frac{l}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ m}$$

Avec:

$$N_U (d-d') - M_{UA} = \dots\dots\dots(1)$$

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = \dots\dots (2)$$

$$(1) \rightarrow 0.009 \text{ MN.m}$$

$$(2) \rightarrow 19.33 \text{ MN.m}$$

⇒ N effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section et (1) < (2). Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2873.5602 + 3774.178 \times \left(3.95 - \frac{4}{2} \right) = 3752.041 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.752041}{0.20 \times (3.95)^2 \times 18.48} = 0.065$$

$$\mu_{bu} = 0.065 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.084$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 3.82 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{3.752041}{3.82 \times 400} = 24.56 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.47 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :**

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec : l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V \quad \text{Dans notre cas : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{963.8382 \times 10^{-3}}{4 \times 0.2} + \frac{1872.5571 \times 10^{-3}}{1.06} \times 2 = 4.73 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{963.8382 \times 10^{-3}}{4 \times 0.2} - \frac{1872.5571 \times 10^{-3}}{1.06} \times 2 = -2.32 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{2.32 \times 4}{4.73 + 2.32} = 1.32 \text{ m} \\ l_c = 4 - 2 \times 1.32 = 1.36 \text{ m} \end{cases}$$

- **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :**

On a :

$$\begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(20 \times 1.32) = 5.28 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(20 \times 1.36) = 2.72 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{\min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(20 \times 4) = 12 \text{ cm}^2$

- **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales :**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 618.625 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.95} = 1.096 \text{ MPa}$$

- **Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 30 \dots \dots \dots \text{ On opte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_h = \frac{1.37 \times 0.2 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 1.37 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage longitudinale**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, et pour les autres voiles ils seront résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.26. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1}, V_{x2}, V_{x4} dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Type	A_{calc} (cm^2)	A_{min}^T (cm^2)	A_{min}^C (cm^2)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm^2)
Entre Sol	$N_{max} \rightarrow M_c$ 930,5075 \rightarrow 94,9659	SEC	0	/	4	/	2	6
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 16,8479 \rightarrow 53,1874	SPC	0.47	3.57	0.42	0.89	0.21	
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 389,8887 \rightarrow 583,9892	SPC	0	2	2	0.5	1	
RDC + Etage1	$N_{max} \rightarrow M_c$ 1195,6718 \rightarrow 1054,27	SPC	1.94	1.87	1.13	0.62	0.76	4.5
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 161,0328 \rightarrow 72,1558	SPC	0	0.77	2.23	0.25	1.49	
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 1054,2701 \rightarrow 1195,67	SPC	0	1.87	1.13	0.62	0.76	
Etage2+3+4	$N_{max} \rightarrow M_c$ 941,5201 \rightarrow 20,7787	SEC	0	/	3	/	2	4.5
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 126,0844 \rightarrow 193,338	SPC	0.92	2.35	0.65	0.78	0.44	
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 375,3473 \rightarrow 810,0893	SPC	0	0.84	2.16	0.28	1.43	
Etage 5+6+7	$N_{max} \rightarrow M_c$ 685,7857 \rightarrow 27,7367	SEC	0	/	3	/	2	4.5
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 45,0532 \rightarrow 121,8783	SPC	1.01	2.63	0.37	0.88	0.25	
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 254,6831 \rightarrow 190,3572	SPC	0.95	2.25	0.75	0.75	0.5	
Etage 8+9+10	$N_{max} \rightarrow M_c$ 431,7171 \rightarrow 182,5877	SPC	0	0.64	2.36	0.21	1.58	4.5
	$N_{min} \rightarrow M_c$ -11,2569 \rightarrow 41,1193	SPC	0.67	2.73	0.27	0.91	0.18	
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 269,3138 \rightarrow 123,8265	SPC	1.96	2.54	0.46	0.85	0.31	

Tableau V.27. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Type	A_{calc} (cm^2)	A_{min}^T (cm^2)	A_{min}^C (cm^2)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm^2)
Entre Sol	$N_{max} \rightarrow M_c$ 2470,6776 \rightarrow 291,433	SEC	0	8	/	4	/	12
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 963,8382 \rightarrow 1872,557	SPC	0.48	5.255	2.745	1.314	1.37	
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 2186,5483 \rightarrow 2007,01	SPC	0	3.105	4.895	0.776	2.448	
RDC+ Etage1	$N_{max} \rightarrow M_c$ 2106,1368 \rightarrow 163,385	SEC	0	6	/	4	/	9
	$N_{min} \rightarrow M_c$ 579,4259 \rightarrow 96,0173	SEC	0	6	/	4	/	
	$M_{max} \rightarrow N_c$ 2091,5445 \rightarrow 1678,69	SPC	0	2.789	3.21	0.93	2.14	
Etage	$N_{max} \rightarrow M_c$	SEC	0	6	/	4	/	9

2+3+4	1720,6987→27,335							
	Nmin→Mc 353,4016→419,3953	SPC	0	2.63	3.37	0.88	2.24	
	Mmax→Nc 1460,566→960,8341	SPC	0	3.37	2.63	1.12	1.75	
Etage 5+6+7	Nmax→Mc 1037,8531→88,4598	SEC	0	6	/	4	/	
	Nmin→Mc 78,8471→226,8712	SPC	0.46	4.61	1.39	1.54	0.93	
	Mmax→Nc 749,5527→382,3449	SPC	0.07	3.96	2.04	1.32	1.36	

Tableau V.28. Sollicitations et ferrailage du voile V_{X5} dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Type	A_{calc} (cm ²)	A_{min}^T (cm ²)	A_{min}^C (cm ²)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm ²)
Entre Sol	Nmax→Mc 1676,4331→166,814	SEC	0	/	8.14	/	4.07	12.21
	Nmin→Mc 585,7683→643,9618	SPC	0	3.117	5.023	0.779	2.511	
	Mmax→Nc 871,4839→1420,934	SEC	0	/	8.14	/	4.07	
RDC+ Etage1	Nmax→Mc 2188,8163→199,34	SEC	0	/	6.105	/	4.07	9.16
	Nmax→Mc 737,3012→185,4009	SEC	0	/	6.105	/	4.07	
	Mmax→Nc 2107,274→1893,613	SPC	0	2.384	3.721	0.795	2.481	
Etage 2+3+4	Nmax→Mc 1967,9233→120,466	SEC	0	/	6.105	/	4.07	9.16
	Nmin→Mc 601,2401→211,0214	SEC	0	/	6.105	/	4.07	
	Mmax→Nc 1449,2119→1709,69	SEC	0	1.219	4.885	0.406	3.257	
Etage 5+6+7	Nmax→Mc 1482,0185→69,5259	SEC	0	/	6.105	/	4.07	9.16
	Nmin→Mc 387,8894→447,1799	SPC	0	2.596	3.509	0.865	2.339	
	Mmax→Nc 662,3551→1276,14	SEC	0	/	6.105	/	4.07	
Etage 8+9+10	Nmax→Mc 820,0565→81,6736	SEC	0	/	6.105	/	4.07	9.16
	Nmin→Mc 83,5973→73,2401	SPC	0	1.378	4.726	0.459	3.151	
	Mmax→Nc 503,1522→649,1182	SPC	0	0.762	5.343	0.254	3.562	

Tableau V.29. Sollicitations et ferrailage du voile Vy_1 dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Type	A_{calc} (cm^2)	A_{min}^T (cm^2)	A_{min}^C (cm^2)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm^2)
Entre Sol	Nmax→Mc 1581,3442→1292,27	SPC	3.99	2.28	1.32	0.57	0.66	5.4
	Nmin→Mc 144,4854→370,6129	SPC	3.60	3.18	0.42	0.79	0.21	
	Mmax→Nc 1451,468→500,1446	SPC	17	3.23	0.37	0.81	0.19	
RDC+ Etage1	Nmax→Mc 1170,4853→14,9363	SEC	0	/	2.7	/	1.8	4.05
	Nmin→Mc 465,7178→320,3753	SPC	0	1.52	1.18	0.51	0.78	
	Mmax→Nc 588,5625→796,8104	SPC	0	1.6	1.09	0.53	0.73	
Etage 2+3+4	Nmax→Mc 1027,0987→15,6969	SEC	0	/	2.7	/	1.8	4.05
	Nmin→Mc 334,2393→371,5239	SPC	1.40	1.97	0.73	0.66	0.49	
	Mmax→Nc 437,3575→844,4969	SPC	0	1.14	1.56	0.38	1.04	
Etage 5+6+7	Nmax→Mc 772,6445→25,7786	SEC	0	/	2.7	/	1.8	4.05
	Nmin→Mc 188,6076→175,3549	SPC	0.179	1.83	0.87	0.61	0.58	
	Mmax→Nc 327,1343→387,4131	SPC	0.09	1.74	0.96	0.58	0.64	
Etage 8+9+10	Nmax→Mc 383,1463→16,3272	SEC	0	/	2.7	/	1.8	4.05
	Nmin→Mc 36,6078→59,4528	SPC	0.39	2.2	0.5	0.73	0.33	
	Mmax→Nc 260,2707→329,4373	SPC	0	1.67	1.03	0.56	0.68	

Tableau V.30. Sollicitations et ferrailage du voile Vy_2, Vy_3 dans tous les niveaux

Niveau	Sollicitation	Type	A_{calc} (cm^2)	A_{min}^T (cm^2)	A_{min}^C (cm^2)	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{tot} (cm^2)
Entre Sol	Nmax→Mc 1430,5867→60,4601	SEC	0	/	3.5	/	1.75	5.25
	Nmin→Mc 529,7784→128,9992	SEC	0	/	3.5	/	1.75	
	Mmax→Nc 927,9547→926,5175	SPC	4.09	2.48	1.02	0.62	0.51	
RDC+ Etage1	Nmax→Mc 1193,6125→11,713	SEC	0	/	2.63	/	1.75	3.94
	Nmin→Mc 416,4906→59,1467	SEC	0	/	2.63	/	1.75	
	Mmax→Nc 242,3348→788,39	SPC	0	0.13	2.49	0.045	1.66	
Etage	Nmax→Mc	SEC	0	/	2.63	/	1.75	3.94

2+3+4	1083,8479→13,0866							
	Nmin→Mc 329,6771→97,5151	SPC	0	0.04	2.59	0.012	1.72	
	Mmax→Nc 236,4355→690,9247	SPC	0	0.38	2.24	0.13	1.49	
Etage 5+6+7	Nmax→Mc 855,5024→17,4855	SEC	0	/	2.63	/	1.75	3.94
	Nmin→Mc 227,017→109,9586	SPC	0	1.04	1.58	0.35	1.05	
	Mmax→Nc 233,0697→603,5245	SPC	0	0.64	1.98	0.21	1.32	
Etage 8+9+10	Nmax→Mc 503,793→16,69	SEC	0	/	2.63	/	1.75	3.94
	Nmin→Mc 54,464→119,9235	SPC	1.09	2.28	0.35	0.76	0.23	
	Mmax→Nc 210,4751→391,4099	SPC	0	1.2	1.43	0.4	0.95	

V.4.4. Le ferrailage longitudinale et transversale opté pour tous les voiles :

Selon les sollicitations déjà présentées et le type des sections trouvées nous avons ce qui suit :

Tableau V.31. Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vx3

Niveaux	A _{v/face} ^{adopté}	S _t ^{verticale} (cm)	V _u (KN)	A _h ^{cal} (cm ²)	A _h ^{min} (cm ²)	A _h ^{adopté}	S _t ^{Horizontal} (cm)
Entre Sol 1	5T10+18T8 =12.98	20	618,625	1.37	0.6	2HA10 =1,57 cm ²	20
RDC+ Etage 1	23T8=11.06	20	678,1693	1.5	0.45	2HA10 =1,57 cm ²	20
Etage 2+3+4	23T8=11.06	20	623,8196	1.38	0.45	2HA10 =1,57 cm ²	20
Etage 5+6+7	23T8=11.06	20	441,015	0.977	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20

Tableau V.32. Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vx1.Vx2.Vx4

Niveaux	A _{v/face} ^{adopté}	S _t ^{verticale} (cm)	V _u (KN)	A _h ^{cal} (cm ²)	A _h ^{min} (cm ²)	A _h ^{adopté}	S _t ^{Horizontal} (cm)
Entre Sol 1	12T10=9.42	20	176,6761	0.792	0.6	2HA10 =1,57 cm ²	20
RDC+ Etage 1	12T8=6.03	20	445,1423	1.99	0.45	2HA12 =2.26 cm ²	20
Etage 2+3+4	12T8=6.03	20	212,558	0.956	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 5+6+7	12T8=6.03	20	155,2108	0.696	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 8+9+10	12T8=6.03	20	149,3228	0.67	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20

Tableau .V.33.Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vx5

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Entre Sol 1	21T10=16.5	20	159,280	0.346	0.6	2HA10 =1,57 cm ²	20
RDC+ Etage 1	21T8=10.55	20	526,077	1.14	0.45	2HA10 =1,57 cm ²	20
Etage 2+3+4	21T8=10.55	20	470,854	1.024	0.45	2HA10 =1,57 cm ²	20
Etage 5+6+7	21T8=10.55	20	323,038	0.703	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 8+9+10	21T8=10.55	20	228,905	0.0187	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20

Tableau V.34. Ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy₁

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Entre Sol 1	16T12=18.47	15	568,140 9	2.83	0.6	2HA14= 3.08 cm ²	20
RDC+ Etage 1	12T10=9.42	20	313,203 5	1.56	0.45	2HA10 =1,57 cm ²	20
Etage 2+3+4	12T8=6.03	20	288,648 1	1.44	0.45	2HA10 =1,57 cm ²	20
Etage 5+6+7	12T8=6.03	20	193,747 7	0.968	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 8+9+10	12T8=6.03	20	167,888 2	0.839	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20

Tableau V.35.ferrailage longitudinale et transversale adopté pour le voile Vy₂,Vy₃

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$	$S_t^{verticale}$ (cm)	V_u (KN)	A_h^{cal} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	$A_h^{adopté}$	$S_t^{Horizontal}$ (cm)
Entre Sol 1	11T8=5.53	20	306,909 4	1.57	0.6	2HA10 =1,57 cm ²	20
RDC+ Etage 1	11T8=5.53	20	125,123 8	0.643	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 2+3+4	11T8=5.53	20	158,807	0.733	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 5+6+7	11T8=5.53	20	135,077	0.695	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20
Etage 8+9+10	11T8=5.53	20	127,740 9	0.657	0.45	2HA8 =1,01 cm ²	20

V.4.5. Schéma de ferrailage

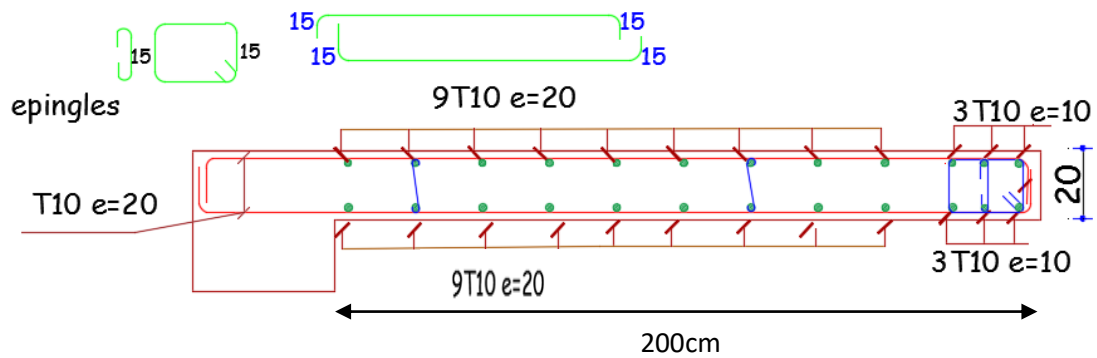


Figure V.4 : Schéma de ferrailage voile VX1

Chapitre VI: Étude des fondations

VI. Introduction

L'étude d'une structure en génie civil consiste à déterminer les efforts dus au différent chargement et le dimensionnement des différents éléments. Dans cette partie de ce travail on va s'intéresser à des éléments très importants de la structure qui sont les fondations. Les fondations sont l'ensemble des éléments de la construction qui sert à transmettre les efforts de la superstructure au sol d'assise afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage et limiter les tassements et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure. Le dimensionnement des fondations sera effectué en prenant en compte la nature du sol d'assise et le chargement appliqué par la structure toute en respectant les règles spécifiques du calcul.

VI.1 Choix du type des fondations

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

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

D'après le rapport de sol (**annexe2**) les fondations recommandées sont superficielles type radier (ancrage de 8m).

D'une manière générale les fondations doivent satisfaire la relation suivante :

$$\frac{N_d}{S_F} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

N_d : Effort normal à la base de la structure à L'ELS

S_F : Surface de la fondation

$\bar{\sigma}_{adm}$: Contrainte admissible du sol

$$\frac{68081.1858}{S_F} \leq 150$$

$$S_F \geq \frac{68081.1858}{150} = 453.87 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_F}{S_b} = 77\%$$

Avec $S_b = 589.3 \text{ m}^2$: surface de la bâtisse en contact avec le sol

On constate d'après le résultat ci-dessus que la surface des fondations représente 77% de la surface du bâtiment et qui stipule que si la surface de la fondation dépasse 50% de la surface totale du bâtiment, on calcul un radier général.

VI.2. Pré dimensionnement du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

h_t : Hauteur des nervures.

h_r : Hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. $L_{max} = 5.38 \text{ m}$

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{5.38}{20} = 26.9 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_r = 30 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{5.38}{10} = 53.8 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_t = 55 \text{ cm}$$

- **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique,

K : coefficient de raideur du sol $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la section du radier ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4 \cdot 10^4 \times 5.38^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 80 \text{ cm}$$

Donc, $h_t \geq 80.08 \text{ cm}$

La hauteur de la nervure choisie au paravent ne vérifie pas la condition de rigidité donc on va l'augmenter à $h_t = 85 \text{ cm}$

- **La largeur de la nervure**

$$0.3 h_t < b < 0.7 h_t$$

Soit $b = 55 \text{ cm}$

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure : $h_t = 80 \text{ cm}$

La largeur de la nervure : $b = 55 \text{ cm}$

Hauteur de la table du radier $h_r = 30 \text{ cm}$

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$

La surface du radier $S_{\text{rad}} = 589.3 \text{ m}^2$

VI.2.1 Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.150 \text{ MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme SOCOTEC et Autocade, on obtient les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} X_G = 5.54 \text{ m} & \{ I_{xx} = 54849.6 \text{ m}^4 \\ Y_G = 18.15 \text{ m} & \{ I_{yy} = 16984.3 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$M_x = N \times e_y \text{ et } M_y = N \times e_x$$

$$\begin{cases} M_{xx} = 20.424 \text{ MN.m} \\ M_{yy} = 95.314 \text{ MN.m} \end{cases}$$

Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

$$\text{Sens X-X : } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{68.081186}{589.3} + \frac{20.424}{54849.6} \times 18.15 = 0.122 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{68.081186}{589.3} - \frac{20.424}{54849.6} \times 18.15 = 0.109 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.122 + 0.109}{4} = 0.119 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.150 \text{ MPa} \dots\dots \text{ Vérifier}$$

$$\text{Sens-Y-Y : } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{68.081186}{589.3} + \frac{95.314}{16984.3} \times 5.54 = 0.146 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{68.081186}{589.3} - \frac{95.314}{16984.3} \times 5.54 = 0.0845 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.146 + 0.0845}{4} = 0.131 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.150 \text{ MPa} \dots\dots \text{ Vérifier}$$

Dans ce sens la contrainte est vérifiée

VI.2.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de $b=1\text{m}$ de longueur et $d = 0.9 \times h_t = 0.27\text{m}$

$$\text{Avec : } V_d = \frac{N_u \times L_{\text{max}}}{2S_{\text{rad}}} = \frac{93414.1464 \times 5.38}{2 \times 589.3} = 426.41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{426.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.58 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

VI.2.3 Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec :}$$

N_d : Effort normale à l'état ultime

h_t : Hauteur total de radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60x60) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A + B)$, Tel que :

$$A = a + h_t = 0.60 + 0.80 = 1.4 \text{ m}$$

$$B = b + h_t = 0.60 + 0.80 = 1.4 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } U_c = 5.6 \text{ m et } N_d = 24662.47 \text{ KN}$$

$$N_d = 2.46247 \text{ MN} < 0.045 \times 5.6 \times 0.80 \times \frac{25}{1.15} = 4.38 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

VI.2.4 Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.15$) ;

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment $H = 8 \text{ m}$

S_{rad} : Surface du radier ($S_{rad} = 589.3 \text{ m}^2$) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$$N = 68081.1856 \text{ KN} \geq 1.15 \times 8 \times 589.3 \times 10 = 54215.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

VI.2.5 vérification à la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens X-X : } e = \frac{20.424}{68.0812} = 0,3 < \frac{14.70}{4} = 3.67 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$\text{Sens-Y-Y : } e = \frac{95.314}{68.0812} = 1.4 < \frac{38.07}{4} = 9.5 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

VI.3 Ferrailage du radier général

✓ **Calcul des sollicitations**

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.30$$

$$G_0 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

VI.3.1.à l'ELU

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0$$

$$Q_u = \frac{93414.1464}{589.3} + 1.35 \times G_0$$

$$Q_u = 168.64 \text{ KN/m}^2$$

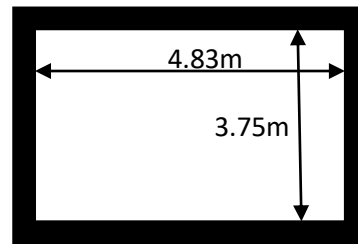


Figure VI.1 : Le panneau le plus sollicité

Pour le panneau le plus sollicité on a :

$$l_x = 4.30 - 0.55 = 3.75 \text{ m}$$

$$l_y = 5.38 - 0.55 = 4.83 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.78 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travail selon deux sens}$$

$$\rho = 0.78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 0.0584 \times 168.64 \times 3.75^2 = 138.496 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0.5608 \times 138.496 = 77.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul des moments corrigés

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 117.72 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 66.02 \text{ KN.m} \end{cases}, M_{ax} = M_{ay} = -0.3 \times M_{0x} = -41.55 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,3) \text{ m}^2$, $d = 0.25 \text{ m}$

• Condition de non fragilité

On a $e = 30\text{cm} > 12\text{cm}$ et $\rho = 0.77 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_{\min x} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r = 2.68 \text{ cm}^2 \\ A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h_r = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Tableau VI.1: Ferrailage de radier

Localisation		M(KN. m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} debarres	St (cm)
travée	X-X	117.72	14.58	2.68	16.08	7HA16	15
	Y-Y	66.02	7.90	2.4	9.24	6HA14	15
Appui		41.55	4.89	2.68	5.65	5HA12	20

VI.3.2 Vérification à l'ELS

$Q_s = 123.03\text{KN/m}^2$, Avec N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$\rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0650 \\ \mu_y = 0.6841 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 112.46\text{KN} \\ M_{0y} = 76.93\text{KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 95.59\text{KN} \\ M_{ty} = 65.39\text{KN} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -33.74\text{KN}$$

Tableau VI.2 : vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M _S (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travée	X-X	95.59	8.788	86017.3	9.76 < 15	Vérifier	270.24 > 201.63
	Y-Y	65.39	7.053	56337.345	8.18 < 15	Vérifier	312.51 > 201.63
Appui		33.74	5.72	37741.443	5.11 < 15	Vérifier	258.54 > 201.63

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.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3 : ferrailage du radier à l'ELS

Localisation		M _S (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Nbre ^{barre}	St (cm)
Travée	X-X	95.59	19.26	21.99	7HA20	15
	Y-Y	65.39	13.14	14.07	7HA16	15
Appui		33.74	6.78	10.78	7HA14	15

VI.3.3 schéma de ferrailage

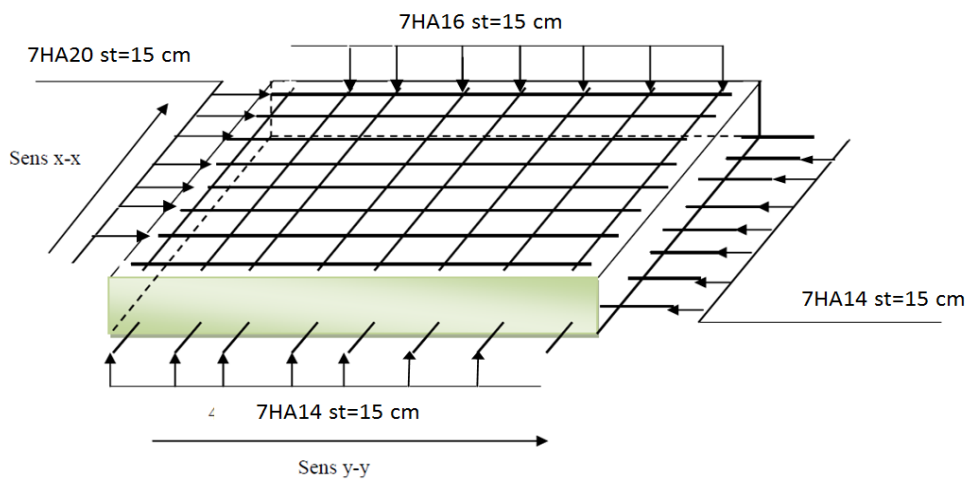


Figure.VI.2: schéma ferrailage de radier

VI.4: Etude des nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

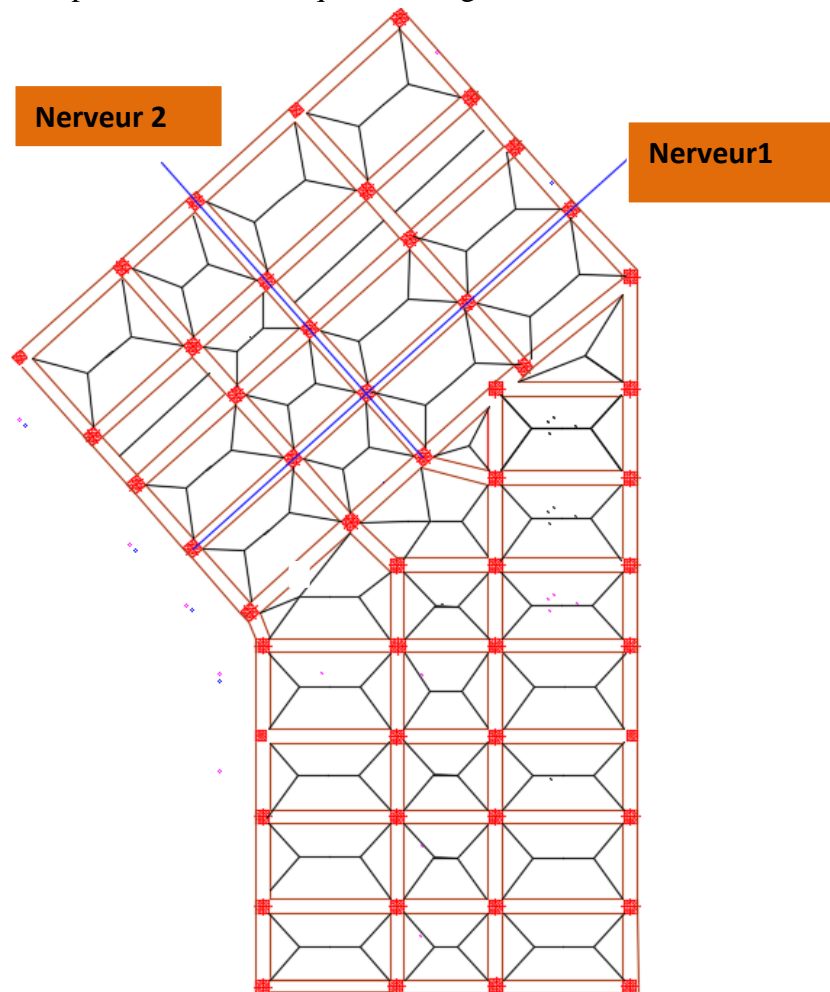


Figure VI.3 : Schéma des lignes de rupture du radier

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot, Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

VI.4.1 Calcul des charges équivalentes uniformes

✓ **Charges triangulaires**

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée : $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée : $\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

✓ **Charges trapézoïdales**

$$\begin{cases} q_m = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

• **Calcul des sollicitations**

Le calcul des sollicitations dans les nervures se fait pour la nervure la plus défavorable dans chaque Sens par la méthode de Caquot, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Sens X-X :

Nervure 01

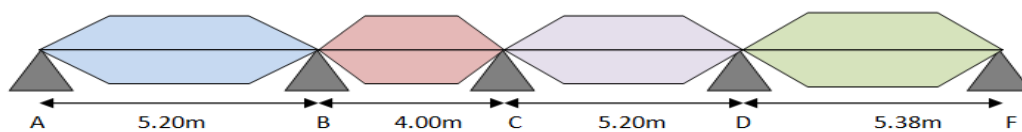


Figure VI.4 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x.

Sens Y-Y :

Nervure 02

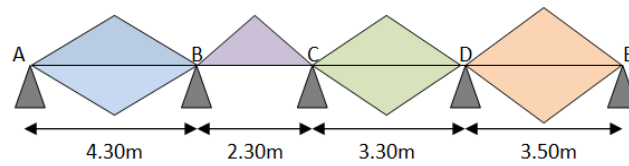


Figure VI.5 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y.

✓ Calcul des charges revenant à la nervure la plus sollicitée

$$\begin{cases} \text{ELU : } P_u = 168.64 \text{ KN/m}^2 \\ \text{ELS : } P_s = 123.03 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.4 : Les chargements sur les travées sens x-x (Nervure 1)

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE
q_m^u (KN/m)	420.67	371.01	420.67	424.13
q_m^s (KN/m)	306.89	270.67	306.89	309.42

Tableau VI.5 : Les chargements sur les travées sens y-y (Nervure 2)

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE
q_m^u (KN/m)	458.344	232.49	365.35	391.92
q_m^s (KN/m)	333.13	168.98	265.54	284.852

- Calcul des sollicitations
- Calcul des moments

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

Donc :

$$P_{nerU} = 1.35 \times b \times ht \times \gamma b = 1.35 \times 0.55 \times 0.80 \times 25 = 14.85 \text{ KN/m}$$

$$P_{serS} = b \times ht \times \gamma b = 0.55 \times 0.80 \times 25 = 11 \text{ KN/m}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant

Sens x-x :

Tableau VI.6 : Sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens x-x

Travées		M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_g^u (KN)	V_d^u (KN)
AB	ELU	0	-998.695	2.143	966.359	901.685	1285.80
	ELS	0	-728.578		704.983		
BC	ELU	-998.695	-678.418	2.216	-87.896	1285.80	995.756
	ELS	-728.578	-494.928		-64.11		
CD	ELU	-678.418	-1187.649	2.367	500.095	995.756	1361.72
	ELS	-494.928	-866.649		364.825		
DE	ELU	-1187.649	0	3.211	998.029	1361.72	920.102
	ELS	-866.649	0		728.104		

Sens y-y :

Tableau VI.7 : Sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens y-y

Travées		M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M _t (KN.m)	V _g ^u (KN)	V _d ^u (KN)
AB	ELU	0	-725.998	1.776	727.445	816,603	-1154.276
	ELS	0	-527.665		528.716		
BC	ELU	-725.998	-214.565	2.106	-210.21	-1154.276	531.249
	ELS	-527.665	-155.949		-152.783		
CD	ELU	-214.565	-450.774	1.454	171.675	531.249	814.653
	ELS	-155.949	-327.628		124.774		
DE	ELU	-450.774	0	2.079	395.902	814.653	-557.067
	ELS	-327.628	0		287.746		

Tableau VI.8 : Sollicitation maximal sur les nervures

SENS	localisation	M _{max} (KN.m)		V _{max} ^u (KN)
		ELU	ELS	
XX	travée	998.029	728.104	1361.72
	appui	1187.649	866.649	
YY	travée	727.445	528.716	1063.998
	appui	725.998	527.665	

VI.4.2 Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple comme des sections en T renversée.

Détermination de la largeur efficace b selon les deux sens (CBA. Art4.1.3)

h = 0.80 m, h₀ = 0.3 m, b₀ = 0.55 m, d = 0.75 m

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sensxx: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \\ \frac{b-0.8}{2} \leq \min\left(\frac{3.45}{2}; \frac{1.75}{10}\right) \Rightarrow b = 0.9\text{m} \\ \text{Sensyy: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_y}{2}; \frac{L_x^{\min}}{10}\right) \\ \frac{b-0.8}{2} \leq \min\left(\frac{1.75}{2}; \frac{3.45}{10}\right) \Rightarrow b = 1.24\text{m} \end{array} \right.$$

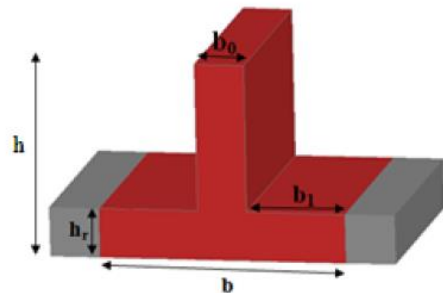


Figure VI.6 : coupe d'une nervure

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

On a $M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) > M_u \Rightarrow$ le calcul se fait pour une section (b × h)

Tableau VI.9 : Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M (KN. m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Nbre barres
X-X	Travée	998.029	41.37	8.15	42.02	6HA25+4HA20
	Appui	1187.649	50.09		53.21	7HA25+6HA20
Y-Y	Travée	727.445	29	11.23	30.91	6HA20+6HA16
	Appui	528.716	28.93		30.91	6HA20+6HA16

• **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16; 22.86; 55)\text{mm} \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 10\text{mm et}$$

$$A_{\text{tran}} = 2 \text{ cadre} + 1 \text{ Etrier} = 6\text{HA}10 = 4.71\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_1^{\min}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(20; 12; 160),$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $S_t = 12 \text{ cm}$.

VI.4.3 Vérification à L'ELU

• **Vérification de l'effort tranchant**

On a: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \text{F. N}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens xx: } \tau_u = \frac{1361.72 \times 10^{-3}}{0.9 \times 1.1} = 1.37\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots \dots \text{vérifier} \\ \text{Sens yy: } \tau_u = \frac{1063.998 \times 10^{-3}}{1.24 \times 1.1} = 0.78\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots \dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Pas de risque de cisaillement des nervures

VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.4.7. Vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier

Local		M_s (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
X-X	Travée	728.104	0.261	2040558	9.33 < 15	vérifier	261.42 > 201.63
	Appui	866.649	0.287	2420180	10.26 < 15	vérifier	248.87 > 201.63
Y-Y	Travée	528.716	20.2	1733042	6.17 < 15	vérifier	250.61 > 201.63
	Appui	727.445	20.2	1733042	6.16 < 15	vérifier	250.11 > 201.63

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à l'ELS, Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Ferrailage à l'ELS

Local		M_s (KN. m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Nbre barres
X-X	travée	728.104	54.48	55.37	10HA25+2HA20
	Appui	866.649	65.68	68.72	14HA25
Y-Y	travée	528.716	38.42	40.25	5HA25+5HA20
	Appui	727.445	38.34	40.25	5HA25+5HA20

• **Armature de peau**

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

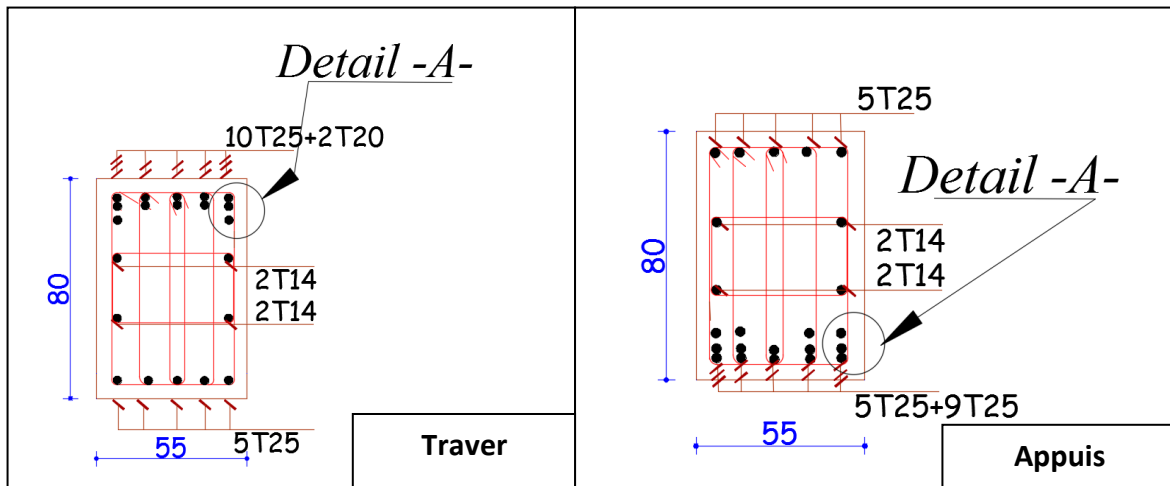
D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 3 \times 0.8 = 2.4 \text{ cm}^2$.

Soit : 2HA14 = 3.08 cm² par face.

VI.4.5 schéma de ferrailage

Nervures sens x-x



Nervures sens y-y

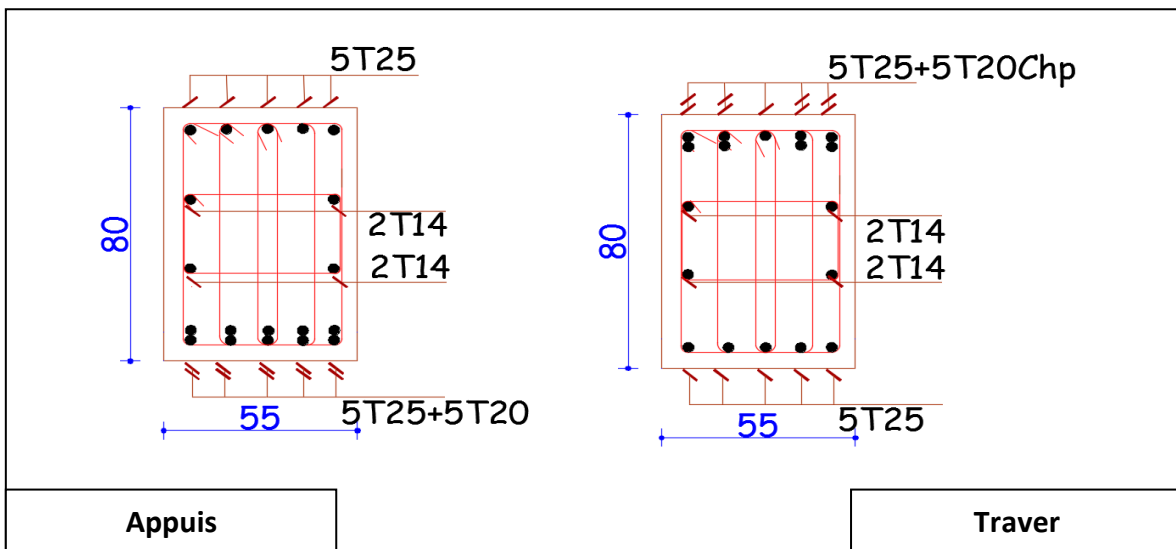
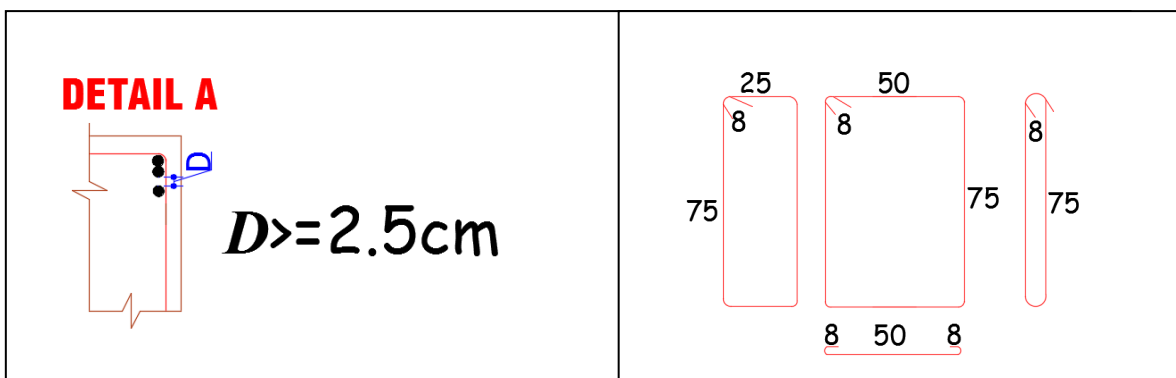


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens



VI.5. Étude du voile périphérique

VI.5.1 Dimensionnement

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.2 Données relatives au calcul du voile périphérique :

Dimension de voile :

- Hauteur $h=3.40\text{m}$
- Longueur $L=5.38\text{m}$
- Épaisseur $e=20\text{ cm}$

➤ Caractéristiques du sol

- Poids spécifique $\gamma_h = 20\text{KN/m}^3$
- Cohésion (Sol meuble) $c_u = 0,3\text{ bar}$

On prend $c_u = 0$ (calcul plus défavorable)

- Angle de frottement $\varphi = 3^\circ$

➤ Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3.40 \times 20 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{3}{2} \right) = 61,24 \text{ KN/m}^2$$

✓ Surcharge accidentelle

$$q = 10\text{KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 9 \text{ KN/m}^2$$

VI.5.3 Calcul du ferrailage

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.

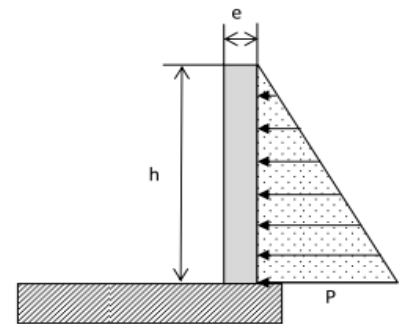


Figure VI.8 : Poussées des terres sur les Voiles périphériques

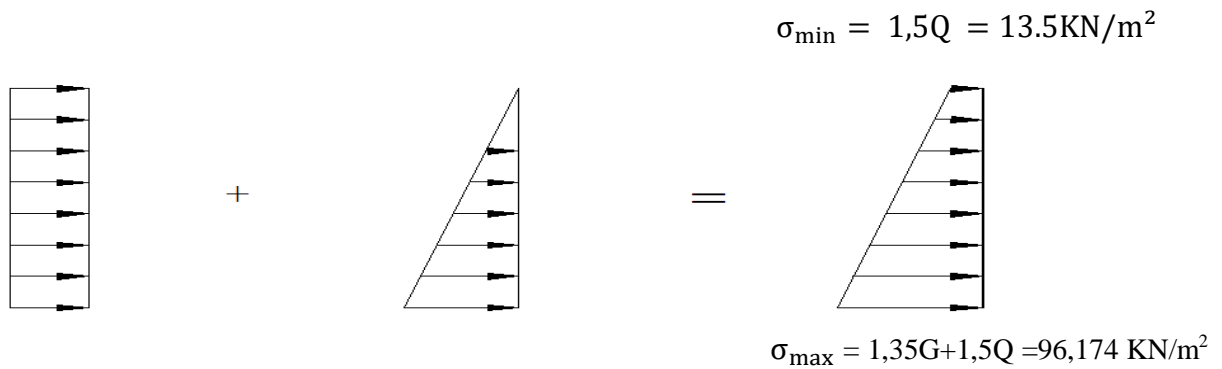


Figure VI.9 : Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 96,174 + 13,5}{4} = 75,50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 75,50 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x (h) = 3 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$L_y = 4,78 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3}{4,78} = 0,63 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,63 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0779 \\ \mu_y = 0,338 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0779 \times 75,50 \times 3^2 = 52,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,338 \times M_{0x} = 17,89 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 45,00 \text{ m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 15,21 \text{ m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,3M_{0x} = -15,88 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec: $A_{\min} = 0,1\% \times b \times h$ **RPA99/2003 ART 10.1.2**

➤ **Ferrailage**

On fait le ferrailage d'une section $(b \times e) = (1 \times 0,20) \text{ m}^2$

Tableau VI.12 : Sections d'armatures du voile périphérique

Localisation		M KN.m	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2/ml)
Travée	X-X	44,99	0,110	0,146	0,160	8,08	2	6HA14=9,24
	Y-Y	15,21	0,037	0,047	0,167	2,62	2	5HA10=3,93
Appui		15,88	0,039	0,049	0,167	2,73	2	5HA10=3,93

✓ Espacements

Sens x-x : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ Sens y-y : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ **VI.5.4 Vérifications à l'ELU**

$$\rho = 0,63 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{\min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,63) 100 \times 20 = 1,89 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul de l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{75,50 \times 3}{2} \times \frac{4,78^4}{3^4 + 4,78^4} = 98,05 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{75,50 \times 4,78}{2} \times \frac{3^4}{3^4 + 4,78^4} = 24,24 \text{ KN}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{98,05 \times 10^{-3}}{0,17 \times 1} = 0,577 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,577 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

VI.5.5 Vérification à l'ELS

$$\rho = 0,63 \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0831 \\ \mu_y = 0,5004 \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 70,24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 70,24 + 9}{4} = 54,93 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 54,93 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = 0,0831 \times 54,93 \times 3^2 = 41,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,5004 \times M_{0x} = 20,56 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments corrigés

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 34,92 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 17,476 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,3 M_{0x} = -12,324 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \dots \text{Fissuration nuisible}$$

Tableau VI.13: Vérification des contraintes dans les voiles périphériques

Localisation		M ^{ser} KN. m	Y (cm)	I(m ⁴) × 10 ⁻⁵	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Observation	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)
Travée	x-x	34,92	5,6	23,86	7,63	N.Vérifiée	250,26 > 201.63
	y-y	17,476	3,9	12,09	6,78	N.Vérifiée	284,04 > 201.63
Appui		12,324	3,9	12,09	7,02	Vérifiée	200,65 < 201.63

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée, On doit recalculer les armatures à l'ELS, Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 : Sections d'armatures calculées à l'ELS

Localisation		M _s (KN. m)	A _{cal} (cm ² / ml)	A _{adopté} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres
Travée	x-x	34,92	11.44	12 ,06	6HA16
Travée	y-y	17,476	5,53	5,65	5HA12

VI.5.6 Schéma de ferrailage

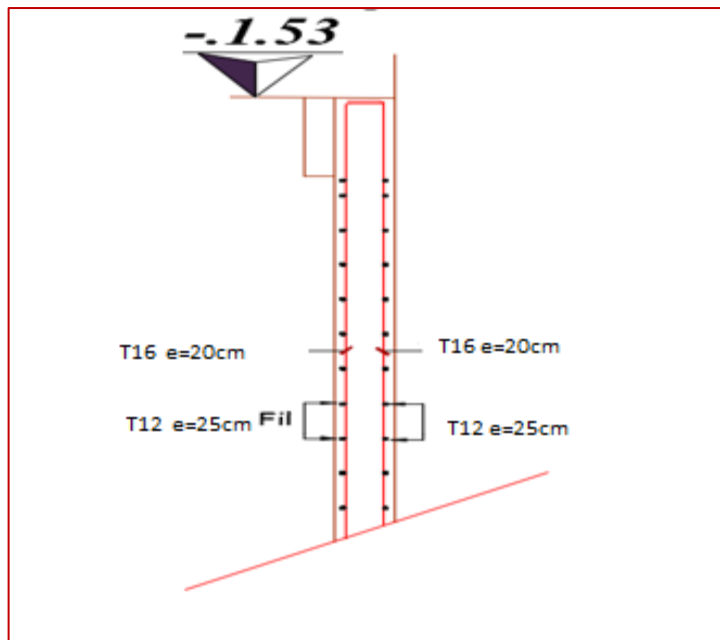


Figure VI.10: Coupe longitudinale du voile périphérique

VI.6.Conclusion

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un élément de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons opté pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.
- ✓ La réduction du tassement différentielle.

La facilité d'exécution.

Conclusion Générale

Ce Projet de fin d'Etudes a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur et d'utiliser le logiciel Etabs version 16 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, et en particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Enfin, nous avons tiré les conclusions suivantes :

- ✓ Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.
- ✓ On constate qu'il été plus judicieux de prendre un f_{c28} plus important pour éviter un dimensionnement imposant pour les poteaux et les poutres. Le choix de la résistance caractéristique à la compression du béton (f_{c28}) à une influence majeure sur le choix des sections des éléments (poteaux ; poutres,...) à adopter. En effet en choisissant une résistance à la compression importante ; la quantité d'armatures nécessaire pour ferrailer un élément peut se retrouver diminuée.
- ✓ Les sections des éléments structuraux pré dimensionnements au Chapitre II (Pré dimensionnements des éléments) ont été revues à la hausse au Chapitre IV (Etude dynamique) afin de vérifier les exigences du RPA 99/2003 concernant le choix du système de contreventement.
- ✓ Le critère de coup de feu a été le prédominant pour le choix des épaisseurs des dalles pleines.
- ✓ Le poteau le plus sollicité est C21 voisin de la cage d'escalier. Il a été vérifié au flambement et à la compression.
- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- ✓ La contrainte architecturale était un vrai obstacle pour nous, notamment pour la disposition des voiles
- ✓ Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- ✓ Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation exigé par l'étude de sol.
- ✓ Notre site distinguer deux zones qui est un vrai obstacle pour nous, pour indiquer la meilleure profondeur de notre fondation.
- ✓ D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

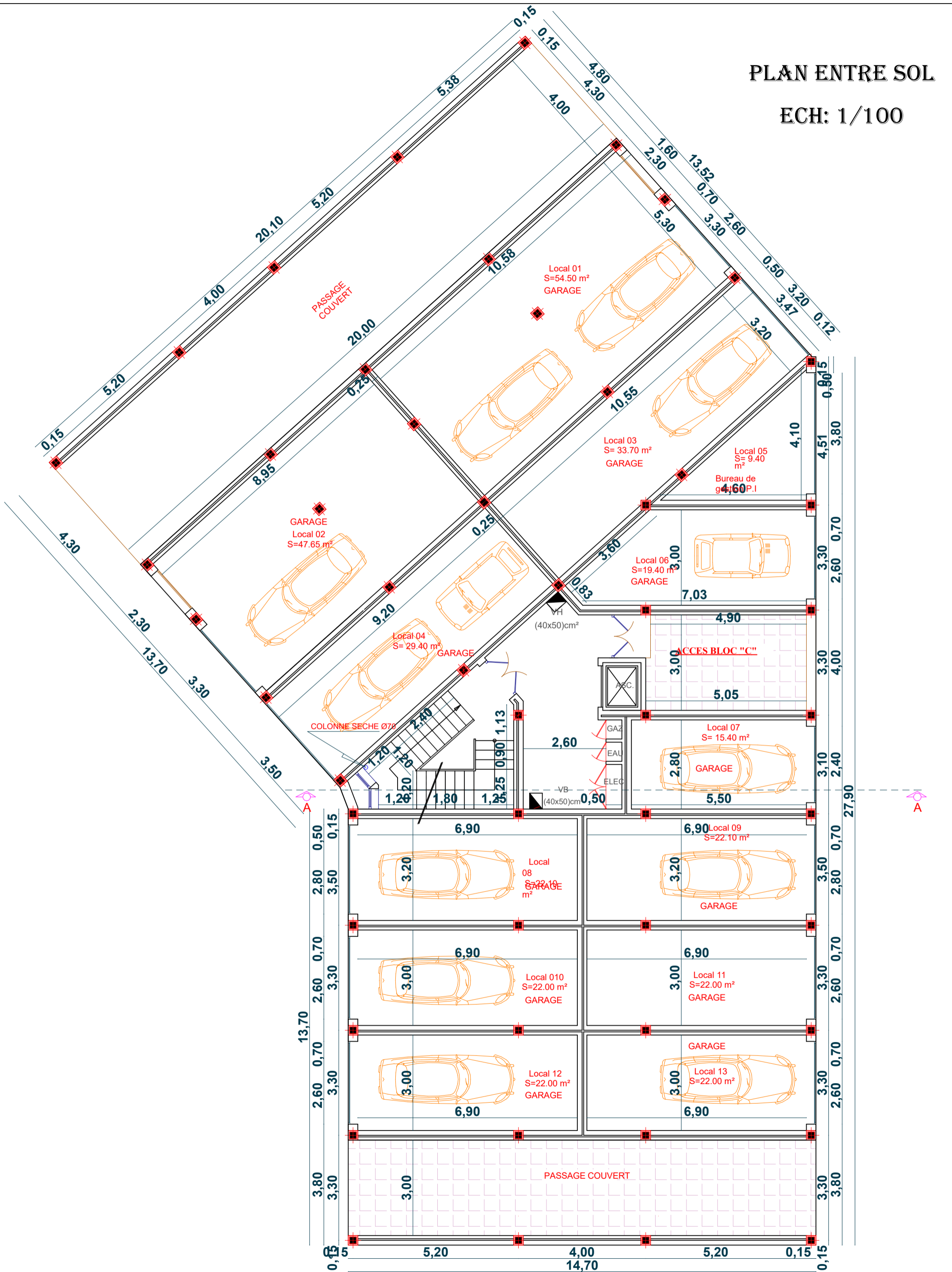
Bibliographie

- ❖ Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- ❖ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91). Edition Eyrolles.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93), Edition CGS.
- ❖ Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2), Edition CGS.
- ❖ Cours Béton armé.....université de Bejaia.
- ❖ Cours Dynamique des structures.....université de Bejaia.
- ❖ Logiciel d'analyse des structures ETABS /version.16.
- ❖ Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexe 1

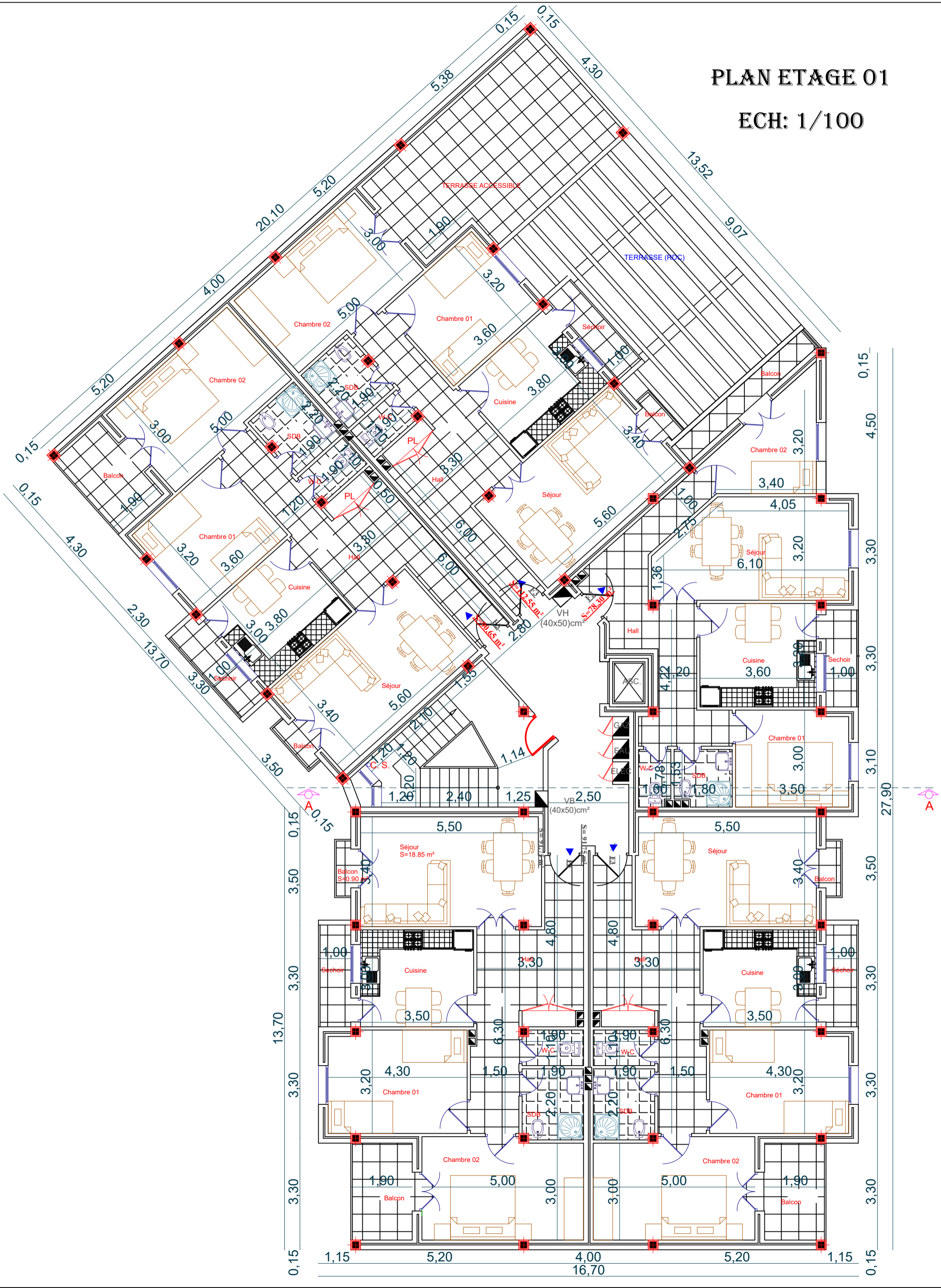
PLAN ENTRE SOL

ECH: 1/100



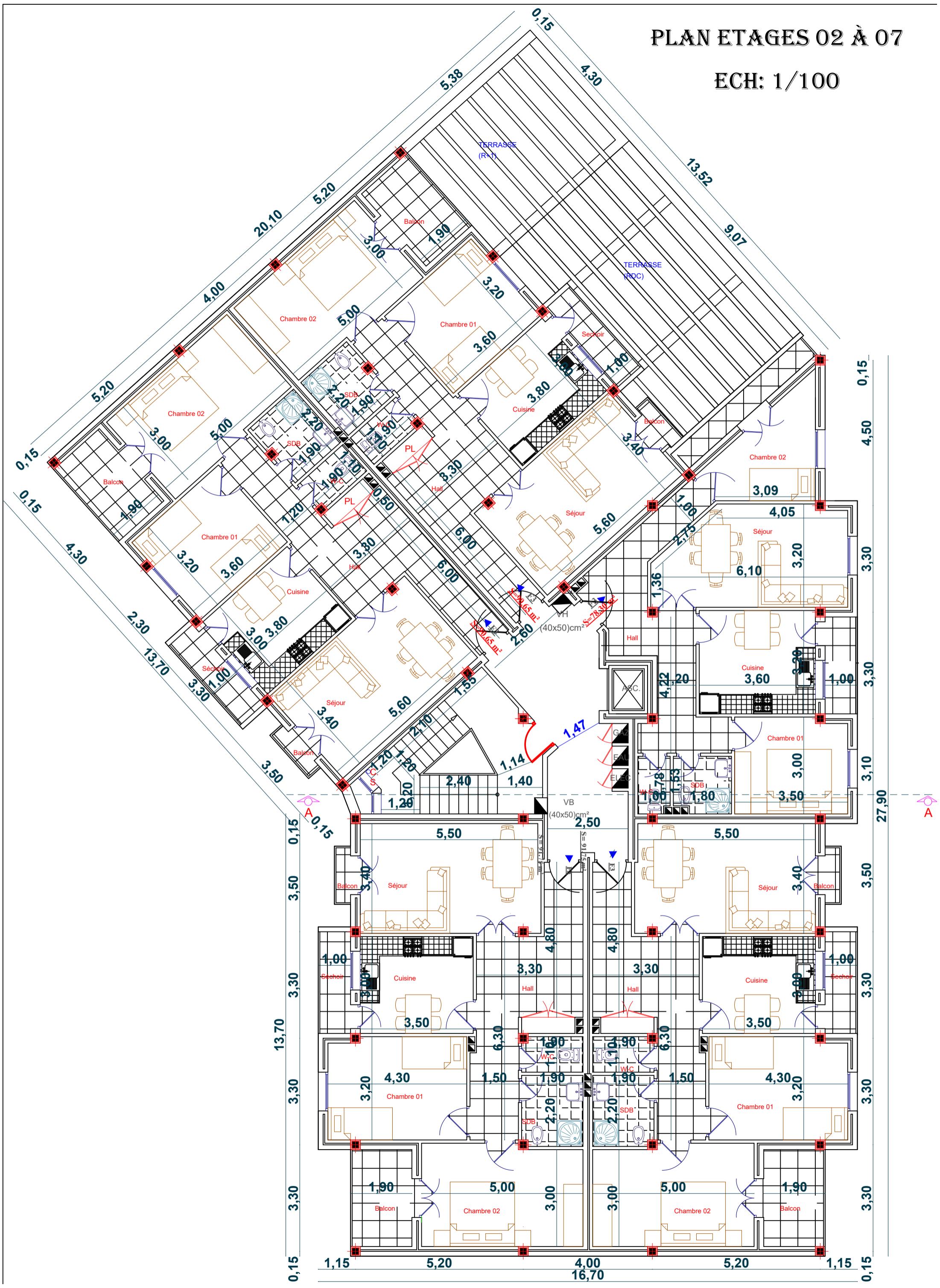
PLAN ETAGE 01

ECH: 1/100



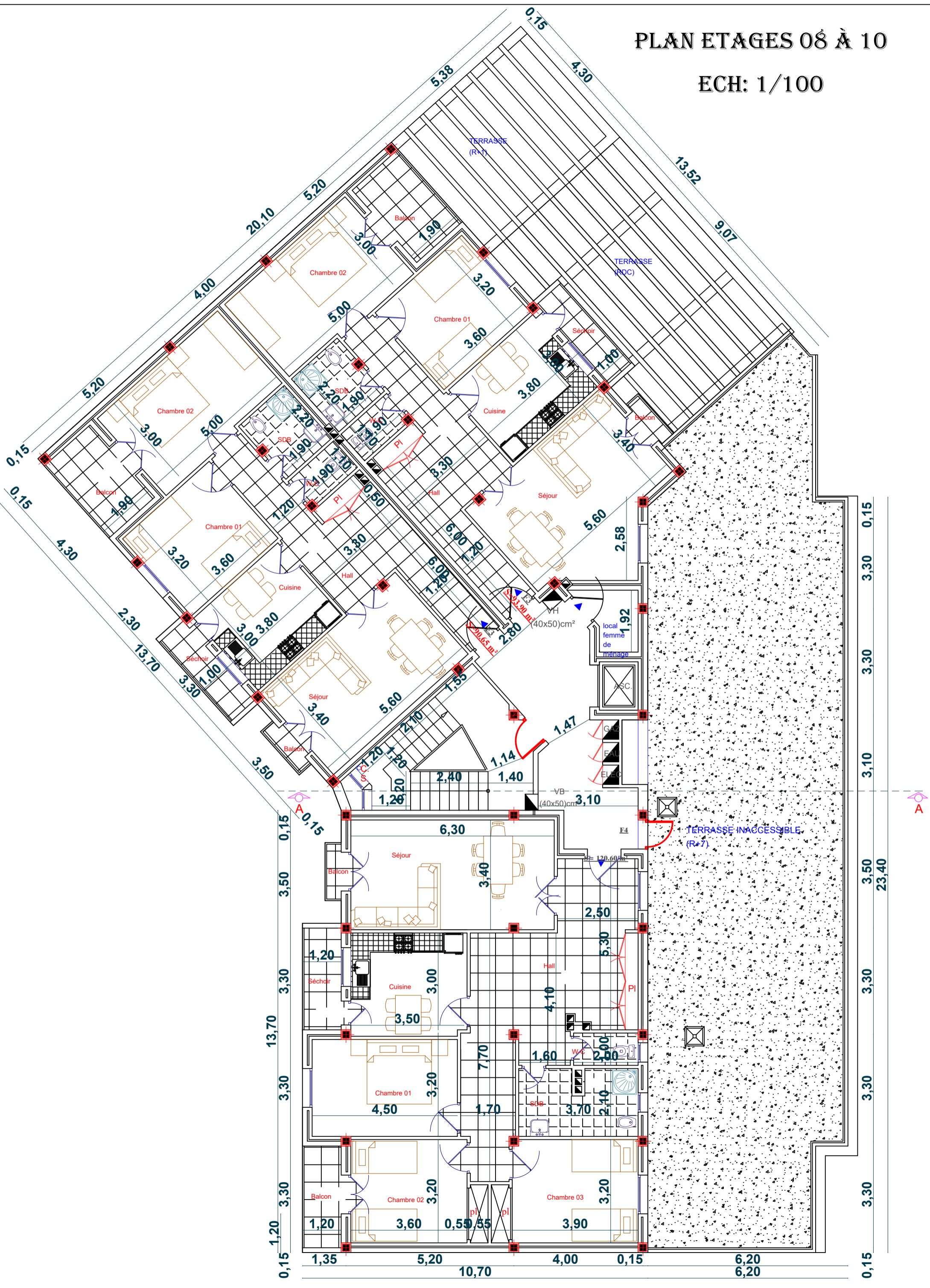
PLAN ETAGES 02 À 07

ECH: 1/100



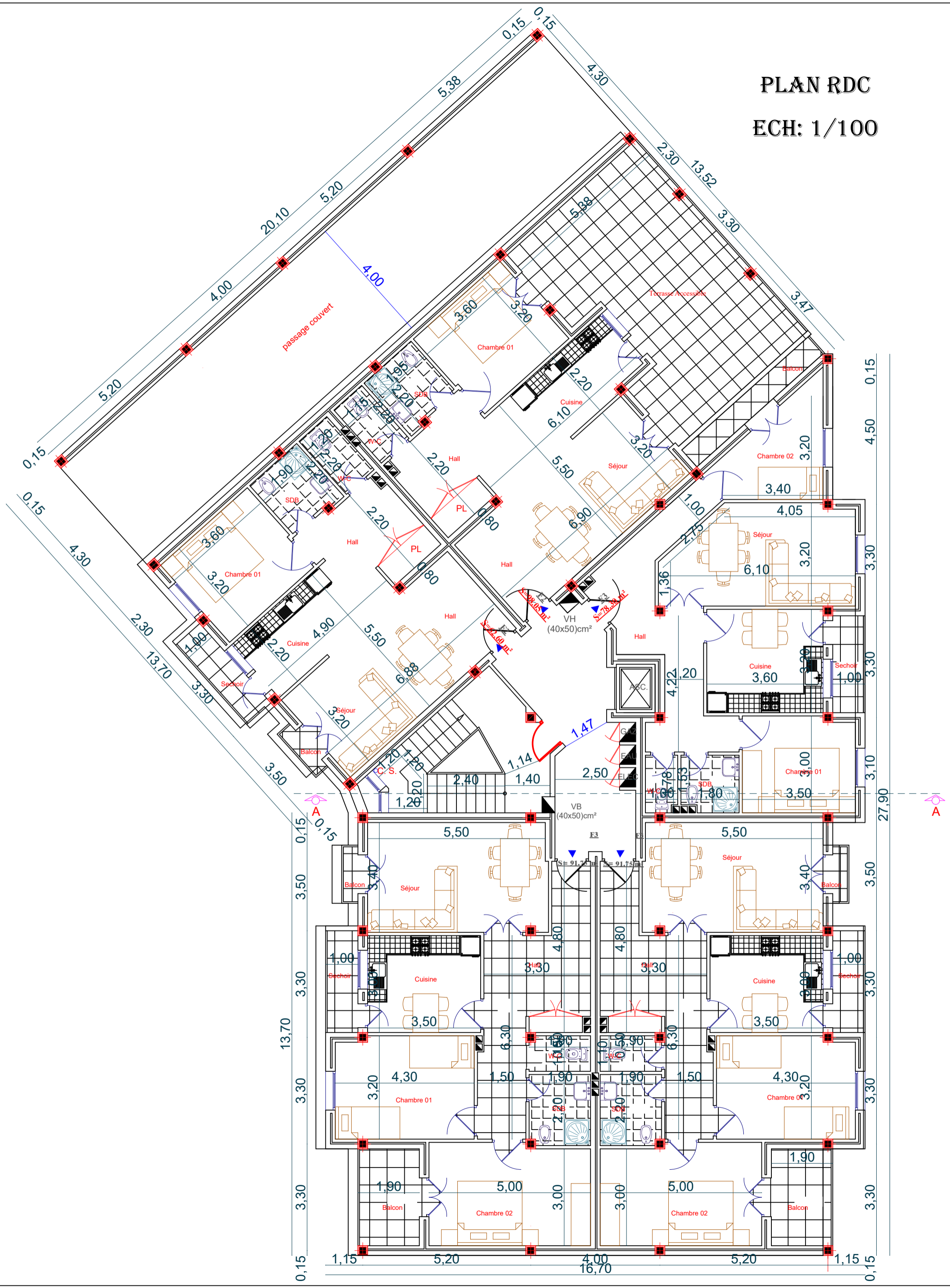
PLAN ETAGES 08 À 10

ECH: 1/100



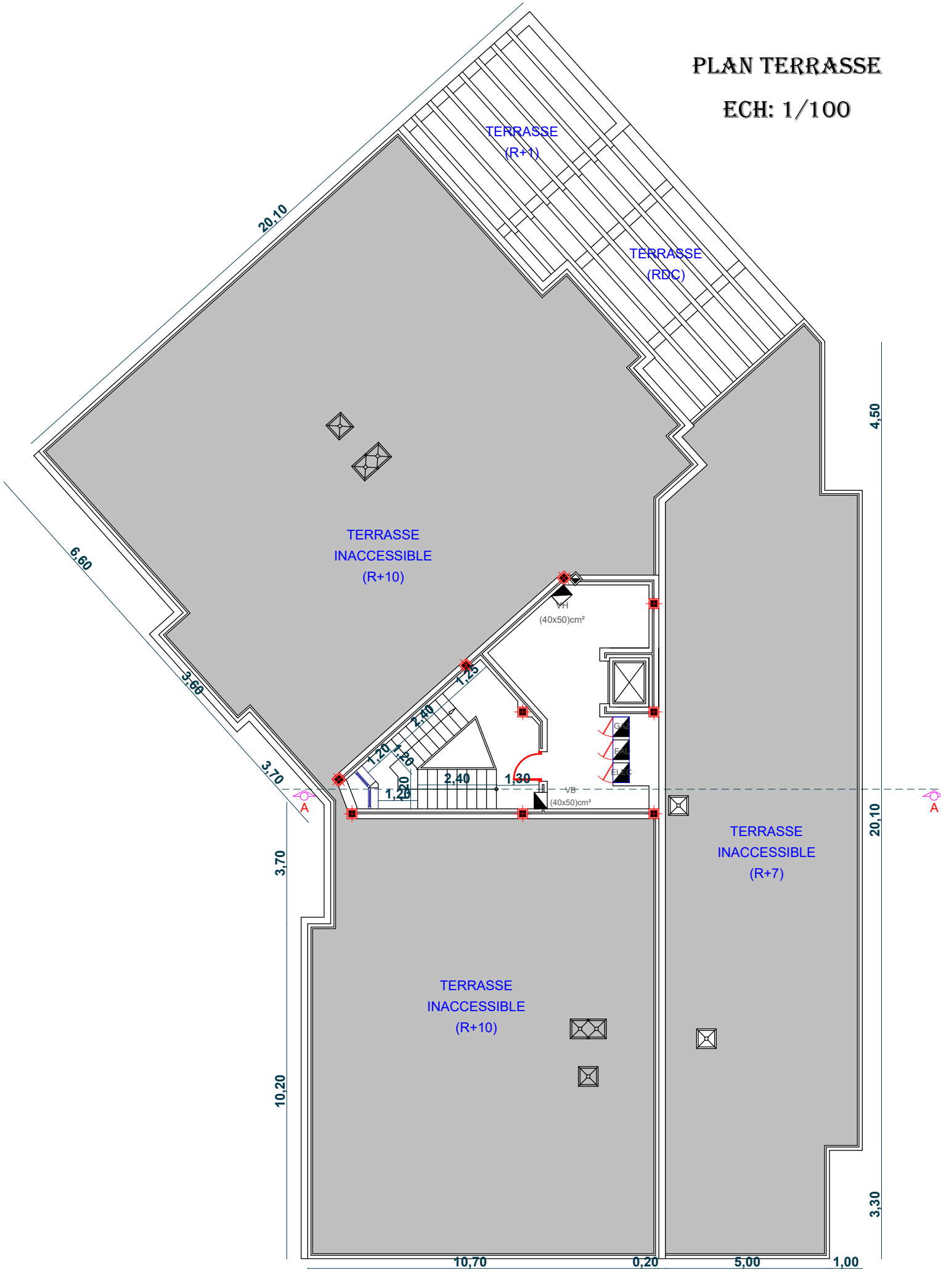
PLAN RDC

ECH: 1/100



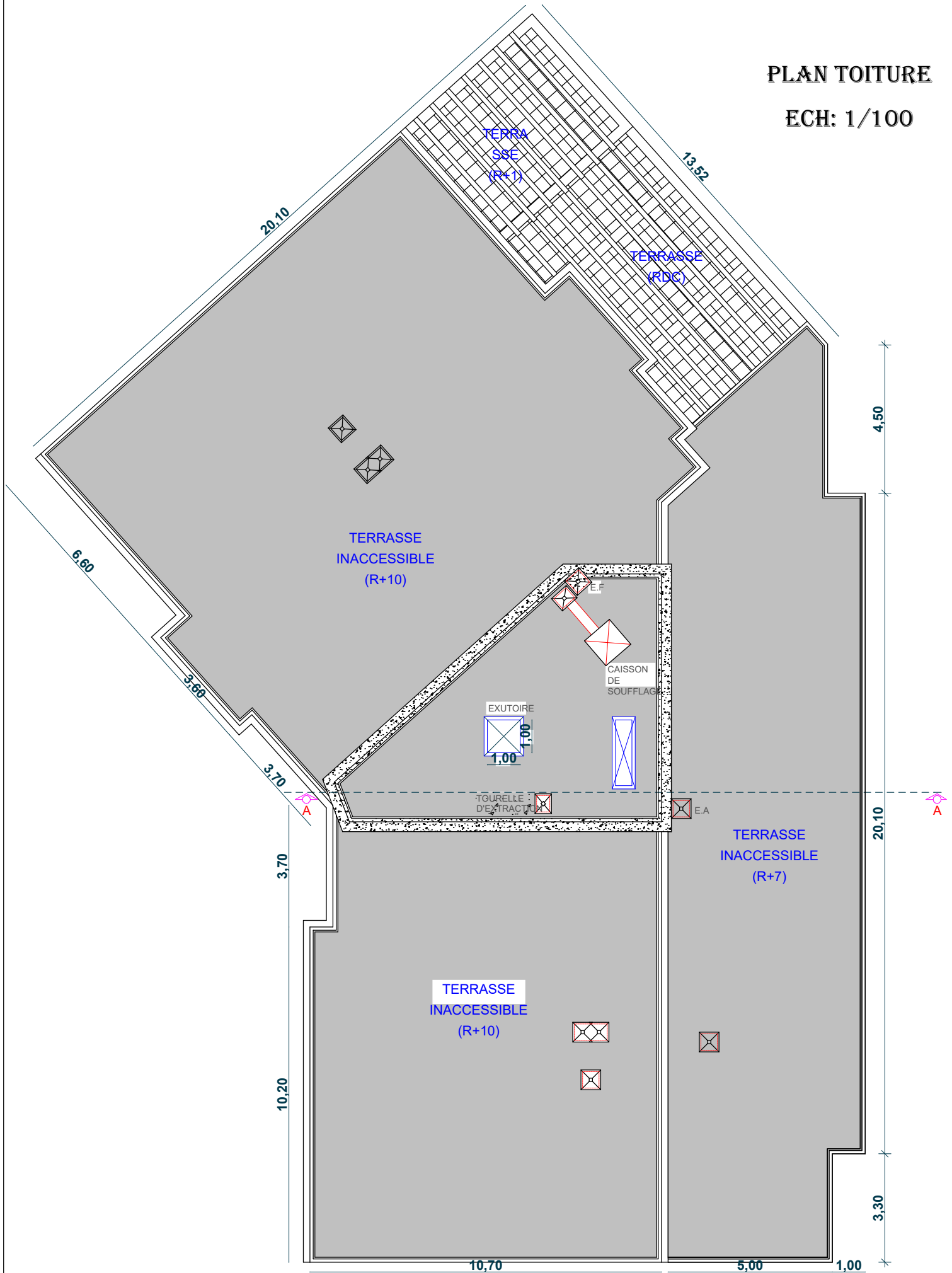
PLAN TERRASSE

ECH: 1/100



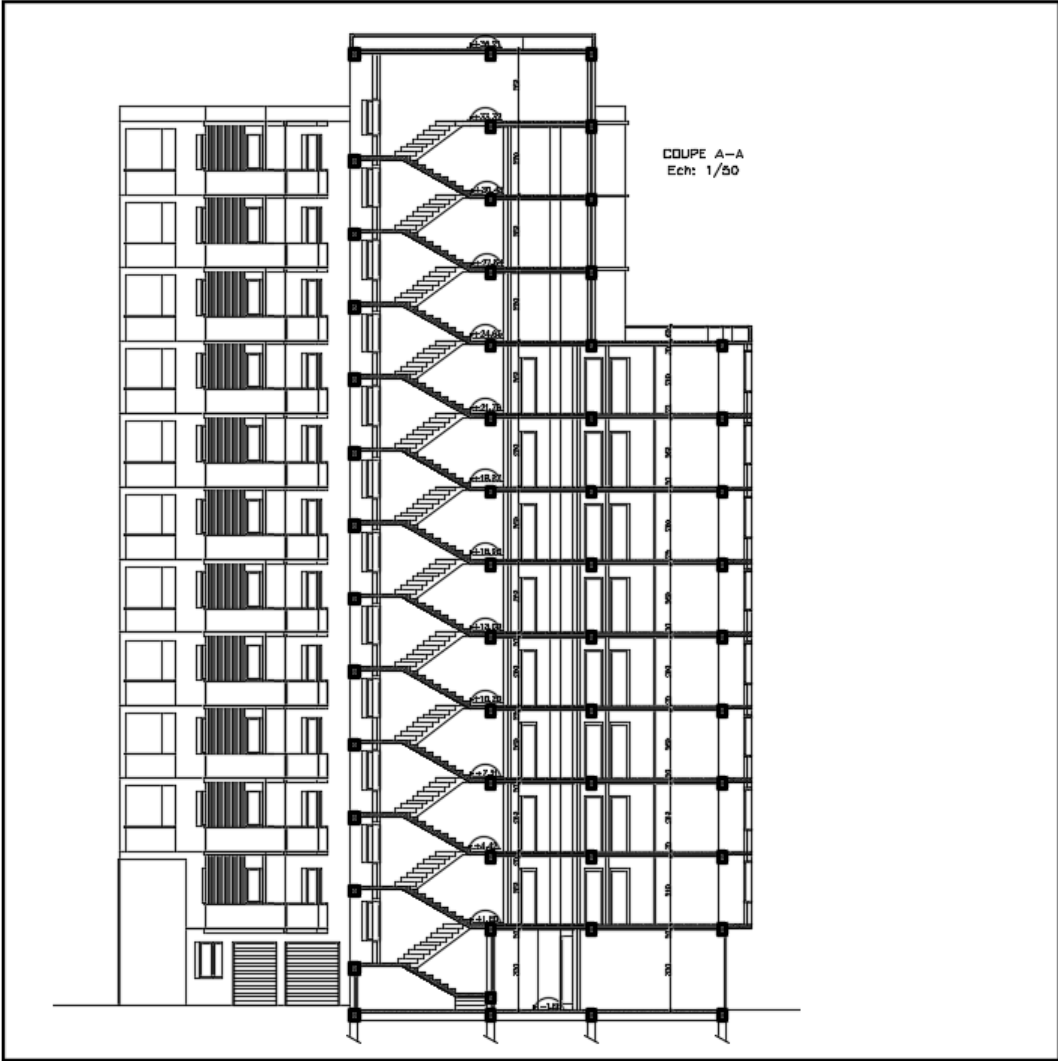
PLAN TOITURE

ECH: 1/100





FACADE
NORD-OUEST
Ech: 1/50



Annexe 2

7. CONCLUSIONS

Le site destiné pour la construction de 93 logements promotionnels en R+10 est situé sur un terrain relativement plat sis au lieu-dit MERDJ EL AOUSI VILLAGE ABOUDAOU commune de TALA HAMZA.

Il est limité au Nord par la propriété BAHLOUL ALLAOUA et au Sud par un passage piéton menant vers le champ, à l'Est par la propriété BAHLOUL EL HACHMI et à l'Ouest par le chemin communal menant vers le campus ABOUDAOU et vers la RN75.

Au vu de la nature du sous sol, des caractéristiques géotechniques des couches sous jacentes, l'épaisseur de la couche de faible portance, la géométrie du substratum ainsi que les résultats des essais pénétrométriques et pressiométriques, on a pu distinguer deux zones :

- Zone **A** : dans cette zone l'épaisseur de la couche molle est approximativement de 4.0m reposant sur le complexe grès, argilites.
Ces sols peuvent développer des contraintes admissible de **1.5 Bars** pour des fondations superficielles de type radier ancrées à partir de **4.0m**.
- Zone **B** : dans cette zone l'épaisseur de la couche molle est de 8 à 9m reposant sur le complexe grès, argilites.
Ces sols peuvent développer des contraintes admissible de :
 - **0.9Bars** pour des fondations superficielles type radier ancrées à **4.0m** de profondeur
 - **1.2Bars** pour des fondations superficielles type radier ancrées à **6.0m** de profondeur
 - **1.5Bars** pour des fondations superficielles type radier ancrées à **8.0m** de profondeur.

Le niveau d'eau est situé entre 4 et 5m, et la morphologie du terrain est sujette aux phénomènes d'inondation d'où il ya lieu de surélever les constructions.

Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage qui est situé sur un terrain relativement plat, il y'a lieu de :

- Effectuer un drainage périphérique des eaux pluviales.
- Un drainage des eaux de surface et des eaux souterraines.
- Surélever les constructions de l'ouvrage contre les inondations
- Dans le cas de rencontre de zones singulières de zones comprimées de faibles consistances, il es recommandé de les purger et les substituer par un matériau drainant de bonne qualité et de bonne caractéristiques géotechniques.
- Les travaux de terrassements doivent être évités durant les périodes de pluies
- L'espace de temps séparant les terrassements de fouilles et la mise en place des bétons doit être réduit
- Opter pour la construction des entres sol en caves
- De prendre en compte la sismicité de la région dans le calcul des bétons armés de l'infrastructure

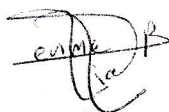
A cela s'ajoute quelques recommandations au niveau de la zone B à savoir :

- Entreprendre une substitution de sol par le béton cyclopien
- Opter pour un renforcement ou traitement de sol
- Opter pour un compactage afin d'augmenter leurs compacités vu que ces sols sont lâches

Les analyses chimiques indiquent que ces sols ne présentent aucune agressivité pour les béton hydrauliques de l'infrastructure.

INGÉNIEUR CHARGÉ DE L'ÉTUDE

L.BENMEZIANE



LE DIRECTEUR

Directeur de Labo

A. DJOUDER

Annexe 3

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_y}{L_x}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Valeurs de $M1$ ($M2$) pour $\rho = 1$

U/lx	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
V/ly											
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

NOTA : Pour avoir les valeurs de $M2$; il suffit de permuter U et V

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

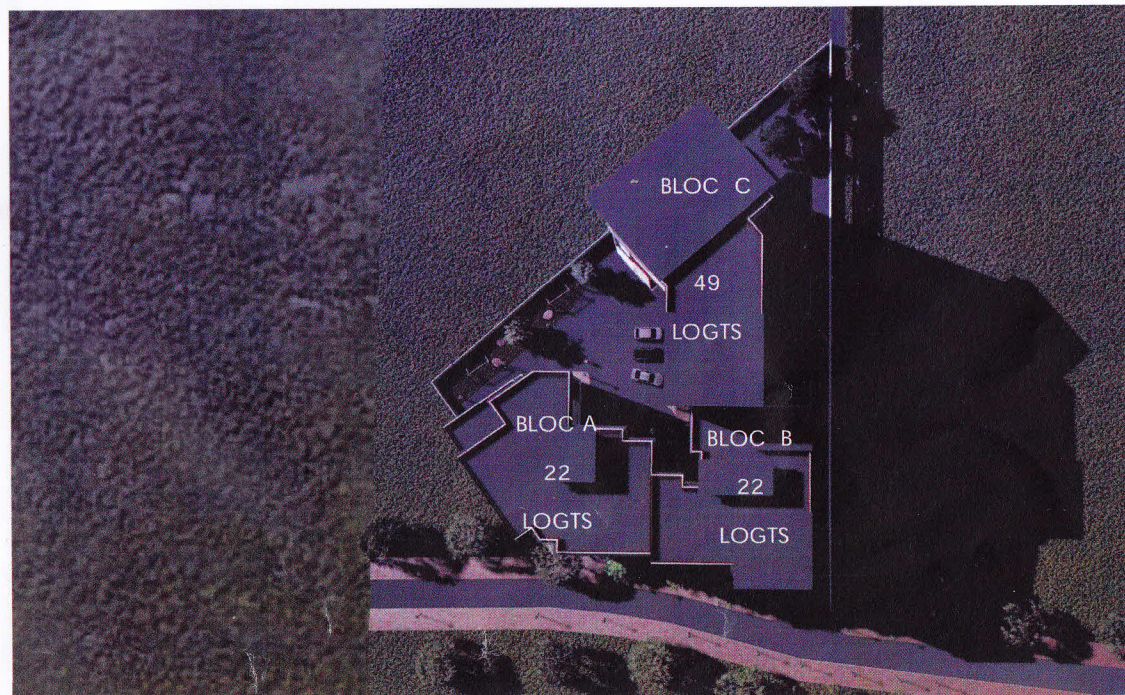
Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	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	19,63	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	80,42	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	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe 4



PLAN SITUATION



PLAN MASSE

Fiche Technique

SITE ABOUDAOU

PROMOTION AZRINE
 93 logements de type
 F2 , F3 , F4, F5
 BLOCS A-B-C

PROMOTION 93 LOGEMENTS
 ABOUDAOU

BUREAU D'ETUDES
 D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME
 «SEMSAR Karim»
 Rue MAHFOUDI Fatah - Promo. PHOENIX
 -A39-
 Tel : 0770 87 11 30

PROMOTEUR IMMOBILIER
 «M. AZRINE BOUBEKEUR »
 Adresse : SIDI AHMED Ex Boulevard des
 Martyrs MELLALI chemin des Crêtes Aamriw
 BEJAIA
 Tel : 0553 42 17 51.