



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur

et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA, - Bejaïa –

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire

En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

**ETUDE D'UN R+04 AVEC 04 ENTRE SOL A USAGE
D'HABITATION CONTREVENTE PAR UN SYSTEM MIXTE
(VOILES-PORTIQUES)**

Présenté par :

M^{elle}. AIT ALI

LYDIA

MR. BOUDJEMIL

FARES

Encadré par :

MR. L.GUECHARI

MEMBRES DE JURY

MR. BELHAMDI

MR. BOUKHLOUDA

Juin 2015

REMERCIEMENTS

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

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

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

A M^{er} L. GUECHARI : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

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

L.AIT ALI Et F.BOU DJEMIL

Table des matières

Chapitre I	PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	1
I.1.	INTRODUCTION :.....	1
I.2.	Présentation de l'ouvrage :.....	1
I.3.	Données de site : (Annexe I) :.....	1
I.4.	Description architecturale :.....	2
I.5.	Description structurale :.....	2
I.6.	Règlementation et normes utilisés :.....	3
I.7.	Conclusion :.....	4
Chapitre II	PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	5
II.1.	INTRODUCTION :.....	5
II.2.	PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES:.....	5
II.2.1.	Les planchers à corps creux :.....	5
II.2.2.	Les dalles pleines :.....	6
II.2.3.	Les escaliers :.....	7
II.2.4.	L'acrotère :.....	9
II.3.	PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX :.....	9
II.3.1.	Les poutres :.....	9
II.3.2.	Les voiles :.....	11
II.3.3.	Les poteaux :.....	12
II.3.4.	Vérifications :.....	26
II.4.	CONCLUSION :.....	29
Chapitre III	ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES :.....	30
III.1.	INTRODUCTION :.....	30
III.2.	ETUDE DES PLANCHERS :.....	30
III.2.1.	Les poutrelles des planchers (16+4) :.....	30
III.2.2.	Etude de la dalle de compression :.....	43
III.3.	ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE :.....	44
III.3.1.	Définition :.....	44
III.3.2.	Dimensionnement:.....	44
III.3.3.	Calcul des sollicitations :.....	44
III.3.4.	Calcul a l'ELU.....	44
III.3.5.	Calcul des armatures longitudinales.....	45
III.3.6.	Vérification a l'ELU.....	45
III.3.7.	Vérification a l'ELS.....	45
III.3.8.	Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	46
III.4.	ETUDES DES DALLES PLEINES :.....	46
III.4.1.	Dalle sur deux appuis type 1(Balcon):.....	46
III.4.2.	Dalle pleine sur trois appuis type 2(étage courant) :.....	49
III.5.	ETUDE DES ESCALIERS :.....	54
III.5.1.	Evaluation des charges et surcharges :.....	54
III.5.2.	Combinaisons de charge :.....	54
III.5.3.	Calcul des sollicitations.....	55
III.5.4.	État limite de déformation.....	59
III.5.5.	Schéma de ferrailage de l'escalier :.....	60
III.5.6.	Etude de la poutre palière :.....	60
III.5.7.	Ferrailage de la poutre palière en flexion simple.....	61

Table des matières

III.5.8	Calcul de la section d'armature à la torsion :.....	62
III.5.9	Schéma de ferrailage de la poutre palière :.....	64
III.6.	ÉTUDE DE L'ACROTÈRE :.....	64
III.6.1.	Hypothèse de calcul :.....	65
III.6.2	Schéma de ferrailage :.....	67
Chapitre IV :	ÉTUDE DYNAMIQUE :.....	69
IV.1.	INTRODUCTION :.....	69
IV.2.	Méthode de calcul :.....	69
IV.2.1.	Méthode statique équivalente :.....	69
IV.2.2	Méthode dynamique modale spectrale :.....	72
IV.2.3	Modalisation et résultats :.....	74
IV.2.4	Disposition des voiles de contreventement :.....	74
IV.2.5	Résultats et discussions :.....	74
IV.2.6	Vérification de la résultante des forces sismiques :.....	78
IV.2.7	Vérification de l'effort normal réduit :.....	78
IV.2.8	Justification vis à vis des déformations :.....	78
IV.2.9	Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [RPA (5.9)].....	79
IV.3.	Conclusion :.....	81
Chapitre V :	ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX :.....	82
V.1	Introduction:.....	82
V.2	Étude des poutres :.....	82
V.2.1	Ferrailage :.....	82
V.2.2	Calcul du ferrailage :.....	83
V.2.3	Vérification des armatures selon le RPA 99/2003 :.....	85
V.2.4	Vérification à l'ELU :.....	85
V.2.5	Vérification à l'ELS :.....	86
V.3	Étude des poteaux :.....	87
V.3.1	Introduction :.....	87
V.3.2	Recommandations du RPA99 (version 2003) :.....	88
V.3.3	Sollicitations de calcul :.....	89
V.3.4	Calcul du ferrailage :.....	89
V.3.5	Armatures transversales :.....	91
V.3.6	Vérifications :.....	91
V.3.7	Schémas de ferrailage :.....	95
V.4.	Étude des voiles :.....	97
V.4.1.	Introduction :.....	97
V.4.2.	Recommandations du RPA99:.....	97
V.4.3.	Sollicitations de calcul :.....	98
V.4.4.	Calcul du ferrailage :.....	98
V.4.5	Schéma de ferrailage :.....	104
V.5	Conclusion :.....	105
Chapitre VI :	ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	106
VI.1	Introduction :.....	106
VI.2	Choix de type des fondations :.....	106

Table des matières

VI.3	Combinaisons d'actions à considérer :	106
VI.4	Etude des fondations :	106
VI.4.1.	Vérification des semelles isolées :	107
VI.4.2.	Vérification des semelles filantes :	107
VI.5.	Radier général :	108
VI.5.1.	Définition :	108
VI.5.2	Dimensionnement :	108
VI.5.3	Les Vérifications nécessaires :	110
VI.5.4	La dalle du radier :...	112
VI.6.	Etudes des nervures :	115
VI.6.1.	Calcul des sollicitations :	116
VI.6.2.	Ferraillage des nervures :	118
VI.6.3.	Vérifications :	119
VI.6.4.	Schémas de ferraillage des nervures (XX-YY) :	121
VI.7	Voiles périphériques :	121
VI.7.1	Introduction :	121
VI.7.2	Dimensionnement des voiles :	121
VI.7.3	Caractéristiques du sol :	121
VI.7.4	Evaluation des charges et surcharges :	122
VI.7.5	Ferraillage du voile :	122
VI.7.6	Vérifications :	123
VI.7.7	Schéma de ferraillage du voile périphérique :	125
VI.8	Etude du voile adossé :	125
VI.8.1	Dimensionnement des voiles :	125
VI.8.2	Caractéristiques du sol :	125
VI.8.2	Evaluation des charges et surcharges :	125
VI.8.3	Ferraillage du voile :	126
VI.8.4	Vérifications :	126
VI.8.5	Semelle filante sous Voile adossée :	128
VI.8.6	Le Ferraillage :	129
VI.8.7.	Schéma de ferraillage :	129
VI.9	Conclusion :	129

Liste des tableaux

Tableau II.1 : <i>Evaluation des charges des planchers d'une terrasse inaccessible</i>	12
Tableau II.2 : <i>Evaluation des charges des planchers d'une terrasse accessible</i>	13
Tableau II.3 : <i>Evaluation des charges d'un plancher dalle pleine d'une terrasse</i>	13
Tableau II.4 : <i>Charges d'un plancher dalle pleine d'une terrasse accessible</i>	13
Tableau II.5 : <i>Charges d'un plancher Corps creux (16+4)</i>	14
Tableau II.6 : <i>Evaluation des charges d'un Balcon</i>	14
Tableau II.7 : <i>Evaluation des charges dans les murs extérieurs</i>	14
Tableau II.8 : <i>Evaluation des charges sur l'acrotère</i>	15
Tableau II.9 : <i>Evaluation des charges sur l'escalier</i>	15
Tableau II.10 : <i>Les sections et le poids des poteaux</i>	16
Tableau II.11 : <i>Le calcul des surfaces pour chaque niveau</i>	17
Tableau II.12 : <i>Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₁</i>	18
Tableau II.13 : <i>La loi de dégression pour le poteau P₁</i>	19
Tableau II.14 : <i>Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁</i> :.....	19
Tableau II.15 : <i>Le calcul des surfaces pour chaque niveau</i> :.....	22
Tableau II.16 : <i>Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₂</i> :.....	22
Tableau II.17 : <i>La loi de dégression pour le poteau P₂</i>	23
Tableau II.18 : <i>Evaluation des charges « G » pour le poteau P₂</i> :.....	23
Tableau II.19 : <i>L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau</i> :.....	25
Tableau II.20 : <i>Vérification de la résistance (compression simple)</i> :.....	26
Tableau II.21 : <i>Prévérification de l'effort normal réduit</i> :.....	28
Tableau III.1 : <i>Schémas statiques des différents types de poutrelles</i>	31
Tableau III.2 : <i>Charges sur les poutrelles</i>	32
Tableau III.3 : <i>Les sollicitations à de la poutrelle type 1 (étage habitation)</i>	34
Tableau III. 5 : <i>Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation type 2</i>	34
Tableau III.6 : <i>Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation type 3</i>	35
Tableau III.7 : <i>Sollicitation les plus défavorables des poutrelles (étage habitation)</i>	35
Tableau III.8 : <i>Les sollicitations maximales des poutrelles</i>	35
Tableau III.9 : <i>résumé de ferrailage des poutrelles</i>	42
Tableau III.10 : <i>Vérification des états limite de compression du béton</i>	43
Tableau III.11 : <i>Schémas de ferrailage des différents types des poutrelles</i>	43
Tableau III.12 . <i>Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage</i>	44

Liste des tableaux

Tableau III.13 : Résultats de ferrailage d'une dalle pleine type 1	47
Tableau III.14 : Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS.....	48
Tableau III.15 : Ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis (balcon).....	49
Tableau III.16 : Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS.....	51
Tableau III.17 : Calcul des armatures principales.....	56
Tableau III.18 : Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	58
Tableau III.19 : Vérification de la flèche à l'E.L.S.....	59
Tableau III.20 : Les sollicitations de la poutre palière.....	61
Tableau III.21 : Calcul des armatures principales.....	61
Tableau III.22 : Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	63
Tableau III.23 : Combinaison d'action de l'acrotère.....	65
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités Pq	70
Tableau IV.2 : Vérification sous charges verticales.....	77
Tableau IV.3 : Vérification sous charges horizontales.....	77
Tableau IV.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	78
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit.....	78
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements.....	79
Tableau IV.8 : vérification de l'effet $P-\Delta$	80
Tableau V.1 : Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	84
Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles.....	86
Tableau V.3 : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	86
Tableau V.4 : Vérification de la flèche pour les poutres.....	86
Tableau V.5 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	88
Tableau V.6 : Sollicitations dans les poteaux.....	89
Tableau V.7 : Ferrailage des poteaux	91
Tableau V.8 : Calcul des armatures transversales.....	91
Tableau V.9 : Vérification du flambement pour les poteaux.....	92
Tableau V.10 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	93
Tableau V.11 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	94
Tableau V.12 : Les moments résistants dans les poteaux.....	95
Tableau V.13 : Vérification de la zone nodale.....	95

Liste des tableaux

Tableau V.14 : Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.....	96
Tableau V.15 : Sollicitations max de calcul dans les voiles V_{x1} et V_{x2} // à $x-x'$	98
Tableau V.16 .Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	102
Tableau V.17 .Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux.....	102
Tableau V.18 .Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux.....	103
Tableau V.19 Sollicitations de calcul dans le voile V_y dans tous les niveaux :.....	104
Tableau.VI.1 :Résumé des résultats du ferrailage.....	113
TableauVI.2 : Vérification des contraintes du radier.....	114
Tableau.VI.3 : résumé des résultats de ferrailage à l'ELS du radier.....	114
Tableau.VI.4 : Vérification des contraintes du radier.....	114
Tableau VI.5 . Résumé des résultats de ferrailage sens X-X.....	118
Tableau VI.6 . Résumé des résultats de ferrailage sens Y-Y.....	119
Tableau VI.8 .Vérification de l'effort tranchant.....	119
Tableau VI.9 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	120
Tableau VI.10 : Section des armatures du voile périphérique.....	123
Tableau.VI. 11 : résultats de calcul et vérification à l'ELS.....	124
Tableau VI. 12 : Tableau de ferrailage.....	126
Tableau VI. 13 : résultats de calcul et vérification à l'ELS.....	128

Liste des figures

Figure I.1 : <i>vue du terrain de notre projet les oliviers</i>	2
Figure I.2 : <i>plan de fondation</i>	2
Figure II.1 : <i>Plancher a corps creux</i>	6
Figure II.2 : <i>Panneau de dalle sur 02 appuis</i>	6
Figure II.3 : <i>Panneau de dalle sur 03 appuis</i>	7
Figure II.4 : <i>Détail d'un escalier</i>	7
Figure II.5 : <i>Schéma statique de l'escalier d'étage courant</i>	8
Figure II.6 : <i>Schémas de l'acrotère pour la terrasse inaccessible</i>	9
Figure II.7 : <i>Coupe de voile en élévation</i>	11
Figure II.8 : <i>Vue en plan des poteaux les plus sollicités</i>	16
Figure II.9 : <i>les surfaces afférentes du poteau (p1) au niveau de la cage d'escalier</i>	17
Figure II.10 : <i>Surface afférente pour le poteau « P₂ »</i>	21
Figure II.11 : <i>Section brute (B_r)</i>	27
Figure III.1 : <i>Schémas de disposition des poutrelles du plancher 16+4</i>	30
Figure III.2 : <i>Schéma de la poutrelle de Type 4 de l'étage courant</i>	32
Figure III.3 : <i>Schéma de la poutrelle de Type 1 de l'étage courant</i>	34
Figure III.4 : <i>Schéma de la poutrelle de Type 2 de l'étage courant</i>	34
Figure III.5 : <i>Schéma de la poutrelle de Type 2 de l'étage courant</i>	35
Figure III.6 : <i>schéma d'une poutrelle</i>	35
Figure III.7 : <i>Schéma de ferrailage de la dalle de compression</i>	43
Figure III.8 : <i>schemat statique poutre de chainage</i>	44
Figure III.9 : <i>Schéma de ferrailage de la poutre de chainage</i>	46
Figure III.10 : <i>dalle pleine sur 2 appuis</i>	46
Figure III.11 : <i>schéma statique de la dalle (type1)</i>	46
Figure III.12 : <i>schéma de ferrailage dalle pleine deux appuis (balcon)</i>	48
Figure III. 13 : <i>dalle pleine sur 3 appuis type 2</i>	49
Figure III. 14 : <i>schéma de ferrailage dalle pleine trois appui (balcon)</i>	53
Figure III.15 : <i>Schéma statique de l'escalier</i>	54
Figure III.16 : <i>Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU</i>	55

Liste des figures

Figure III.17 : <i>Schéma de Ferrailage de l'escalier</i>	60
Figure III.18 : <i>Schéma statique du la poutre palière</i>	60
Figure III.19: <i>Section creuse équivalente</i>	62
Figure III.20 : <i>Ferrailage de la Poutre palière</i>	64
Figure III.21 : <i>Dimensions de l'acrotère</i>	64
Figure III.22 : <i>Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible)</i>	67
Figure IV.1 : <i>Disposition des voiles</i>	74
Figure IV.2 : <i>1^{er} mode (translation suivant Y)</i>	75
Figure IV.3 : <i>2^{eme} mode (translation suivant X)</i>	76
Figure IV.4: <i>3^{eme} mode (rotation autour de Z)</i>	76
Figure V.1 : <i>Poutre Principale de tous les étages</i>	87
Figure V. 2 : <i>Poutre secondaire de tous les étages</i>	87
Figure V.3 : <i>section d'un poteau</i>	93
Figure V.4 : <i>Schémas de ferrailage du voile V_{x1}</i>	105
Figure VI.1 : <i>Schéma d'une semelle isolée</i>	107
Figure.VI. 2 : <i>Semelle filante</i>	108
Figure VI.3 : <i>Schéma de ferrailage du radier</i>	115
Figure.VI.4: <i>Charges transmises aux nervures transversales et longitudinales du radier</i>	116
Figure. VI.5 : <i>Section à ferrailer</i>	118
Figure. VI.6 : <i>Section à ferrailer</i>	119
Figure VI -7: <i>Schéma de ferrailage des nervures</i>	121
Figure VI.8 : <i>Répartition des contraintes sur le voile</i>	122
Figure VI.9 : <i>Schéma de ferrailage du voile</i>	125
Figure VI.10 : <i>Schéma de ferrailage du voile adossé</i>	130
Figure VI.11 <i>Schéma de ferrailage Semelle filante sous Voile adossée</i>	130

Liste des figures

Symboles et Notations

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

A_t : Aire d'une section d'acier transversal

A_s : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

B_r : Section réduite du béton

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

q_u : Charges réparties ultime

q_s : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Epaisseur

L : Longueur

L_r : Longueur de recouvrement

l_f : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

Λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

l_s : Longueur de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ : Poids spécifique déjaugé

A : Coefficient d'accélération de zone

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

Q : Facteur de qualité

R : coefficient de comportement global

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_r : surface du radier (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

St : Espacement des armatures.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{gr} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

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 : Contrainte normale.

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

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

k_c : Coefficient de portance.

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

σ_f : Contrainte effective finale (bars).

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et quelques rappelles.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble de neuf niveaux (en R+4+4 entre sols) destiné à un usage habitation avec commerce et service. Le bâtiment est classé d'après les règles parasismique algériennes « RPA 99 version 2003 » dans le groupe d'usage 2.

L'ouvrage est situé dans la wilaya de Bejaia, qui présente d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), une sismicité moyenne (zone IIa).

I.3. Données de site : (Annexe I)

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est l'un des bâtiments(C3) du projet des 266 logements promotionnels avec commerce et service (LES OLIVIERS), projetés sur un site se trouvant au nord de la rue de la santé, dans la ville D'AKBOU.

L'assiette choisie est sur un terrain en pente très abrupte sous forme de versant limité par un talweg dit Ighzer Amarghane. Le sol est constitué de limon schisteux graveleux en surface et des marnes schisteuses carbonatées compactes en profondeur. C'est un terrain à vocation agricole (olivaie), avec un relief irrégulier généré par des éboulis de pente fréquents.

Des essais pénétrométriques ainsi que des sondages de reconnaissance ont été réalisés sur le terrain suivant l'implantation des différents blocs (C3, C4, D4) prévue dans le plan de masse remis par le maître de l'œuvre. Les résultats indiquent une certaine homogénéité particulièrement verticale du terrain sauf dans la partie ouest, où on a constaté l'existence de remblais et des sols de moyenne compacité.

- ❖ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.8 \text{ bars}$. (copie de rapport du sol en Annexe)
- ❖ L'ancrage minimal des fondations doit être en concordance avec la hauteur des immeubles (1/10 de la hauteur).(copie du rapport du sol en annexe)



Figure I.1 : Assiette d'assise du projet.

I.4. Description architecturale :

Le bâtiment étudié dont les plans sont donnés en (annexe) présente les caractéristiques suivantes :

- Une longueur de : **23.60m.**
- Une largeur de : **14.90m.**
- Une hauteur totale de : **27.54m.**
- Une hauteur du RDC de : **3.06m** (habitation).
- La hauteur des autres étages : **3.06 m.**

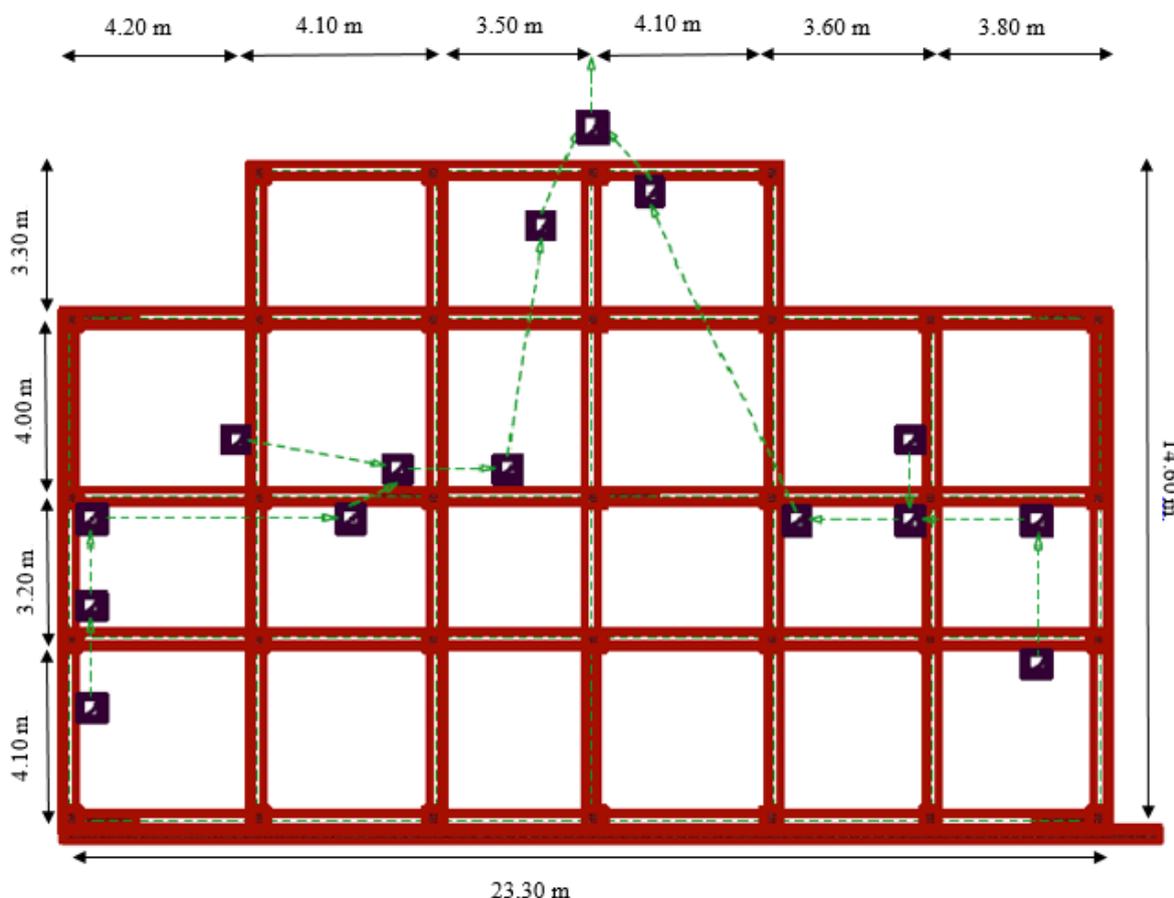


Figure I.2 : Plan de fondation.

I.5. Description structurale :

❖ Eléments secondaires :

Les planchers sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

L'acrotère est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui n'est pas accessible.

Les escaliers sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment possède un seul type d'escalier (escalier droite à deux volées).

Les façades les murs extérieurs seront réalisées en doubles cloisons de briques creuses séparées par une lame d'air de 5cm. Les murs de séparation intérieurs seront en une seule paroi de brique de 10cm.

❖ **Contreventement :**

Le système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre les efforts horizontaux d'origine sismique pour les structures en béton armé. Le RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur en zone de moyenne sismicité (zone IIa), pour cette raison nous opterons, dans notre projet pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles.

I.6. Règlements et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé). [1]
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien). [2]
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites). [3]
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges). [4]
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles). [5]

I.7 Conclusion :

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution.

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments.

II.1. Introduction :

Le prédimensionnement est une étape très importante pour la suite des calculs, il sert à déterminer par un procédé estimatif réglementaire les sections préliminaires des éléments principaux et secondaires de la construction étudiée. Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage et résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes et charges d'exploitations.
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le prédimensionnement est basé sur la vérification anticipée de certaines conditions sur les contraintes et les flèches conformément aux règles en vigueur ; le B.A.E.L 91, R.P.A 99 (version 2003) et du C.B.A 93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement. La transmission des charges se fait comme suit : Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2. Pré dimensionnement des Eléments secondaires :

Ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

II.2.1. Les planchers à corps creux :

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux).

Le pré dimensionnement des planchers se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5} \text{ (Art B.6.8.4.2 CBA 93)}$$

Avec :

h_t : = $h + h_0$: hauteur totale du plancher.

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h : hauteur de l'hourdis (corps creux).

L_{max} : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles).

$$L = 4.20 - 0.3 = 3.90 \text{ m}$$

Si on suppose que la largeur des poutres est de 0.3m $\Rightarrow h_t = 390/22.5 = 17.33 \text{ cm}$

Donc on adoptera des planchers à corps creux de 20 cm d'épaisseur

Hauteur du corps creux : $h = 16 \text{ cm}$.

Hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 4 \text{ cm}$

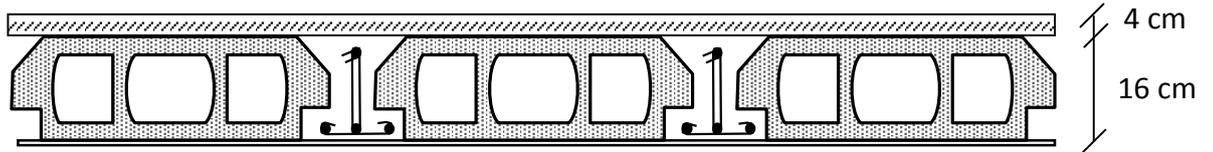


Figure II.1 : *Planche à corps creux*

II.2.2. Les dalles pleines :

II.2.2.1. Définition :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur e) est plus petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y). On désigne par l_x la plus petite des portées. Son prédimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

1. CRITÈRE DE RÉSISTANCE :

- $l_x/35 \leq e \leq l_x/30$ pour une dalle sur deux appuis.
- $e \geq l_x/20$ pour une dalle sur un seul appui.
- $l_x/50 \leq e \leq l_x/40$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

2. COUPE FEU :

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

II.2.2.2. Panneau de dalle sur 02 appuis :

$$\frac{1.2}{35} \leq e \leq \frac{1.2}{30} \Leftrightarrow 2.66 \leq e \leq 4\text{cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11\text{cm}$
On prend : $e = 12\text{cm}$.

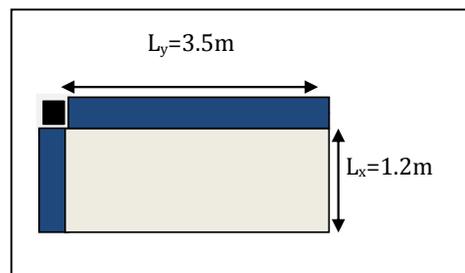


Figure II.2 : *Panneau de dalle sur 02 appuis*

II.2.2.3. Panneau sur 03 appuis (Figure II.3) :

$$\frac{1.2}{50} \leq e \leq \frac{1.2}{40} \Leftrightarrow 2.4 \leq e \leq 3 \text{ cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11 \text{ cm}$

On prend : $e = 12$

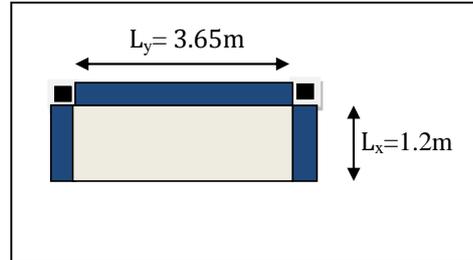


Figure II.3 : Panneau de dalle sur 03 appuis

Toutes les dalles des balcons ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable. On opte pour l'ensemble des dalles pleines et balcons l'épaisseur $e=12 \text{ cm}$.

II.2.3 Les escaliers :

II.2.3.1 Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier, ou en bois.

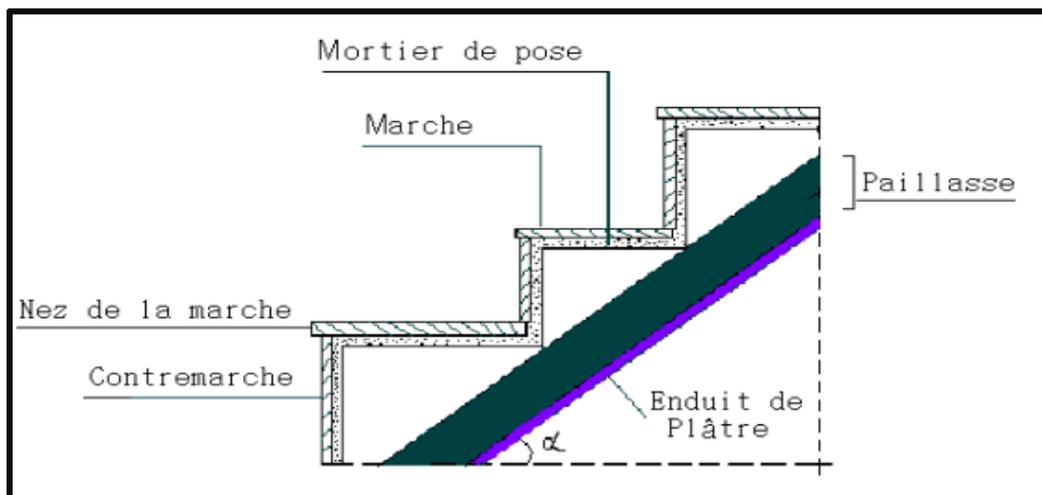


Figure II.4 : Détail d'un escalier.

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$60 < 2h+g < 65.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} n : \text{nombre de contre marche} \\ H : \text{hauteur de la volée.} \\ L : \text{longueur de la volée.} \end{array}$$

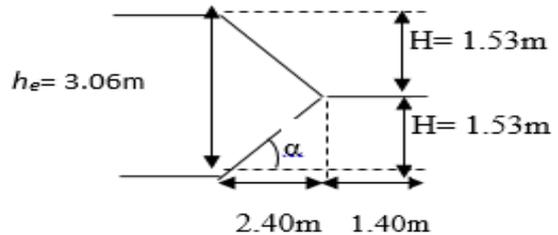


Figure II.5 :schéma statique de l'escalier d'étage courant

Soit :

$$H = 1,53\text{m.}$$

$$L = 2,40\text{m.}$$

$$g + 2h \approx 64\text{cm} \Rightarrow 2 \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \Rightarrow 2H(n-1) + Ln \approx 0.64 \times n \times (n-1)$$

$$\Rightarrow 0.64n^2 - 6.04n + 3 = 0$$

Après la résolution, on trouve : $n = 9$ contres marches.

$$\text{D'où: } \left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} = 17\text{cm.} \\ g = \frac{L}{n-1} = 30\text{cm.} \end{array} \right.$$

On adopte:

$$\mathbf{h = 17\text{cm.}}$$

$$\mathbf{g = 30\text{cm.}}$$

II.2.3.2. Épaisseur de la paille :

L'épaisseur de la paille est donné par la condition $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ avec :

L : longueur totale entre nus d'appuis, $L = L_v + L_p$

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$L = \sqrt{1.53^2 + 2.4^2} + 0.30 + 1.40 = 4.55$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{455}{30} \leq e \leq \frac{455}{20} \Rightarrow 15.16\text{cm} \leq e \leq 22.75\text{cm}$$

$e \geq 11\text{cm} \Rightarrow$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend :

$$\mathbf{e = 16\text{ cm.}}$$

II.2.4 : L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture (exemple de la figure II.6).

- Pour la terrasse inaccessible H=60cm.

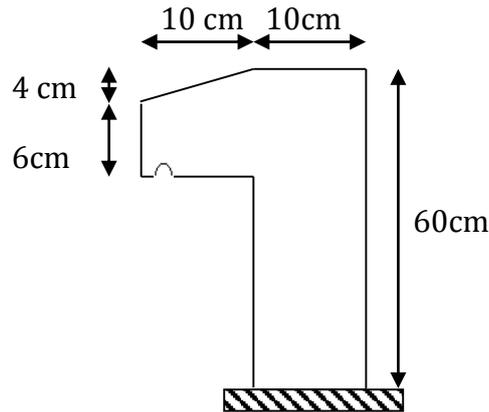


Figure II.6 : Schémas de l'acrotère pour la terrasse inaccessible.

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

Surface des acrotères sont :

$$S_{inacce} = 10 \times 60 + \frac{4 \times 10}{2} + 6 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0.068 m^2$$

II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux :

Ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

II.3.1 Les poutres :

II.3.1.1 Poutres secondaires :

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont pré dimensionnées selon la condition de flèche du CBA93 qui est :

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

L_{\max} : est la longueur maximale entre axes d'appuis où :

$$L_{\max} = 4.20\text{m} \quad \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28\text{cm} \leq h \leq 42\text{cm}$$

Soit : **h= 35 cm** et **b = 30 cm.**

➤ **Vérifications :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

RPA (Article 7.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35\text{cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 35 / 30 = 1.16 < 4 \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.3.1.2 Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche du CBA93 qui est :

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

L_{\max} : Est la longueur maximale entre les entre axes d'appuis où :

$$L_{\max} = 4.10\text{m} \quad \frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33\text{cm} \leq h \leq 41\text{cm}$$

Soit : **h= 35 cm** et **b = 30 cm.**

➤ **Vérifications :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

RPA (Article 7.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35\text{cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 35/30 = 1.16 < 4 \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres principales une section de :

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

II.3.2 Les voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$(1).
- $e \geq h_e / 20$(2). **RPA (article 7.7.1)**
- $L \geq 4e$(3).

$h_p = 20\text{cm}$: hauteur du plancher.

$h_e = 2.86\text{m}$: Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

$$e \geq \max \left[\frac{286}{20}; 15\text{cm} \right]$$

$$\Rightarrow e \geq 15\text{cm}.$$

On prend : $e = 15\text{cm}$ Pour tous les étages.

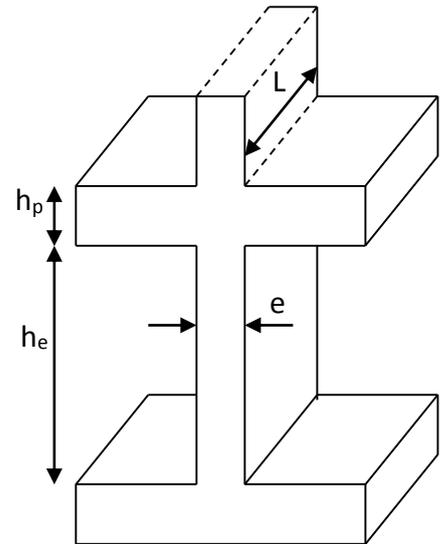


Figure II.7 : Coupe de voile en élévation.

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

$$L_{min} \geq 4e. \text{ D'où } L_{min} \geq 60 \text{ cm}$$

Donc tous les voiles de notre bâtiment doivent être de largeur $\geq 60\text{cm}$.

II.3.3 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les réglés du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99.

Les exigences de RPA En zone II.a	$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b,h)} \geq 25\text{cm.} \\ \text{Min (b,h)} \geq h_e/20 \text{ cm.} \\ 0.25 < b/h < 4. \end{array} \right.$	RPA (Article 7.4.1)

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 citées ci-dessus.

II.3.3.1 Evaluation des charges et surcharges :

➤ Terrasses inaccessible :

Tableau II.1 : Evaluation des charges des planchers d'une terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Epaisseurs "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Forme de pente	0.1	2.2
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.80
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 6.43 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q=1 kn/m²	

➤ **Terrasses accessible :****Tableau II.2:** Evaluation des charges des planchers d'une terrasse accessible.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Forme de pente	0.1	2.2
Plancher à Corps creux	0.20	2.8
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 6.81 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

➤ **Panneau dalle pleine d'une terrasse inaccessible (dernier niveau) :****Tableau II.3:** Evaluation des charges d'un plancher dalle pleine d'une terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Gravillon de protection	0.05	1.00
Forme de pente	0.1	2.2
Plancher dalle pleine	0.12	3
Enduit de ciment	0.02	0.4
Total charges permanentes	G = 6.72 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

➤ **Panneau dalle pleine (étage courant) :****Tableau II.4:** Charges d'un plancher dalle pleine d'une terrasse accessible.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher dalle pleine	0.12	3
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 4.69 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

➤ **Plancher Etage courant :****Tableau II.5:** Charges d'un plancher Corps creux (16+4).

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.10	1.00
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de Sable	0.03	0.36
Plancher à corps creux	0.20	2.8
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 5.33 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

➤ **Dalle pleine (balcon) :****Tableau II.6:** Evaluation des charges d'un Balcon.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Plancher dalle pleine	0.12	3
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 4.53 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 3.5 kn/m²	

➤ **Murs extérieur et murs de séparation entre appartements :****Tableau II.7:** Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.35
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.02	0.4
Total charges permanentes	G = 2.80 kn/m²	

➤ **L'acrotère :**

Tableau II.8: Evaluation des charges sur l'acrotère.

H _{hauteur} (cm)	E _{épaisseur} (cm)	Poids d'enduit en ciment (e =2cm)	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m ²)	G (KN/ml)
60	10	0.4	1.7	1.0	2.1

➤ **Les escaliers :**

Tableau II.9 : Evaluation des charges sur l'escalier.

Désignation des éléments	Paliers (KN/m ²)	Volées (KN/m ²)
Poids de la dalle	4.0	5.67
Poids des marches	0.00	1.87
Mortier de pose	0.4	0.40
Carrelage	0.44	0.44
Lit de sable	0.36	0.36
Revêtement vertical	0.00	0.28
Enduit de ciment	0.4	0.4
Total G KN/m²	5.6	9.42
Total Q KN/m²	2.5	2.5

II.3.3.2 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.

➤ **La loi de dégression des charges d'exploitation :**

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2... n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse :..... Q_0 .
- Sous le dernier étage :..... Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$:..... $Q_0+ (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$.

On adopte au préalable les sections des poteaux suivantes :

Tableau II.10 : Les sections et le poids des poteaux.

Etage	4 ^{ème} et 3 ^{ème} sous-sol	2 ^{ème} et 1 ^{er} sous-sol	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage
m ²)	55x50	50x45	45x40	40x35	35x30
G ₀ (KN)	19.66	16.08	12.87	10.01	7.51

Hauteur libre du poteau : $h_l = h_e - h_{\text{plancher}} = 3.06 - 0.2 = 2.86$ m pour tous les niveaux

Poids propres des poutres : $G_{\text{poutres}} = (0.3 \times 0.35 \times 25 \times L) = 2.625L$

L = la longueur de la poutre.

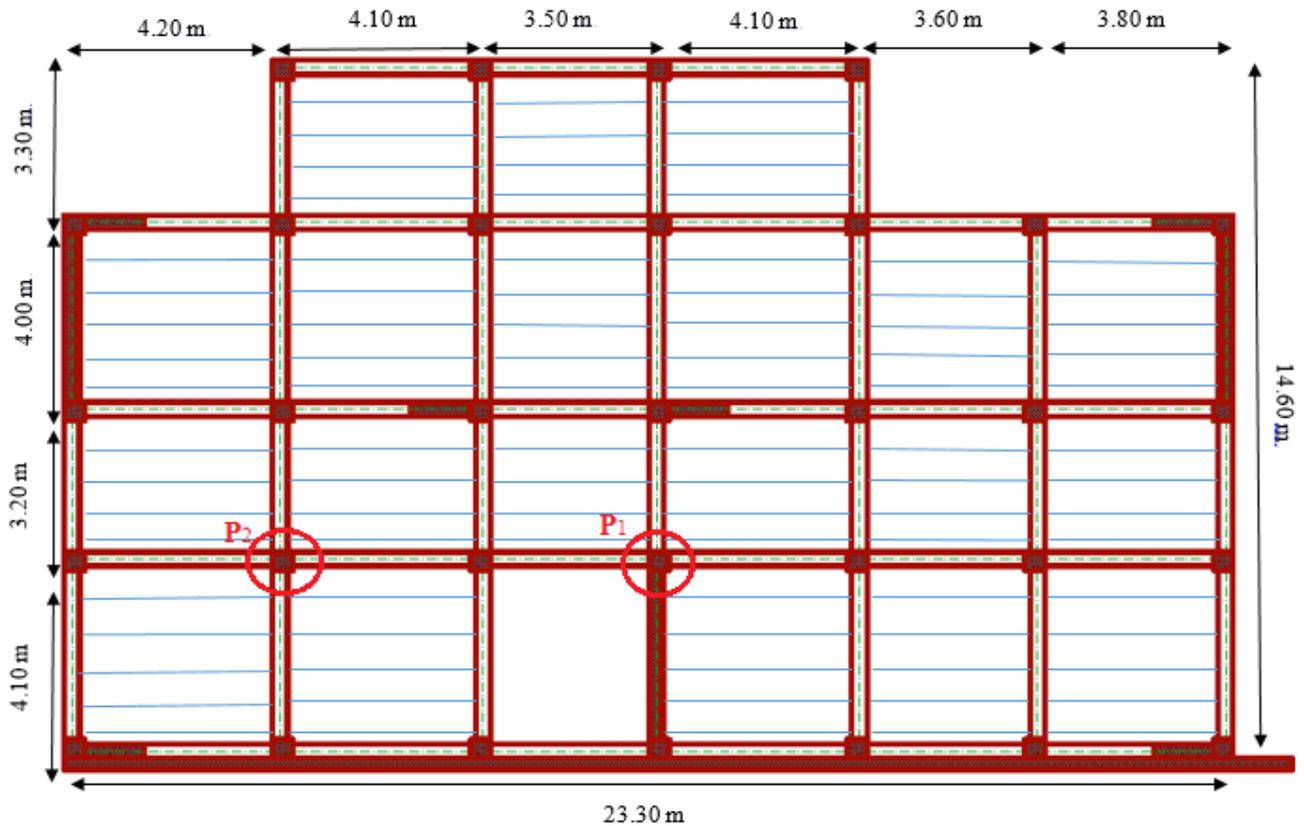


Figure II.8 : Vue en plan des poteaux les plus sollicités.

➤ Surfaces afférentes pour les poteaux les plus sollicités :

1) poteau (p1) au niveau de la cage d'escalier :

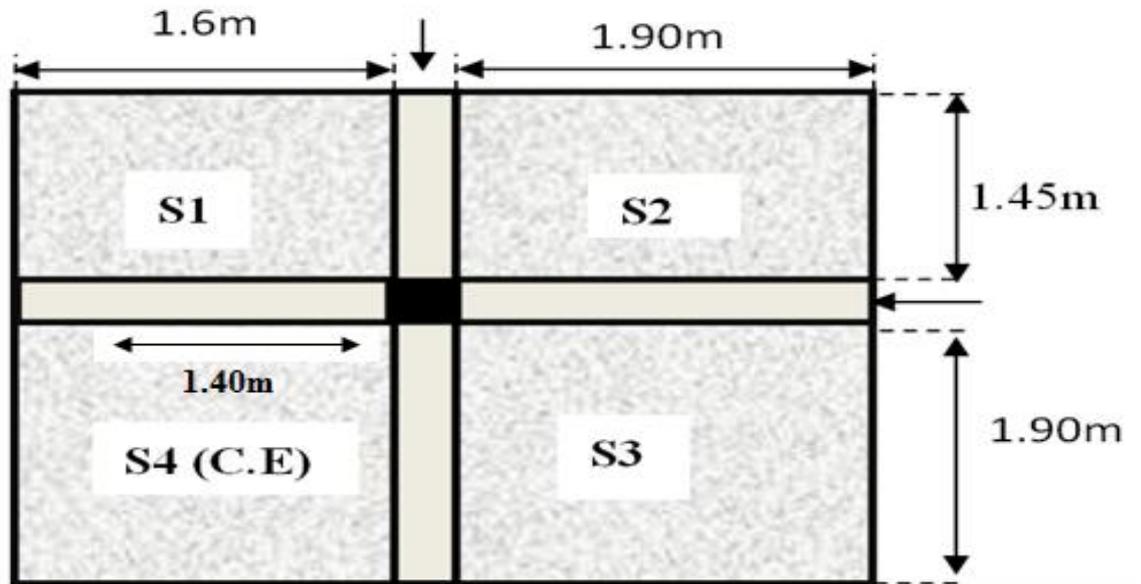


Figure II.9 : les surfaces afférentes du poteau (p1) au niveau de la cage d'escalier.

- Poutres principales (30×35).
- Poutres secondaires (30×35).
- $S_4 = S_{\text{escalier}} = 1.9 \times 1.4 = 2.66 \text{ m}^2$ (sauf pour la terrasse).
- $L = 1.4 \text{ m}$ (la largeur de la volée).
- Surface afférente: $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$.
- Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$
- Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.11 : Le calcul des surfaces pour chaque niveau.

Niveau	$S_{\text{afférente}}$ (m^2)	S_{escalier} (m^2)	S_{poutres} (m^2)	S_{totale} (m^2)
terrasse	11.725	/	2.055	13.78
RDC+4 étages+4entresol	8.685	2.66	2.055	13.4

• **Evaluation des charges « Q » pour le poteau d'escalier P₁ :**

- Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{\text{totale}}$$

- Surcharge sur escalier

$$Q_{\text{esc}} = q_{\text{esc}} \times S_{\text{esc}}$$

- Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_{i \text{ totale}}) + Q_{\text{esc}}$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.12 : Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₁.

Niveau	q (t/m ²)	q _{esc} (t/m ²)	Q _{esc} (t)	Q (t)
Terrasse inaccessible	0.10	/	/	1.378
RDC+4 étages+4 entre sol	0.15	0.25	0.665	2.276

Différentes Surcharges d'exploitation selon La loi de dégression :

N ₀ : 13.775KN.	(Terrasse inaccessible)
N ₁ : 13.775+22.76=36.535KN.	(Étage 4)
N ₂ : 13.775+0.95 (2*22.76) =57.019 KN.	(Étage 3)
N ₃ : 13.775+0.9 (3*22.76) =75.227KN.	(Étage 2)
N ₄ : 13.775+0.85 (4*22.76) = 91.159 KN.	(Étage 1)
N ₅ : 13.775+0.8 (5*22.76)= 104.815 KN.	(RDC)
N ₆ : 13.775 +0.75 (6*22.76) =116.195 KN.	(S-Sol -1)
N ₇ : 13.775 +0.71 (7*22.76) = 126.892 KN.	(S-Sol -2)
N ₈ : 13.775 +0.68 (8*22.76) =137.589 KN.	(S-Sol -3)
N ₉ : 13.775+0.66 (9*22.76) =150.403 KN.	(S-Sol -4)

L'application de la loi de dégression : les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.13 : La loi de dégression pour le poteau P₁.

Q _i	Q (t)
Q ₀	1.3775
Q ₁	3.6475
Q ₂	5.6905
Q ₃	7.5065
Q ₄	9.0955
Q ₅	10.4575
Q ₆	11.5925
Q ₇	12.6594
Q ₈	13.7263
Q ₉	15.043

- Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁ :

Tableau II.14 : Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁ :

G _i	Désignation	Section (m ²)	G total (t)
G₀	Terrasse inaccessible	11.72	7.981
	Poutres	0.35×0.30	1.798
	total	/	9.779
G₁	Venant de G ₀	/	9.779
	Plancher étage 4	8.685	4.63
	Poutres	0.35×0.30	1.798
	Poteaux	0.35×0.30	0.751
	Poids d'escalier	2.66	2.506
	total	/	19.464
G₂	Venant de G ₁	/	19.464
	Plancher étage 3	8.685	4.63
	Poutres	0.35×0.30	1.798
	Poteaux	0.4×0.35	1.001
	Poids d'escalier	2.66	2.506
	total	/	29.399

G_i	Désignation	Section (m²)	G total (t)
G₃	Venant de G ₂	/	29.399
	Plancher étage 2	8.685	4.63
	Poutres	0.35×0.30	1.798
	Poteaux	0.4×0.35	1.001
	Poids d'escalier	2.66	2.506
	total	/	39.334
G₄	Venant de G ₃	/	39.334
	Plancher étage 1	8.685	4.63
	Poutres	0.35×0.30	1.798
	Poteaux	0.45×0.40	1.287
	Poids d'escalier	2.66	2.506
	total	/	49.555
G₅	Venant de G ₄	/	49.555
	Plancher RDC	8.685	4.63
	Poutres	0.35×0.30	1.798
	Poteaux	0.45×0.4	1.287
	Poids d'escalier	2.66	2.506
	total	/	59.776
G₆	Venant de G ₅	/	59.776
	Plancher s-sol (-1)	8.685	4.63
	Poutres	0.35×0.30	1.798
	Poteaux	0.50×0.45	1.608
	Poids d'escalier	2.66	2.506
	total	/	70.318
G₇	Venant de G ₆	/	70.318
	Plancher s-sol (-2)	8.685	4.63
	Poutres	0.35×0.30	1.798
	Poteaux	0.50×0.45	1.608
	Poids d'escalier	2.66	2.506
	total	/	80.86

G_i	Désignation	Section (m ²)	G total (t)
G₈	Venant de G ₇	/	80.86
	Plancher s-sol (-3)	8.685	4.63
	Poutres	0.35×0.30	1.798
	Poteaux	0.55×0.50	1.966
	Poids d'escalier	2.66	2.506
	total	/	91.76
G₉	Venant de G ₈	/	91.76
	Poteaux	0.55×0.50	1.966
	Poids d'escalier	2.66	2.506
	total	/	96.232

A la base : $\begin{cases} G = 96.232t \\ Q = 15.04t \end{cases}$ pour le poteau P₁.

B) Poteau central « P₂ » :

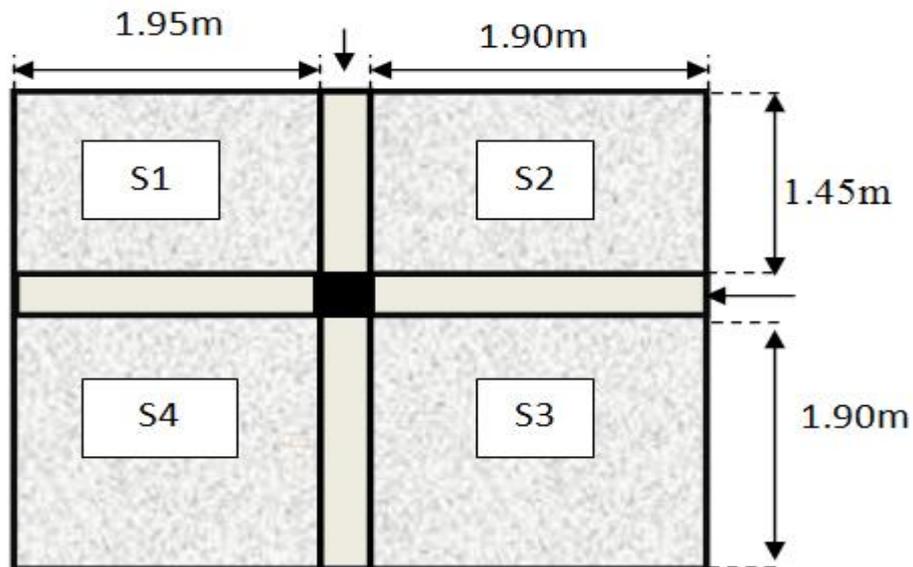


Figure II.10 : Surface afférente pour le poteau « P₂ ».

- Poutres principales (30×35).
- Poutres secondaires (30×35).
- ✓ Surface afférente: $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$.
- ✓ Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{Ps}}$
- ✓ Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.15 : Le calcul des surfaces pour chaque niveau :

Niveau	S afférente (m ²)	S escalier (m ²)	S poutres (m ²)	S totale (m ²)
Terrasse+RDC+4 étages+4entresol	12.897	/	2.16	15.057

• **Evaluation des charges « Q » pour le poteau d'escalier P₂ :**

- Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{\text{totale}}$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.16 : Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₂

Niveau	q (t/m ²)	Q (t)
Terrasse inaccessible	0.10	1.5057
RDC+4 étages+4 entre sol	0.15	2.258

Différentes Surcharges d'exploitation selon La loi de dégression :

N ₀ : 15.057KN.	(Terrasse inaccessible)
N ₁ : 15.057 +22.58= 37.637 KN.	(Étage 4)
N ₂ : 15.057 +0.95 (2*22.58) = 57.959 KN.	(Étage 3)
N ₃ : 15.057 +0.9 (3*22.58) =76.023 KN.	(Étage 2)
N ₄ : 15.057 +0.85 (4*22.58) = 91.829 KN.	(Étage 1)
N ₅ : 15.057 +0.8 (5*22.58) = 105.377	(RDC)
N ₆ : 15.057 +0.75 (6*22.58) =116.667 KN.	(S-Sol -1)
N ₇ : 15.057 +0.71 (7*22.58) = 127.279 KN.	(S-Sol -2)
N ₈ : 15.057 +0.68 (8*22.58) =137.892 KN.	(S-Sol -3)
N ₉ : 15.057 +0.66 (9*22.58) =150.40KN.	(S-Sol -4)

L'application de la loi de dégression : les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.17 : La loi de dégression pour le poteau P₂.

Q _i	Q (t)
Q ₀	1.5057
Q ₁	3.7637
Q ₂	5.7959
Q ₃	7.6023
Q ₄	9.1829
Q ₅	10.5377
Q ₆	11.6667
Q ₇	12.7279
Q ₈	13.7892
Q ₉	15.0605

- Evaluation des charges « G » pour le poteau P₂ :

Tableau II.18 : Evaluation des charges « G » pour le poteau P₂ :

G _i	désignation	Section (m ²)	G total (t)
G₀	Terrasse inaccessible	12.897	8.7828
	Poutres	0.35×0.30	1.89
	total	/	10.6728
G₁	Venant de G ₀	/	10.6728
	Plancher étage courant	12.897	6.874
	Poutres	0.35×0.30	1.89
	Poteaux	0.35×0.30	0.751
	total	/	20.187
G₂	Venant de G ₁	/	20.187
	Plancher étage courant	12.897	6.874
	Poutres	0.35×0.30	1.89
	Poteaux	0.4×0.35	1.001
	total	/	29.95

G_i	désignation	Section (m²)	G total (t)
G₃	Venant de G ₂	/	29.95
	Plancher étage courant	12.897	6.874
	Poutres	0.35×0.30	1.89
	Poteaux	0.40×0.35	1.001
	total	/	39.715
G₄	Venant de G ₃	/	39.715
	Plancher RDC	12.897	6.874
	Poutres	0.35×0.30	1.89
	Poteaux	0.45×0.40	1.287
	total	/	49.766
G₅	Venant de G ₄	/	49.766
	Plancher s-sol (-1)	12.897	6.874
	Poutres	0.35×0.30	1.89
	Poteaux	0.45×0.40	1.287
	total	/	59.817
G₆	Venant de G ₅	/	59.817
	Plancher s-sol (-2)	12.897	6.874
	Poutres	0.35×0.30	1.89
	Poteaux	0.50×0.45	1.608
	total	/	70.189
G₇	Venant de G ₆	/	70.189
	Plancher s-sol (-3)	12.897	6.874
	Poutres	0.35×0.30	1.89
	Poteaux	0.50×0.45	1.608
	total	/	80.561

G_i	désignation	Section (m²)	G total (t)
----------------------	--------------------	--------------------------------	--------------------

G₈	Venant de G ₇	/	80.561
	Plancher s-sol (-4)	12.897	6.874
	Poutres	0.35×0.30	1.89
	Poteaux	0.55×0.50	1.966
	total	/	91.29
G₉	Venant de G ₈	/	91.29
	Poteaux	0.55×0.50	1.966
	total	/	93.257

$$\text{A la base : } \begin{cases} G = 93.257t \\ Q = 15.04t \end{cases} \quad \text{pour le poteau P}_2$$

Les calculs montrent que le poteau « P₁ » est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{\text{totale}}=96.232t, Q_{\text{totale}}=15.04t$$

- **Calcul de l'effort normal ultime N_u :** N_u est calculé comme suit : **N_u = 1.35 G + 1.5 Q**

Tableau II.19 : L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau :

Niveau	G (t)	Q(t)	N _u (t)
N₀	9.779	1.3775	15.268
N₁	19.464	3.6475	31.747
N₂	29.399	5.6905	48.224
N₃	39.334	7.5065	64.360
N₄	49.555	9.0955	80.542
N₅	59.776	10.4575	96.384
N₆	70.318	11.5925	112.318
N₇	80.86	12.6594	128.150
N₈	91.76	13.7263	144.46
N₉	96.232	15.043	152.477

II.3.4. Vérifications :

- **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 96.232 + 1.5 \times 15.043 = 152.477 \text{ t}$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_U de 10%, tel que :

$$N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$$

$$\text{L'effort normal maximum } N_u = 152.477 \text{ t.}$$

$$\text{Donc : } N_u = 1.1 \times 152.477 = \mathbf{167.725 \text{ t}}$$

- **Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_U}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{1677.25 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.118 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.118 \text{ m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux

Tableau II.20 : Vérification de la résistance (compression simple) :

Niveau	N_U (MN)	B (m ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
4 ^{ème} s-sol	1677.25×10^{-3}	0.275	6.099	Vérifiée
3 ^{ème} s-sol	1589.06×10^{-3}	0.275	5.778	Vérifiée
2 ^{ème} s-sol	1409.65×10^{-3}	0.225	6.265	Vérifiée
1 ^{er} s-sol	1235.49×10^{-3}	0.225	5.491	Vérifiée
RDC	1060.224×10^{-3}	0.18	5.890	Vérifiée
1 ^{er} étage	885.96×10^{-3}	0.18	4.922	Vérifiée
2 ^{ème} étage	707.96×10^{-3}	0.14	5.05	Vérifiée
3 ^{ème} étage	530.46×10^{-3}	0.14	3.78	Vérifiée
4 ^{ème} étage	349.2×10^{-3}	0.105	3.325	Vérifiée

• **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \Rightarrow \min(35;30)\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \min(35;30)\text{cm} \geq \frac{286}{20} = 14.3\text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq 35 / 30 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

• **Vérification au flambement :**

D’après le (CBA 93), on doit vérifier que N_u (effort normal ultime)

$$N_u \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l’élancement.

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

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l’acier =1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec $l_f = 0.7 \times l_0$: la longueur de flambement.

$$i : \text{Rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$As \geq 0.8\% \times Br.$

On prend $As = 1\% \times Br.$

$$B_{\text{real}} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL91 (7-4-2)}$$

$$Br = (a-2) \times (b-2)$$

Il faut vérifier que : $Br \geq B_{\text{real}}$

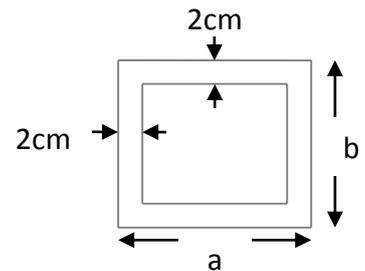


Fig. II.11. Section brute (B_r).

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{rcal} (cm ²)
55×50	2750	286	200.2	12.60	0.828	2544	1677.25	921.17
50×45	2250	286	200.2	13.87	0.824	2064	1409.65	777.96
45×40	1800	286	200.2	15.41	0.818	1634	1060.22	589.41
40×35	1400	286	200.2	17.34	0.810	1254	707.96	397.46
35×30	1050	286	200.2	19.81	0.798	924	349.2	198.99

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

- **Pré vérification de l'effort normal réduit :**

Selon le **RPA (article.7.1.3.3)** il faut vérifier :

$$\nu = \frac{N_u}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit

Tableau II.18 : Pré vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _u (KN)	ν	Observation
4^{ème} et 3^{ème} sous-sol	55×50	2750	1677.25	0.24	vérifiée
2^{ème} et 3^{ème} sous-sol	50×45	2250	1409.65	0.25	vérifiée
RDC et 1^{er} étage	45×40	1800	1060.22	0.23	vérifiée
2^{ème} et 3^{ème} étage	40×35	1400	707.96	0.20	vérifiée
4^{ème}	35×30	1050	349.2	0.13	vérifiée

II.4. Conclusion :

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

- Poutres principales : $35 \times 30 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $35 \times 30 \text{ cm}^2$.
- Poteaux du 4^{ème} et 3^{ème} sous-sol : $55 \times 50 \text{ cm}^2$
- Poteaux du 2^{ème} et 3^{ème} sous-sol : $50 \times 45 \text{ cm}^2$
- Poteaux du RDC et 1^{er} étage : $45 \times 40 \text{ cm}^2$
- Poteaux du 2^{ème} et 3^{ème} étage : $40 \times 35 \text{ cm}^2$
- Poteaux du 4^{ème} : $35 \times 30 \text{ cm}^2$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Un bâtiment est constitué d'un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

III.2 Etude des planchers :

III.2.1. Les poutrelles des planchers (16+4) :

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- **Critère de la plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : les poutrelles sont disposées selon le sens qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Le sens de disposition des poutrelles dans notre bâtiment et montré sur la figure (III.1)

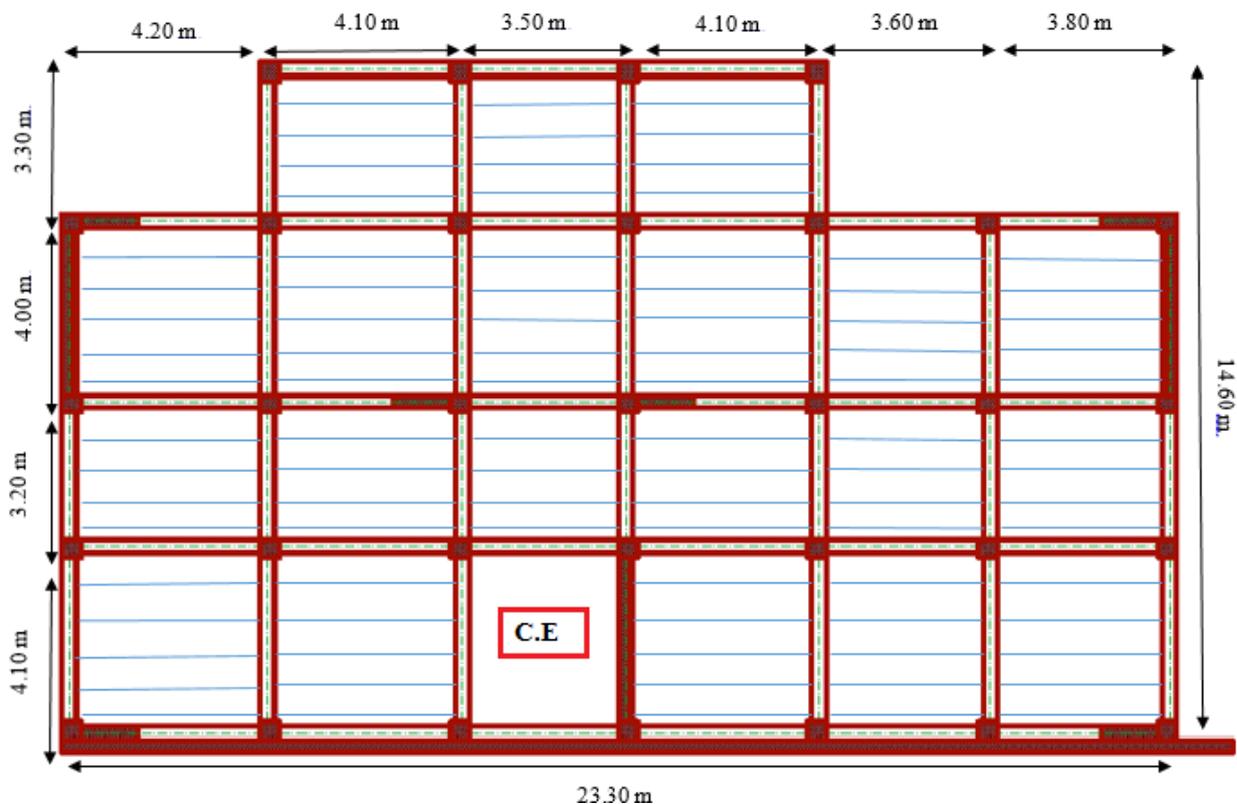


Figure III.1 : Schémas de disposition des poutrelles du plancher 16+4.

III.2.1.1 Les différents types de poutrelles obtenues sont :

Tableau III.1 : Schémas statiques des différents types de poutrelles

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

III.2.1.2 Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T, et le calcul des Sollicitations Peut se faire par les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.2.1.2.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire de BAEL (Art. L.III,2) :

- 1) $Q \leq \min(2 \times G; 5 \text{ KN}/\text{m}^2)$ plancher à surcharge modérée : cette condition est vérifiée pour les planchers à corps creux.
- 2) $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ toutes les travées de nos poutrelles vérifient cette condition.
- 3) Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
- 4) La fissuration est peu nuisible.

Donc on peut appliquer dans ce cas-là ; la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations.

III.2.1.3 Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

À l'ELU : $q_u=1.35G+1.5Q$; $P_u=l_0 \times q_u$

À l'ELS : $q_s=G+Q$; $P_s=l_0 \times q_s$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $l_0=0.65m$.

Tableau III.2 : Charges sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			qu (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	qs (KN/m ²)	Ps (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.43	1	10.18	6.62	7.43	4.83
Etages courant	5.33	1.5	9.45	6.14	6.83	4.44

III.2.1.4 Calcul des sollicitations :

Pour illustrer la méthode forfaitaire on prendra comme exemple la poutrelle types 4 du plancher étage d'habitation, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles seront résumés dans des tableaux.

- Poutrelles du plancher étage courant (Type 4) :

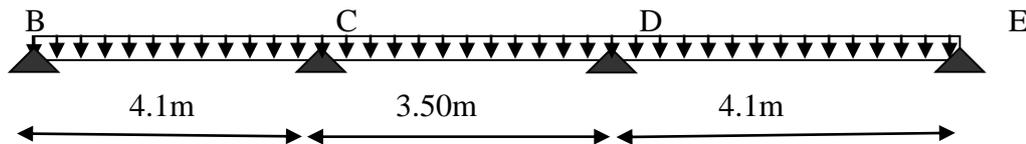


Figure III.2 : Schéma de la poutrelle de Type 4 de l'étage courant.

- moments isostatiques :

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{6.14 \times 4.1^2}{8} = 12.90 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{6.14 \times 3.50^2}{8} = 9.40 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_0^{DE} = \frac{6.14 \times 4.1^2}{8} = 12.90 \text{ KN.m}$$

- Moments sur les appuis :

Appuis de rive : $M_B=M_E=0.15M_0=1.93\text{KN.m}$.

Appuis intermédiaires : $M_C=M_D=-0.5 \max (M_0^{BC}; M_0^{CD}; M_0^{DE})=-0.5 \times 12.90=-6.45\text{KN.m}$

- Moments en travées :

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1+0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0 \\ 1,05 \cdot M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.33} = 0.22 ; \alpha = 0.22 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1.07 \geq 1.05 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.27 \end{cases}$$

Travée B-C :

$$M_t + \frac{0 + 6.45}{2} \geq (1.07 \times 12.90) \Rightarrow M_t \geq 10.58 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.27}{2} \times 12.90 \Rightarrow M_t \geq 8.19 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(10.58; 8.19) \Rightarrow M_t = 10.58 \text{KN.m}$$

Travée C-D :

$$M_t + \frac{6.45 + 6.45}{2} \geq 1.07 \times 9.40 \Rightarrow M_t \geq 3.61 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.07}{2} \times 9.40 \Rightarrow M_t \geq 5.03 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(3.61; 5.03) \Rightarrow M_t = 5.03 \text{KN.m}$$

Travée D-E :

$$M_t + \frac{6.45 + 0}{2} \geq 1.07 \times 12.90 \Rightarrow M_t \geq 10.58 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.27}{2} \times 12.90 \Rightarrow M_t \geq 8.19 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(10.58; 8.19) \Rightarrow M_t = 10.58 \text{KN.m}$$

• **L'effort tranchant :**

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant hyperstatique est considérée égal à l'effort tranchant isostatique $V_0 = \frac{P_u \times l_i}{2}$ sauf sur le premier appui intermédiaire ou l'effort tranchant isostatique doit être majeure de :

15% \Rightarrow s'il s'agit d'une poutre à deux travées.

10% \Rightarrow s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Travée B-C :

$$V_B = \frac{P_U \times L_{BC}}{2} = \frac{6.14 \times 4.10}{2} = 12.58 \text{KN.}$$

$$V_C = -1.10 \frac{P_U \times L_{BC}}{2} = \frac{6.14 \times 4.10}{2} = -13.85 \text{KN.}$$

Travée C-D

$$V_D = -1.10 \frac{P_U \times L_{CD}}{2} = -1.10 \frac{6.14 \times 3.50}{2} = -11.82 \text{KN.}$$

$$V_C = \frac{P_U \times L_{CD}}{2} = 1.10 \frac{6.14 \times 3.50}{2} = 11.82 \text{KN.}$$

Travée DE:

$$V_E = -\frac{P_U \times L_{DE}}{2} = -\frac{6.14 \times 4.10}{2} = -12.58 \text{KN.}$$

$$V_D = 1.10 \frac{P_U \times L_{DE}}{2} = 1.10 \frac{6.14 \times 4.10}{2} = 13.84 \text{KN.}$$

- **Plancher étage courant (Type 1) :**

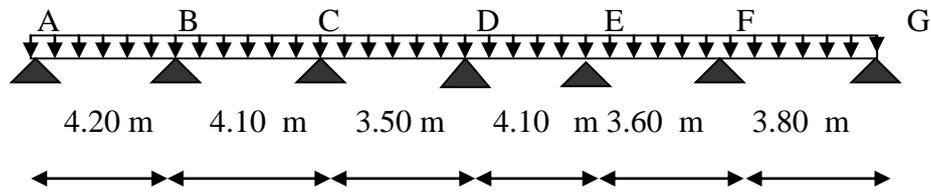


Figure III.3 : Schéma de la poutrelle de Type 1 de l'étage courant.

Les sollicitations obtenues à L'ELU et L'ELS sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.3 : Les sollicitations à de la poutrelle type 1 (étage habitation).

Travées	L (m)	P_u (kn/m)	P_s (kn/m)	M_0^u (kn*m)	M_0^s (kn*m)	M_g^u (kn*m)	M_d^u (kn*m)	M_t^u (kn*m)	V_g (kn)	V_d (kn)
A-B	4.2	6.14	4.44	13.54	9.79	2.03	-6.77	11.05	12.89	-14.18
B-C	4.1	6.14	4.44	12.9	9.33	-6.77	-5.42	7.70	13.85	-12.58
C-D	3.5	6.14	4.44	9.4	6.79	-5.42	-5.42	5.03	10.74	-10.74
D-E	4.1	6.14	4.44	12.9	9.33	-5.42	-5.42	8.38	12.58	-12.58
E-F	3.6	6.14	4.44	9.95	7.20	-5.42	-6.77	5.32	11.05	-12.15
F-G	3.8	6.14	4.44	11.08	8.01	-6.77	1.66	8.47	12.83	-11.66

- **Plancher étage courant (Type 2) :**

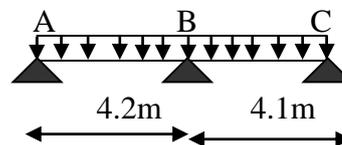


Figure III.4 : Schéma de la poutrelle de Type 2 de l'étage courant.

Les sollicitations obtenues à L'ELU et L'ELS sont présentées dans le tableau ci-dessous

Tableau III. 5: Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation type 2

Travées	L (m)	P_u (kn/m)	P_s (kn/m)	M_0^u (kn*m)	M_0^s (kn*m)	M_g^u (kn*m)	M_d^u (kn*m)	M_t^u (kn*m)	V_s (kn)	V_i (kn)
A-B	4.2	6.14	4.44	13.54	9.79	2.03	-8.12	10.37	12.89	-14.83
B-C	4.1	6.14	4.44	12.9	9.33	-8.12	1.93	9.7	14.47	-12.59

- Plancher étage courant (Type 3) :

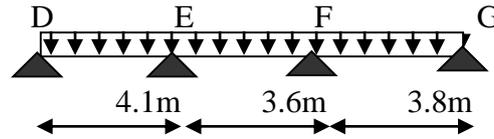


Figure III.5 : Schéma de la poutrelle de Type 2 de l'étage courant

Les sollicitations obtenues à L'ELU et L'ELS sont présentées dans le tableau ci-dessous

Tableau III.6 : Sollicitations de la poutrelle du plancher à usage d'habitation type 3

Travées	L (m)	P_u (kn/m)	P_s (kn/m)	M_0^u (kn*m)	M_0^s (kn*m)	M_g^u (kn*m)	M_d^u (kn*m)	M_t^u (kn*m)	V_g (kn)	V_d (kn)
D-E	4.1	6.14	4.44	12.9	9.33	1.93	6.45	10.53	12.58	-13.84
E-F	3.6	6.14	4.44	9.95	7.20	6.45	5.54	5.3	12.16	-12.16
F-G	3.8	6.14	4.44	11.08	8.01	5.54	1.66	9.04	12.83	-11.66

- Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables :

Tableau III.7 : Sollicitation les plus défavorables des poutrelles (étage habitation)

Types de poutrelles	ELU			ELS	
	M_a^{\max}	M_t^{\max}	V^{\max}	M_a^{\max}	M_t^{\max}
Type 1	6.77	11.05	14.18	4.9	7.99
Type 2	8.12	10.37	14.83	5.87	7.5
Type 3	6.45	10.53	13.84	4.67	7.61
Type 4	6.45	10.53	13.84	4.67	7.61

III.2.1.5 La sollicitation maximale (plancher 16+4) utilisée dans le ferrailage :

Tableau III.8 : Les sollicitations maximales des poutrelles.

Poutrelles	ELU				ELS	
	M_t^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	V_u^{\max} (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)
Etage courant	11.05	8.12	14.83	1.93	7.99	5.87

III.2.1.6 Ferrailage des poutrelles :

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

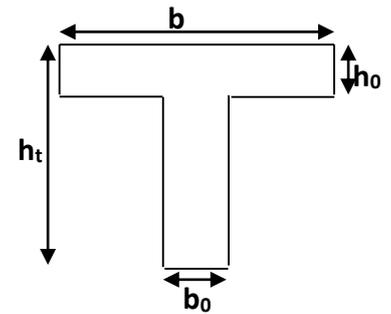


Figure III.6: schéma d'une poutrelle

III.2.1.7 Le dimensionnement des poutrelles :

$h_t = 20 \text{ cm}$; $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t = (8 \text{ à } 12)$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm}$; $b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$

Avec :

L_x : distance entre nus de deux poutrelles successives ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L_y : représente la travée minimale (entre nus des poutres perpendiculaires à L_x)

$L_y = 3.5 - 0.3 = 3.2 \text{ m}$.

$\frac{b-10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}, \frac{320}{10} \right]$; $\text{Min} \left[\frac{55}{2}, \frac{320}{10} \right] = 27.5 \text{ cm}$

On adopte : $b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

$b = 2 * b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 * 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$.

Soit : **$b = 65 \text{ cm}$** .

III.2.1.8 Calcul des armatures longitudinales :

- Plancher étage d'habitation
- Calcul à l'ELU :

Calcul du moment équilibré par la table de compression M_{tu} : $d = 0.9h$.

Si : $M_u \leq M_{TV} = b * h_0 * f_{bu} * \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b * h$).

Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

On à $M_t^{max} = 11.05 \text{ KN.m}$

$M_{tu} > M_t^{max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire $b \times h$.

1- En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.05 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.037 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A : $\varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$.

$\mu_{bu} = 0.037 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.047$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.045) = 0.176 \text{m}.$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{11.05 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} \Rightarrow A_a = 1.804 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 1.804 \text{cm}^2.$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow (A_{min} = 1.41 \text{cm}^2) < A_a$$

On opte pour : **A_{tr} = 2HA12+1HA10 = 3.05cm²**

2- En appuis :

a) Appuis intermédiaires : $M_a^{\max} = -8.12 \text{KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.12 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.176 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A $\Rightarrow \xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$

$\mu_{bu} = 0.176 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée ;

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.244$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.244) = 0.162 \text{m}.$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{8.12 \times 10^{-3}}{348 \times 0.162} \Rightarrow A_a = 1.44 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 1.44 \text{cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.174 \times 10^{-5} \text{m}^2$$

$$\Rightarrow (A_{min} = 0.217 \text{cm}^2) < A_a$$

On opte pour : **A_a = 1HA12+1HA8 = 1.63 cm²**

a) Appui de rive :

L'appui de rive est ferrailé avec un moment de rive :

$$M^{\text{rive}} = -0.15 M_0 = -1.93 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.93 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.042 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A $\Rightarrow \xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$

$\mu_{bu}=0.042 < \mu_1=0.392 \Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée ;

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.053$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.053) = 0.176m.$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{1.85 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} \Rightarrow A_a = 0.302 \times 10^{-4} m^2 = 0.302 cm^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.2174 * 10^{-4} m^2$$

$$\Rightarrow (A_{\min} = 0.217 cm^2) < A_a$$

On opte pour : $A_{rive} = 1HA12 = 1.13 cm^2$.

- **Vérification à l'ELU :**

- a) **Cisaillement :**

$$V^{\max} = 14.83 kN \Rightarrow \tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{14.83 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.82 MPa$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa \right] = 3.33 MPa \\ \tau_u < \bar{\tau}_u. \quad \text{Vérifier.} \end{cases}$$

- b) **Calcul des armatures transversales :**

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = 5.71 mm ; \text{ On adopte un étrier } \emptyset 6 \text{ avec } A_t = 2\emptyset 6 = 0.56 cm^2$$

- c) **Les espacements :**

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 16.2cm$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f'_{ij} K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \text{ CBA.ArtA.5.1.2.3} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases}$$

$$\alpha = 90^0 \text{ (Flexion simple, cadres droites.)}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.56 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400}{0.10(0.76 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0.69m$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.56 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.10} \Rightarrow S_t \leq 0.56m$$

On prend $S_t = 15cm$

d) Vérification des armatures longitudinales A_l à l'effort tranchant V_u :

- **Au niveau de l'appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow \left(14.83 \times 10^{-3} - \frac{8.12 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) \times \frac{1.15}{400}$$

$$A_l \geq -1.015 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = -1.015 \text{ cm}^2$$

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

- **Au niveau de l'appui de rive :**

On a : $M_u = 0 \text{ KN.m}$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{14.83 \times 10^{-3} \times 1.05}{400} = 0.389 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow$$

$$A_l = 1.13 \text{ cm}^2 \geq 0.389 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfié}$$

e) Vérification de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{14.83 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.10}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.968 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.968 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$

- **Vérification à l'ELS :**

a) État limite de compression du béton :

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

En travée : $M_t^{\max} = 7.99 \text{ KN.m}$

- 1) Position de l'axe neutre y :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = -1.61 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T \acute{e})

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$10y^2 + 531.5y - 2527 = 0 \dots \dots \dots (1) \text{ Solution d'équation : } y = 4.39 \text{ cm}$

- 2) Moment d'inertie I de la section efficace :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = 10034.12 \text{ cm}^2.$$

3) Contrainte de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7.99 \times 10^{-3}}{10034.12 \times 10^{-8}} \times 0.0439 = 3.49 MPa$$

Donc : $\sigma_{bc} = 3.49 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 15 MPa$ vérifié. **(BAEL E.III.2)**

En appuis intermédiaire : $M_{ser}^{max} = -5.87 KN.m$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$\left(\frac{b_0}{2} \times y^2\right) + (15 \times A) \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + (15 \times 1.63 \times y) - (15 \times 1.63 \times 18) = 0$$

$5y^2 + 24.45y - 440.1 = 0$ (2) Solution d'équation : $y = 7.25 cm$

$$I = \left(\frac{b_0}{3} \times y^3\right) + (15 \times A) \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10}{3} \times (7.25)^3 + (15 \times 1.63) \times (18 - 7.25)^2 \Rightarrow I = 4095.76 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5.87 \times 10^{-3}}{4095.76 \times 10^{-8}} \times 0.0725 = 10.38 MPa$$

Donc : $\sigma_{bc} = 10.38 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 15 MPa$ vérifié

b) Etat limite de déformation :

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

• Evaluation de la flèche :

Pour illustrer l'évaluation de la flèche, on prendra comme exemple la poutrelle type trois du plancher étage d'habitation, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur le (tableau III.11).

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}; \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)} \\ \frac{A}{bd_x} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\text{on a } \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2}{4.20} \leq \frac{11.05}{15 \times 13.54} \Rightarrow 0.047 \leq 0.054 \Rightarrow \text{C'est vérifiée.} \\ \frac{3.05 \times 10^{-3}}{0.18 \times 0.1} \geq \frac{4.2}{400} \Rightarrow \text{C'est pas vérifiée.} \end{array} \right.$$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de : $f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{420}{500} = 0.84\text{cm}$

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

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

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

Evaluation des moments en travée selon le chargement considéré :

- $q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.80 = 1.82\text{KN/m} \Rightarrow$ si La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.
- $q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.33 = 3.46\text{KN/m} \Rightarrow$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.
- $q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.33 + 1.5) = 4.43\text{KN/m} \Rightarrow$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

Poutrelle isostatique $M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8}$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = \frac{1.82 \times 4.20^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 4.01\text{KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = \frac{3.46 \times 4.20^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 7.63\text{KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = \frac{4.43 \times 4.20^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 9.77\text{KN.m}$$

1. Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : $y = 4.39\text{ cm}$

Moment d'inertie de la section efficace : $I = 10034.12\text{cm}^4$

Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$Y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A * d + A' * d')}{b_0 * h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')} \Rightarrow Y_G = 7.01\text{cm.}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$$I_0 = \frac{65}{3} (7.01)^3 + 10 \frac{(20 - 7.01)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(7.01 - 4)^3}{3} + 15 [3.05 (18 - 7.01)^2 + 0]$$

$$I_0 = 20722.33\text{ cm}^2.$$

• **Calcul des contraintes :**

$$\Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.01 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0439)}{10034.12 \times 10^{-8}} = 81.58 \text{MPa} \quad \sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{7.63 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0439)}{10034.12 \times 10^{-8}} = 155.24 \text{MPa} \quad \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.77 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0439)}{10034.12 \times 10^{-8}} = 198.77 \text{MPa} \quad \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives(I_f) :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = 2.5 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.00 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 81.58 + 2.1} = 0.52$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 198.77 + 2.1} = 0.76$$

$$\mu_g = 0.71$$

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

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 20722.33}{1 + (2.5 \times 0.52)} = 9910.68 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 20722.33}{1 + (2.5 \times 0.71)} = 8214.26 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 20722.33}{1 + (2.5 \times 0.76)} = 7860.19 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 20722.33}{1 + (1 \times 0.71)} = 13330.15 \text{cm}^4$$

• **Calcul des flèches :**

$E_i = 32164.2 \text{Mpa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{Mpa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{4.01 \times 10^{-3} \times 4.20^2}{10 \times 32164.2 \times 9910.68 \times 10^{-8}} = 0.0022 \text{m}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} \Rightarrow f_{ig} = \frac{7.63 \times 10^{-3} \times 4.20^2}{10 \times 32164.2 \times 8214.26 \times 10^{-8}} = 0.0051m$$

$$f_{ip} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} \Rightarrow f_{ip} = \frac{9.77 \times 10^{-3} \times 4.20^2}{10 \times 32164.2 \times 7860.19 \times 10^{-8}} = 0.0066m$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{7.63 \times 10^{-3} \times 4.20^2}{10 \times 10721.4 \times 13330.15 \times 10^{-8}} = 0.009m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.009 - 0.0022 + 0.0066 - 0.0051 \Rightarrow \Delta f_t = 0.0082m$$

$$\Delta f = 0.82cm < f_{adm} = 0.84cm \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

III.2.1.9 Le résumé des ferrailages de tous les poutrelles :

Tableau III.9 : résumé de ferrailage des poutrelles.

		M (KNm)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Etage courant	travée	11.05	0.037	0.047	17.6	1.804	1.41	2HA12+1HA10=3.05
	Appuis interm	8.12	0.176	0.244	16.2	1.44	0.217	1HA12+1HA8=1.63
	Appuis de rive	1.93	0.042	0.053	17.6	0.302	0.217	1HA12=1.13

- Vérifications des contraintes à ELS :
 - Etat limite de compression de béton :

Tableau III.10 : Vérification des états limite de compression du béton.

		M (KNm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
Etage courant	travée	7.99	4.39	10034.12	3.49	15	Vérifié
	Appuis	5.87	7.25	4095.76	10.38	15	Vérifié

III.2.10 Schémas de Ferrailage des Poutrelles (plancher 16+4)

Tableau III.11 : Schémas de ferrailage des différents types des poutrelles.

	Travée	Appui de rive	Appui intermédiaire
Plancher étage courant			

III.2.2 Etude de la dalle de compression :

On utilise un treillis soudé de nuance $f_e = 400\text{MPa}$

III.2.2.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit : $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; (St = 20cm) $\leq 20\text{cm}$vérifiée.

III.2.2.2 Armatures parallèles aux poutrelles :

$A_{//} = A_{\perp}/2 = 0.65/2 = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$ choisit : $4\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / m$ (St = 25) $\leq 30\text{cm}$C'est vérifié.

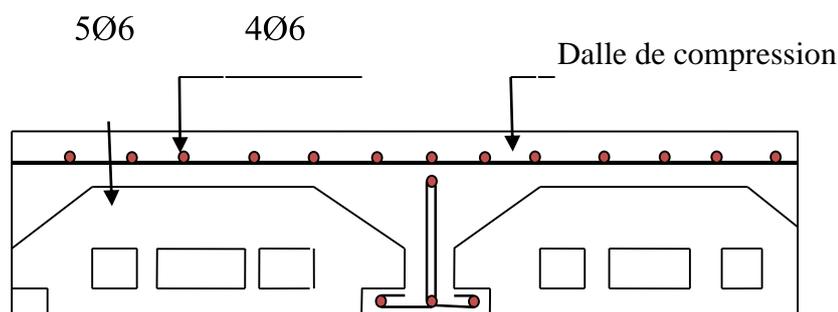


Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3 Etude de la poutre de chaînage :

III.3.1 Définition :

Le chaînage horizontal : Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure, elles servent de porte à faux.

III.3.2 Dimensionnement :

$$L_{max} = 4.10m$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 27.33cm \leq h \leq 41cm \text{ Condition de flèche..... (RPA (Art 9.3.3))}$$

$$h \geq 15cm; b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \text{ (30 cm est l'épaisseur de mur). On adopte : } h=30cm ; b=25cm.$$

III.3.3 Calcul des sollicitations :

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.30 \times 0.25 \Rightarrow P_p = 1.87KN/m$

Poids des murs : $P_m = 2.85 \times (3.06 - 0.3) \Rightarrow P_m = 7.86 KN/m.$

$$P_u = 1.35 \times (1.87 + 7.86) \Rightarrow P_u = 13.14 KN/ml ;$$

$$P_s = 7.86 + 1.87 = 9.73KN/ml$$

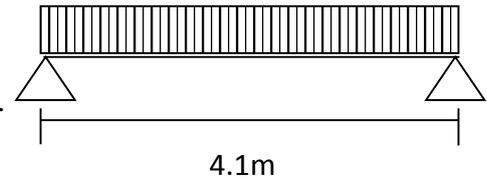


Figure III.8: *schemat statique poutre de chaînage*

III.3.4 Calcul à l'E.L.U

$$M_u = P_u \frac{L_{max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 27.61KN m ; \quad M_t = 0.75M_u \Rightarrow M_t = 20.7KN.m;$$

$$M_a = -0.5M_u = -13.8KN.m$$

III.3.5 Calcul des armatures longitudinales :

$$d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.30 \Rightarrow d = 0.27m$$

Tableau III.12. *Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.*

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_s \text{ adopté}(cm^2)$
En travée	20.7	0.079	0.10	0.259	2.29	0.978	3HA12=3.39
En appui	-13.8	0.053	0.086	0.26	1.52	0.978	3HA10=2.36

III.3.6 Vérifications à l'E.L.U

• **Effort tranchant**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 26.94KN \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.39MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{C28}; 4MPa\right) = 3.25MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10mm$$

$$\text{Soit un cadre HA10 plus un étrier HA10} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14cm^2$$

- **L'espaceur:**

$$1) St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 28.12 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8f_e}{b_0(\tau_u - 0.3Kf_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{3.14 \times 0.8 \times 400}{25(0.341 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \dots\dots\dots(\text{CBA Art A.5.1.2.3})$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 25} \Rightarrow S_t \leq 90\text{cm}$$

Le RPA99/ version2003 exige un espaceur $S_t \leq \min(h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

On adopte $S_t = 15\text{cm}$.

III.3.7 Vérification à l'E.L.S

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$M_s = 20.44\text{KN.m.}$$

$$M_t^s = 0.75 \times M_s = 15.33 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = -0.5 \times M_s = -10.22\text{KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y: \quad A_t = 3.39\text{cm}^2; \quad \frac{b}{2} y^2 + 15A_t \times y - 15A_t \times d = 0 \Rightarrow y = 8.021\text{cm}$$

$$A_a = 2.36\text{cm}^2; \quad \frac{b}{2} y^2 + 15A_a \times y - 15A_a \times d = 0 \Rightarrow y = 6.889\text{cm}$$

$$\text{Calcul de } I: \quad I = b \frac{y^3}{3} + 15 \times A_t \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 23476.72\text{cm}^4$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 \times A_a \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 17587.01\text{cm}^4$$

En travée: $(\sigma_{bc} = 5.58\text{MPa}) < 15\text{MPa} \dots\dots\dots$ Vérifiée

En appuis: $(\sigma_{bc} = 4.26\text{MPa}) < 15\text{MPa} \dots\dots\dots$ Vérifiée

- **Evaluation de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0732 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.075 > 0.0749;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4}{f_e} \Rightarrow 0.005 < 0.01 \Rightarrow \text{D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire}$$

III.3.8 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage :

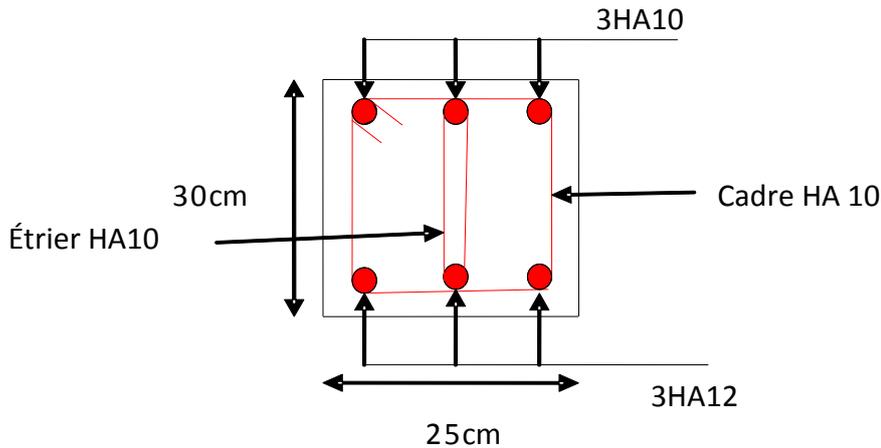


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.4 Etudes des dalles pleines :

III.4.1 : Dalle sur deux appuis type 1 (balcon) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.3}{3.6} = 0.36 \Rightarrow \rho \leq 0.4 \Rightarrow$$

La dalle travaille dans un seul Sens.

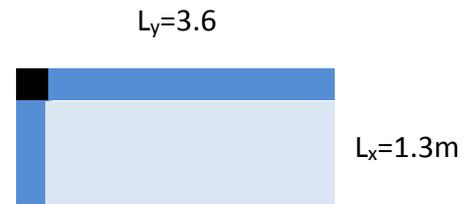


Figure III.10 : dalle pleine sur 2 appuis

III.4.1.1 : Calcul des sollicitations à l'ELU :

On a: $G=4.53 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$;

$$q_u = 11.36 \text{ KN/m}^2;$$

$$q_s = 8.03 \text{ KN/m}^2$$

$Q = 1 \text{ KN}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps).

$$Q_u = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml.}$$

Calcul des moments isostatique :

a) Calcul des sollicitations

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2} + Q_U \times l$$

$$V_u = P_u \times l + Q_U$$

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} + Q_s \times l$$

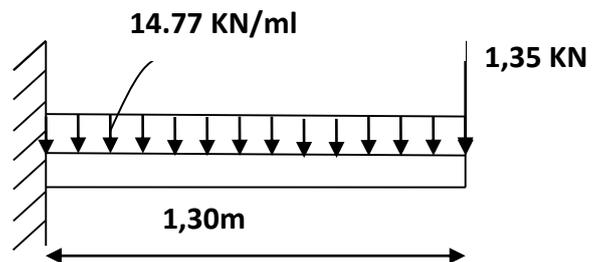


Figure III.11 : schéma statique de la dalle (type 1)

$$M_U = \frac{14.77 \times 1.30^2}{2} + 1.35 \times 1.30 = 14.23 \text{ KN.m.}$$

$$V_u = 14.77 \times 1.30 + 1.35 = 20.55 \text{ KN.}$$

b) Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a : $b=100\text{cm}$; $h=12\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $d=10\text{cm}$

Tableau III.13 : Résultats de ferrailage d'une dalle pleine type 1

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A calculé (cm ²)	A' (cm ²)	Aadopté(cm ²)
14.23	0.10	0.13	9.47	4.39	0	4T12=4.52

➤ Les armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2,01\text{cm}^2 / \text{ml}$$

III.4.1.2 : Vérifications à l'E.L.U :**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,10 \times \frac{2,1}{400} = 1,21\text{cm}^2.$$

$A_{\min}=1,21 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}}=4.33 \text{ cm}^2$ c'est vérifié.

b) Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

On opte pour : $S_t=25\text{cm}$

c) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau^{\text{lim}} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{20.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} \Rightarrow \tau_u = 0.20\text{MPa} \leq \tau^{\text{lim}} = 1.17\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Pas d'armatures transversales

d) Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_t \geq \frac{V^{\max} \times \gamma_s}{f_e}$$

D'où : $4.52 \text{ cm}^2 > 0.06\text{cm}^2$vérifiée.

III.4.1.3 : Vérifications l'E.L.S :

a) Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + Q_s \times l = \frac{10.45 \times 1.30^2}{2} + 1 \times 1.30 = 10.13 \text{ KN.m}$$

Tableau III.14 : Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS.

M (KN.m)	A(cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
10.13	4.52	3.06	4224.33	0.058	15

b) Vérification de la flèche :

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.30} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{A}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} ; \quad 4.52 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.1.4 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis type1 (balcon) :

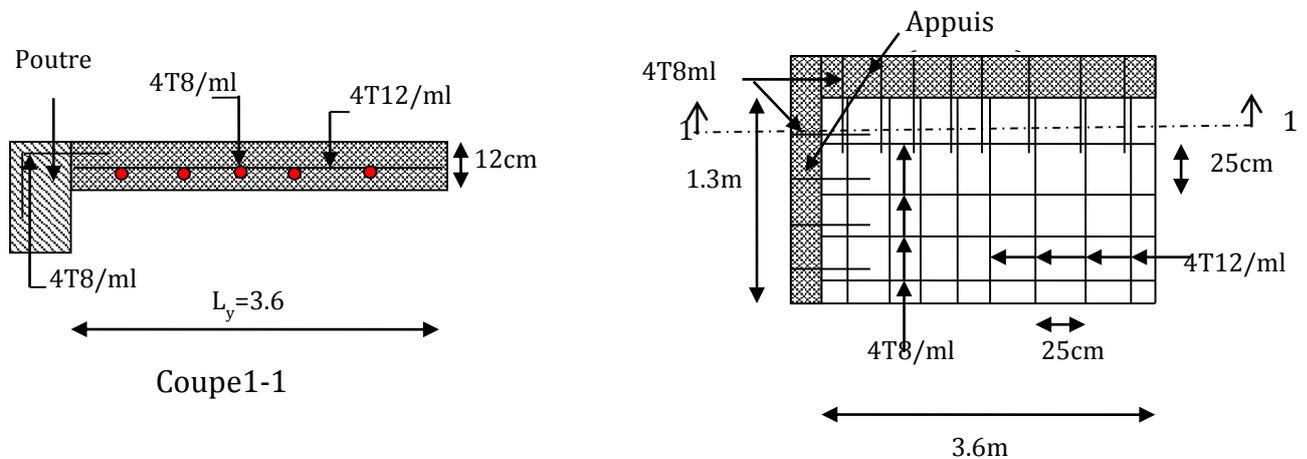


Figure III.12 : schéma de ferrailage dalle pleine deux appuis (balcon).

III.4.2 Dalle pleine sur trois appuis type 2 (balcon) :

On a :

$$L_x = 1.85\text{m}$$

$$L_y = 3.7\text{m}$$

$$L_y/2 = 3.7/2 = 1.85 \Rightarrow L_x = \frac{L_y}{2}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_o^x = \frac{q \times l_y^3}{24} \\ M_o^y = \frac{q \times l_y^2 (l_x - l_y / 2)}{8} + \frac{q \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

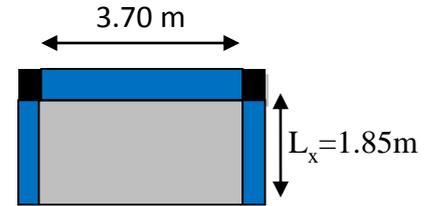


Figure III. 13 : dalle pleine sur 3 appuis type 2.

On a : $G = 4.53 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 4.53) + (1.5 \times 3.5) = 11.36 \text{ KN/m}^2$$

III.4.2.1 Calcul à l'ÉLU :

$$\begin{cases} M_o^x = \frac{q \times l_y^3}{24} \\ M_o^y = \frac{q \times l_y^2 (l_x - l_y / 2)}{8} + \frac{q \times l_y^3}{48} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_o^x = 23.97 \text{ KN.m} \\ M_o^y = 11.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85M_o^x = 0.85 \times 23.97 = 20.38 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85M_o^y = 0.85 \times 11.99 = 10.19 \text{ KN.m} \end{cases}$

- En appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_o^x = -0.3 \times 23.97 = -7.19 \text{ KN.m}$$

III.4.2.2 Calcul des armatures :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a :

$$b = 100\text{cm} ; h = 14\text{cm} ; c = 2 ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa} ; d = 10\text{cm}$$

Tableau III.15 : Ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis (balcon).

Sens		M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
travée	x-x	20.38	0.143	0.19	9.24	6.34	1.2	6HA14=9.24cm ²
	y-y	10.19	0.0717	0.093	9.63	3.04	0.96	4HA10=3.16cm ²
appui	x-x	7.19	0.0506	0.065	9.74	2.12	1.2	4HA10=3.16cm ²
	y-y							

a) Espacement des armatures :

Sens x-x: $S_t \leq \min [2e ; 25 \text{ cm}]$; on a $S_t = 20 \text{ cm}$.

Sens y-y: $S_t \leq \min [3e ; 33 \text{ cm}]$; on a $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) Vérification des armatures secondaires :

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 3.16 \text{ cm}^2 \geq 2.31 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 8.4 \text{ KN}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{3} = 7 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.4}{1 \times 0.10} = 0.084 \text{ MPa}$$

$\tau \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$ (y'a pas de risque rupture par cisaillement)

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau \leq 1.17 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$ (y'a pas d'armatures transversales)

Pas d'armature transversale

III.4.2.3 Vérification à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 4.69 + 3.5 = 8.19 \text{ KN/m}$$

$$M_{0ser}^x = 17.28 \text{ KN.m} ; M_{txser} = 14.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{axser} = M_{ayser} = -5.18 \text{ KN.m}$$

•Sens x-x :

$A_x = 9.24 \text{ cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 10 \text{ cm}$.

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 15 \times 9.24 \times y - 15 \times 9.24 \times 10 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.06 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \times 4.06^3 + 15 \times 9.24 \times (10 - 4.06)^2$$

$$\Rightarrow I = 7121.087 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{iser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 8.21 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.21 \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser}(d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \times \frac{14.4(10-4.06) \times 10^{-5}}{7121.08 \times 10^{-8}} = 180.17 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 180.17 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau III.16 : Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	y(m)	I (Cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
En travée	14.4	4.06	7121.08	8.21	15	Vérifiée
En appui	-5.18	3.24	4685.42	3.58	15	Vérifiée

III.4.2.4 Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.12}{1.85} \geq \left(\frac{14.4}{20 \times 17.28}, 0.037\right) \\ \frac{9.24}{100 \times 10} \geq \frac{2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.065 \geq 0.042 \\ 9.24 \times 10^{-3} \geq 5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

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

La flèche admissible pour une longueur inférieure à 5m est de : $f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$

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

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

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

Evaluation des moments en travée selon le chargement considérée :

- $q_{jser} = 1.85 \times 2.8 = 5.18 \text{ KN/m}$ La charge permanente qui revient au balcon sans la charge de revêtement.
- $q_{gser} = 1.85 \times 4.53 = 8.38 \text{ KN/m}$ La charge permanente qui revient au balcon
- $q_{pser} = 1.85 \times (4.53 + 3.5) = 14.85 \text{ KN/m}$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$\text{Moments correspondants : } M_{ser} = 0.85 * \frac{q_{ser} \times l^3}{24}$$

$$M_{jser} = 0.85 * \frac{q_{jser} \times l^3}{24} \Rightarrow M_{jser} = 0.85 * \frac{5.18 \times 3.7^3}{24} \Rightarrow M_{jser} = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 * \frac{q_{gser} \times l^3}{24} \Rightarrow M_{gser} = 0.85 * \frac{8.38 \times 3.7^2}{24} \Rightarrow M_{gser} = 15.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 * \frac{q_{pser} \times l^3}{24} \Rightarrow M_{pser} = 0.85 * \frac{14.85 \times 3.7^3}{24} \Rightarrow M_{pser} = 26.64 \text{ KN.m}$$

➤ **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(3.7 * 0.12)(0.06) + 15 * 9.24 * 10^{-4} * 0.1}{(3.7 * 0.12) + 15 * 9.24 * 10^{-4}}$$

$$y_G = 0.0612 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{3.7 * 0.12^3}{12} + (3.7 * 0.12) \left(\frac{0.12}{2} - 0.0612 \right)^2 = 5.33 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_0 = 53343.9 \text{ cm}^2.$$

• **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{9.29 \times 10^{-3} \times (0.1 - 0.0612)}{53343.9 \times 10^{-8}} = 10.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{15.03 \times 10^{-3} \times (0.1 - 0.0612)}{53343.9 \times 10^{-8}} = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{26.64 \times 10^{-3} \times (0.1 - 0.0612)}{53343.9 \times 10^{-8}} = 1.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives (I_f) :**

$\lambda_i = 0.87$ Déformation instantanée.

$\lambda_v = 0.35$ Déformation différée.

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00924 \times 10.13 + 2.1} = -0.48$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00924 \times 1.09 + 2.1} = -0.72$$

$$\mu_p = 0$$

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

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{f_{ij}} = 58678.29 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{ig}} = 58678.29 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{f_{ip}} = 58678.29 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 58678.29 \text{ cm}^4$$

•Calcul des flèches :

$E_i = 32164.2\text{Mpa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4\text{Mpa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{10.13 \times 10^{-3} \times 1.85^2}{10 \times 32164.2 \times 58678.29 \times 10^{-8}} = 0.00018\text{m}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} \Rightarrow f_{ig} = \frac{1.09 \times 10^{-3} \times 1.85^2}{10 \times 32164.2 \times 58678.29 \times 10^{-8}} = 0.000002\text{m}$$

$$f_{ip} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} \Rightarrow f_{ip} = \frac{1.94 \times 10^{-3} \times 1.85^2}{10 \times 32164.2 \times 58678.29 \times 10^{-8}} = 0.000035\text{m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{1.09 \times 10^{-3} \times 1.85^2}{10 \times 10721.4 \times 58678.29 \times 10^{-8}} = 0.00010\text{m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.00010 - 0.00018 + 0.000035 - 0.000002 = -0.000065\text{m}$$

$\Delta f = -0.0065\text{cm} < f_{adm} = 0.84\text{cm} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée

III.4.2.5 Schéma de ferrailage dalle pleine sur trois appuis type2 (balcon) :

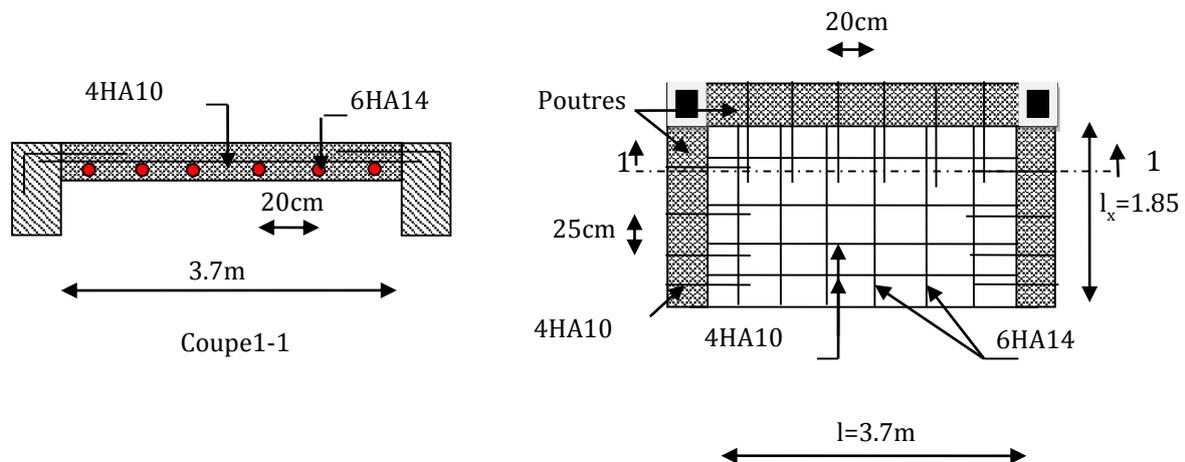


Figure III. 14 : schéma de ferrailage dalle pleine trois appui (balcon)

III.5 Etude des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailier comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur h. Le dimensionnement et le poids revenant à l'escalier sont calculés au chapitre II.

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

III.5.1 Evaluation des charges et surcharges :

$$\text{Le palier : } \begin{cases} G=5.69 \text{ KN/m}^2 \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{La volée } \begin{cases} G=9.42 \text{ KN/m}^2 \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

III.5.2 Combinaisons de charge :

• A l'ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \quad \bullet \text{ A l'ELS}$$

$$q_s = G + Q$$

$$\text{La volée : } q_u = 1.35 \times 9.42 + 1.5 \times 2.5 = 16.47 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 9.42 + 2.5 = 11.92 \text{ KN/m}$$

$$\text{Le palier : } q_u = 1.35 \times 5.6 + 1.5 \times 2.5 = 11.31 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 5.6 + 2.5 = 8.1 \text{ KN/m}$$

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 16.47 \times 2.4 + 11.31 \times 1.40$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 55.36 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow \left(16.47 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2}\right) + 11.31 \times 1.4 \times \left(\frac{1.4}{2} + 2.4\right) = R_B \times 3.80$$

$$\Rightarrow R_B = 25.38 \text{ KN.} \Rightarrow R_A = 55.36 - R_B \Rightarrow R_A = 30 \text{ KN.}$$

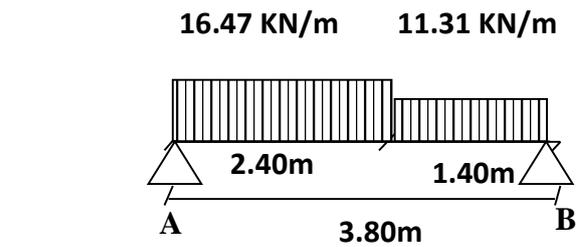


Figure III.15 : Schéma statique de l'escalier

III.5.3 Calcul des sollicitations :

• Effort tranchant

$$\bullet 0 \leq x \leq 2.4m$$

$$T_y(x) = -30 + 16.47x \Rightarrow \begin{cases} T_y(0) = -30 \text{ KN.} \\ T_y(2.4) = 9.53 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\bullet 0 \leq x \leq 1.4m$$

$$T_y(x) = 25.38 - 11.31x \Rightarrow \begin{cases} T_y(0) = 25.38 \text{ KN.} \\ T_y(1.4) = 9.55 \text{ KN.} \end{cases}$$

• Moment fléchissant

$$\bullet 0 \leq x \leq 2.4m$$

$$M(x) = 30x - 16.47 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.4) = 24.6 \text{ KN.} \end{cases}$$

Le moment max à 'x₀' tel que :

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 1.9m \Rightarrow M(1.9) = 27.27KN.m \Rightarrow M_{max} = 27.27KN.m$$

• $0 \leq x \leq 1.4m$

$$M(x) = 25.38x - 11.31 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.4) = 24.45KN. \end{cases}$$

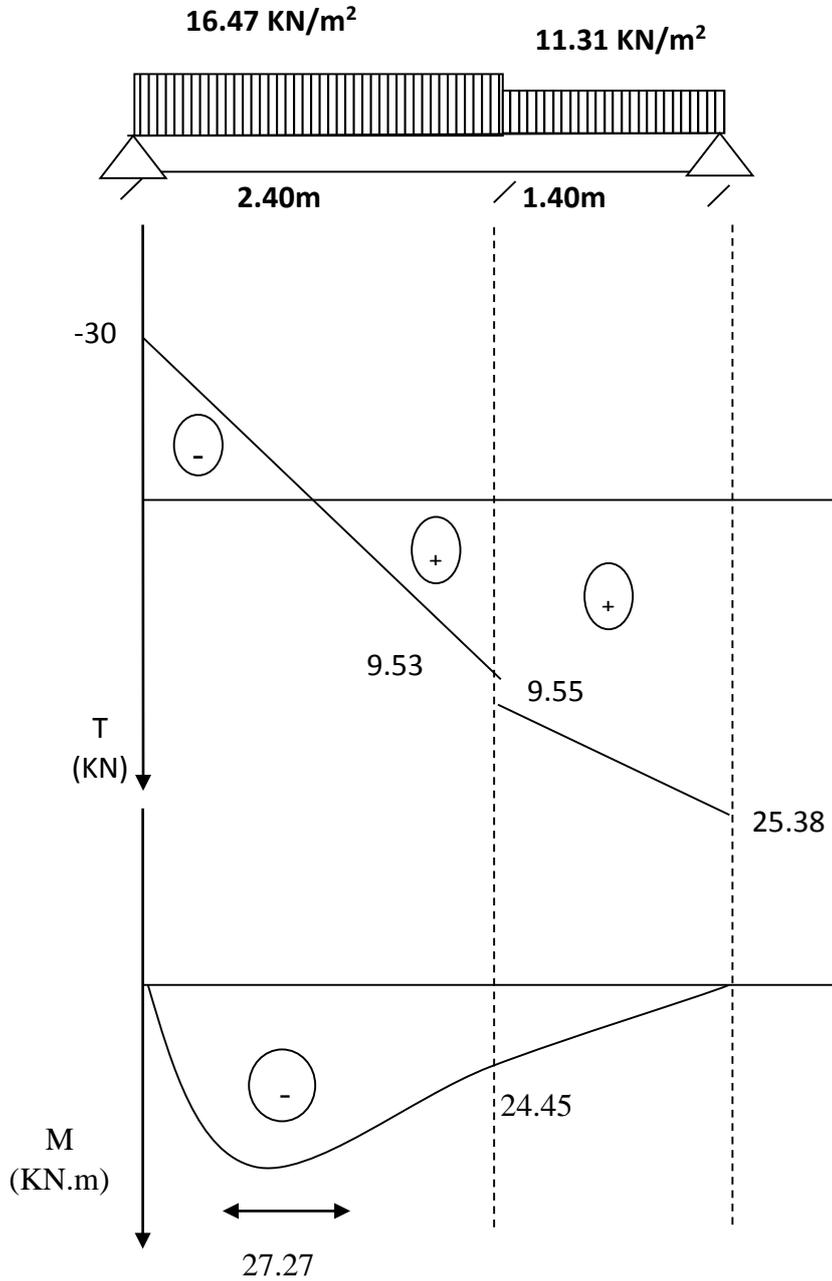


Figure III.16 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$\begin{cases} M_{max} = 27.27KN.m \\ V_{max} = 30KN \end{cases}$$

Donc on a : $\begin{cases} M^t = 0.75M_{max} = 20.45KN \dots \dots \dots \text{en travée} \\ M^a = -0.5M_{max} = -13.64KN \dots \dots \dots \text{en appui} \end{cases}$

III.5.3.1 Ferrailage des escaliers :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$b = 100\text{cm}$; $h = 16\text{cm}$; $d = 14\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{Mpa}$; $f_{bu} = 14,2\text{Mpa}$; $f_e = 400\text{Mpa}$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.17 : Calcul des armatures principales.

	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{Cal}(cm^2)$	$A_{Adop}(cm^2)$	S_t (cm)
Travée	20.45	0.0734	0.095	0.135	4.36	5HA12 = 5.65	20
Appui	13.64	0.049	0.0628	0.136	2.87	5HA10 = 3.93	25

1) Armatures de répartition (secondaire) :

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/ml$ on choisie : $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$, avec $ST=25 \text{ cm}$

En appuis : $A_a \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/ml$ on choisie : $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$, avec $ST=25 \text{ cm}$

2) Vérifications à l'Etat Limite Ultime :

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.69 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{verifie}$

En appuis : $A_t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.69 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{verifie}$

➤ Vérification des espacements :

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

- Armatures principales :

$$S_t \leq (3e; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq (48; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{verifie}$$

- Armatures secondaires :

$$S_t \leq (4e; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq (64; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{verifie}$$

3) Vérification de l'effort tranchant :

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_V = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\text{Tel que : } \tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_U$$

$$\tau_u = \frac{30 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.21 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A_l = A_t + A_a = 5.65 + 3.93 = 9.58 \text{cm}^2$$

$$A_l \geq \left(V_U + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow 9.58 \text{cm}^2 > 3.97 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

5) Vérification de la section à l'ELS

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant avec la même méthode précédente.

a) Calcul des sollicitations

$$\text{A l'ELS } q_{vs}=11.92 \text{ KN.}$$

$$q_{ps}=8.1 \text{ KN.}$$

$$R_A=21.67 \text{ KN}$$

$$R_B=18.28 \text{ KN}$$

$$M_{\max}=19.66 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max}=21.67 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc on à } \begin{cases} M^t = 0.75 M_{\max} = 14.74 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{en travée} \\ M^A = -0.5 M_{\max} = -9.83 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{en appui} \end{cases}$$

b) Contrainte d'adhérence

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

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

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.835 \text{ MPa}$$

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

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

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

$$b = 1 \text{ m}; S_t = 20 \text{ cm}; n = 5 \text{ barres. } \phi = 10 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \sum U_i = 15.70 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = 1.09 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{ser} = 2.835 \text{ MPa } \text{ c'est vérifier}$$

III.5.3.2 Etat 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.

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

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

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

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2$$

Contraints σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$$

Contrainte $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.18 : Vérification des contraintes à l'E.L.S

	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	14.74	4.09	10603.73	5.68	15	
Appui	9.83	3.51	7921.14	4.35	15	

III.5.4 État limite de déformation

- **Vérification de la flèche**

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

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

$$\frac{h}{L} = \frac{16}{380} = 0.0421 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

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

$$f_{adm} = \frac{L}{500},$$

Ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = \frac{380}{500} = 7.6mm$

Tableau III.19 : Vérification de la flèche à l'E.L.S.

M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	18.14
	M_{gser} (KN.m)	12.39
	M_{pser} (KN.m)	16.37
I_0 (Cm ⁴)		36574
ρ		0.00323
λ_i		6.054
λ_v		2.601
σ_{sj} (Mpa)		314.57
σ_{sg} (Mpa)		214.87
σ_{sp} (Mpa)		283.85
μ_j		0.4036
μ_g		0.2461
μ_p		0.3626
If_{ij} (m ⁴)		0.00011097
If_{ig} (m ⁴)		0.00015467
If_{ip} (m ⁴)		0.00011979
If_{vg} (m ⁴)		0.00024525
f_{ji} (mm)		7.54
f_{gi} (mm)		3.69
f_{pi} (mm)		6.30
f_{gv} (mm)		6.99
Δf (mm)		2.06
f_{adm} (mm)		7.60

➤ **Commentaire** : La flèche est vérifiée.

III.5.5 Schéma de ferrailage de l'escalier :

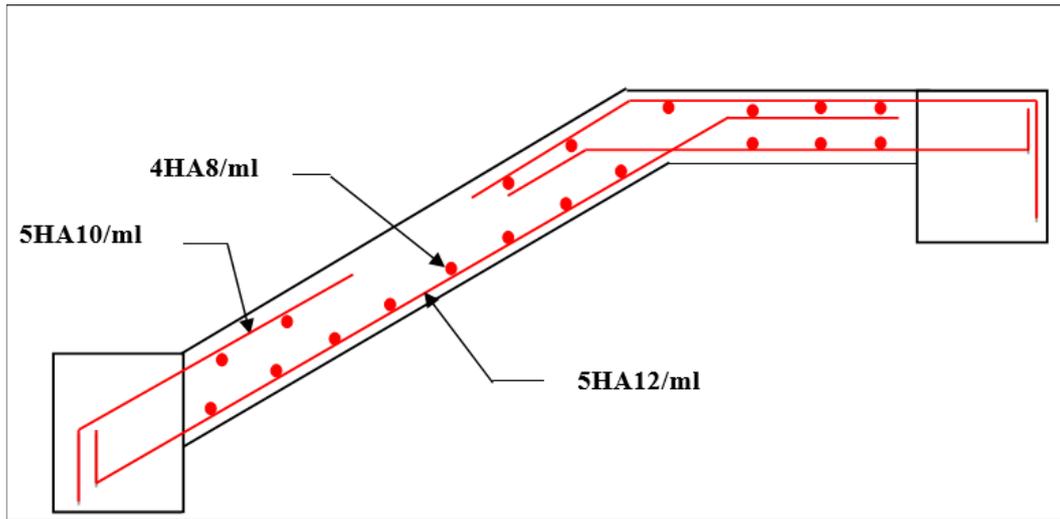


Figure III.17 : Schéma de Ferrailage de l'escalier.

III.5.6 Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

✓ **Dimensionnement**

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 21.33 \leq h \leq 32$$

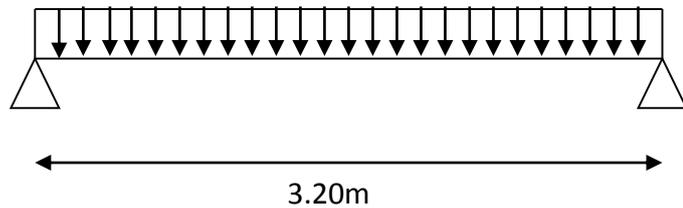


Figure III.18 : Schéma statique de la poutre palière

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (RPA.VII.7.5)$$

On prend : h=30cm ; b=30cm.

✓ **Les charges sur la poutre**

G_0 : Poids propre de la poutre

$$G_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25KN/m$$

✓ **Les sollicitations de la poutre palière :**

Tableau III.20 : Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$R_B=25.38 \text{ KN}$ (R_B : la réaction due au palier)	$R_B= 18.28 \text{ KN.}$
$P_u=1.35G_0+R_B=28.42 \text{ KN/ml}$	$P_S=G_0+R_B=20.53 \text{ KN/ml}$
$M_0=\frac{28.42 \times 3.2^2}{8} = 36.38 \text{ KN.m}$	$M_0=\frac{20.53 \times 3.2^2}{8} = 26.28 \text{ KN.m}$
$M^t = 0.85 \times M_0 = 30.92 \text{ KN.m}$	$M^t = 0.85 \times M_0 = 22.34 \text{ KN.m}$
$M_a = -0.5 \times M_0 = -18.19 \text{ KN.m}$	$M_a = -0.5 \times M_0 = -13.14 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{28.42 \times 3.2}{2} = 45.47 \text{ KN}$	$V_s = \frac{20.53 \times 3.2}{2} = 32.85 \text{ KN}$

III.5.7 Ferrailage de la poutre palière en flexion simple

$b = 30\text{cm}; h = 30\text{cm}; d = 27\text{cm}; f_{C28} = 25\text{Mpa}; f_{bu} = 14,2\text{Mpa}; f_{st} = 400\text{Mpa}$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.21 : Calcul des armatures principales

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
Travée	30.92	0.099	0.131	0.256	3.47	4.5
Appui	18.19	0.058	0.075	0.262	1.99	4.5

Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 4.5\text{cm}^2$

➤ **Vérification à l'ELU**

• **l'effort tranchant**

$\bar{\tau} = 3.25\text{MPa.}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0.04547}{0.3 \times 0.27} = 0.54\text{MPa.}$

$\tau \leq \bar{\tau}$ vérifiée (y a pas de risque de cisaillement).

• **Calcul de l'espacement S_t**

$S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 24.3.$

On adopte : $\begin{cases} S_t = 15\text{cm} & \text{..... en travée} \\ S_t = 10\text{cm} & \text{..... en appui} \end{cases}$

• **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$\phi \leq \min(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_t^{min}) \Rightarrow \phi \leq 10\text{mm} ; \text{ On prend } S_t = 15\text{cm}$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij}) / 0.8 \times f_e = 0.3 \times 0.15 \times (0.54 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t \geq -0.126 \text{ cm}^2$$

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

III.5.8 Calcul de la section d'armature à la torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par le palier et la volée , C'est le moment d'appui de l'escalier (**Figure III.19**).

$$M^{\text{torsion}} = M_u = 13.64 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (0.30 - 0.05) \times (0.30 - 0.05) = 0.0625 \text{ m}^2$$

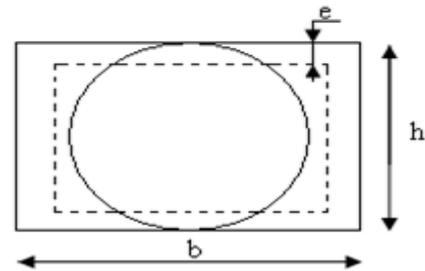


Figure III.19: Section creuse équivalente

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(0.30 - 0.05) + (0.30 - 0.05)] = 1 \text{ m}$$

$$A^{\text{torsion}} = \frac{M_u \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{13.64 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$A^{\text{torsion}} = 3.14 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{M_u}{2 \times e \times \Omega} = \frac{13.64 \times 10^{-3}}{2 \times 0.05 \times 0.0625} = 2.18 \text{ MPa.}$$

$$\tau \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0.54^2 + 2.18^2} = 2.24 \text{ MPa} \leq 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée BAEL9(article I.III)}$$

- **Calcul des armatures transversales à la torsion**

On fixe l'espaceur comme suit :

- **En travée :** $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{Tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{13.64 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0625 \times 348} = 0.47 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :** $S_t=10$ cm

$$A_T = \frac{M_{Tor} * S_t}{2 * \Omega * f_{st}} = \frac{13.64 * 10^{-3} * 0.10}{2 * 0.0625 * 348} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

- **Section d'armatures finale**

- **En travée**

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 3.47 + \frac{3.14}{2} \Rightarrow A^t = 5.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec A^t , Soit : $A^t = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$

- **En appui**

$$\text{Soit : } A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 1.99 + \frac{3.14}{2} \Rightarrow A^a = 3.56 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min} , Soit : $A^a = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

La section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :
 $A_T = 0.5 + 1.35 = 1.85 \text{ cm}^2$. On opte $A_T = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (cadre $\Phi 8$ et épingle $\Phi 8$)

- **Vérification à l'ELS**

- **Etat limite de compression du 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. $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.22 : Vérification des contraintes à l'E.L.S

	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	14.74	4.09	10603.73	5.68	15	
Appui	9.83	3.51	7921.14	4.35	15	

- **État limite de déformation**

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 * M0} \\ \frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{400} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0.094 \geq 0.06 \\ 0.094 \geq 0.08 \\ 0.0027 \leq 0.01 \end{cases}$$

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

III.5.9 Schéma de ferrailage de la poutre palière :

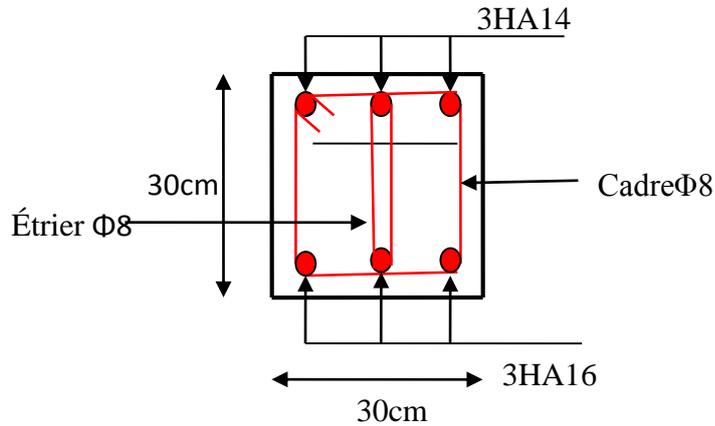


Figure III.20 : Ferrailage de la Poutre palière

III.6 Etude de l'acrotère :

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse (accessible et inaccessible), ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux.
Terrasse inaccessible

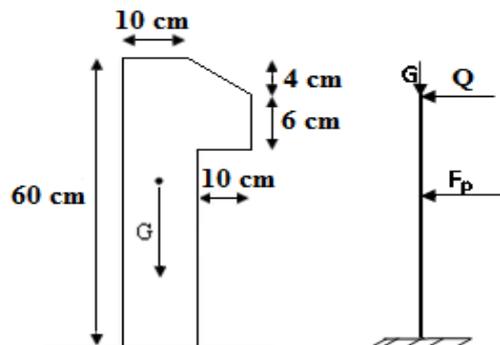


Figure III.21 : Dimensions de l'acrotère.

III.6.1 Hypothèse de calcul :

➤ Evaluation des charges

Surface de l'acrotère : $S = 10 \times 60 + \frac{4 \times 10}{2} + 6 \times 10 \Rightarrow S = 680 \text{ cm}^2$

Le poids total (chapitre 2) : $G = 2.1 \text{ KN}$.

La charge due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN}$.

La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G \quad (\text{RPA Article 6.2.3})$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,1 \Rightarrow F_p = 1,01 \text{ KN}$.

III.6.1.1 Calcul des sollicitations :

- **Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$:**

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 6.12cm; Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 32.85cm$$

$$N_G = 2.1KN$$

L'acrotère est soumis à : $M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.01 \times 0.3285 \Rightarrow M_{F_p} = 0.332KN.m$$

Tableau III.23 : Combinaison d'action de l'acrotère.

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.1	2.84	2.1
M(KN.m)	0.932	0.90	0.60

III.6.1.2 Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

On a : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.84} \Rightarrow e_1 = 0.32m; \frac{h}{6} = 0.1m$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

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

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm. ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \dots (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

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

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc : $e_2 = 0.0086m$
 $e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.35m$

- **Calcul à l'E.L.U :**

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2.84 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 2.84 \times 0.35 \Rightarrow M_u = 0.99 \text{ KN.m}$$

III.6.1.3 Ferrailage :

$$h = 10 \text{ cm} ; d = 7 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.99 + 2.84 \times \left(0.07 - \frac{0.1}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.047 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.047 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.015) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.018 ; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.07 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.047 \times 10^{-3}}{0.07 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.43 \times 10^{-4} - \frac{2.84 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.34 \text{ cm}^2$$

III.6.1.4 Vérification à l'E.L.U :

- **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte : } A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} ; S_t = 25 \text{ cm.}$

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} ; S_t = 20 \text{ cm.}$

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.01 + 1 \Rightarrow V_u = 2.01 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} \Rightarrow \tau_u = 0.03 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérfié}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2.01 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.07 \times 0.10048) \Rightarrow \tau_{se} = 0.32 \text{MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = 0.32 \text{MPa} < 2,83 \text{MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

III.6.1.5 Vérification à l'ELS :

$$d = 0.07 \text{ m} ; N_{ser} = 2.1 \text{KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HA}$$

• Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times fe ; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

Position de l'axe neutre : $c = d - e_1$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - 0.1/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/2.1) + (0.07 - 0.1/2) \Rightarrow e_1 = 0.3 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.07 - 0.3 \Rightarrow c = -0.23 \text{ m.}$$

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

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

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

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2.1 \times 10^{-3}}{-1.97 \times 10^{-4}} \times 0.003 \Rightarrow \sigma_{bc} = -0.032 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.1 \times 10^{-3}}{-1.97 \times 10^{-4}} \times (0.07 - 0.003) \Rightarrow \sigma_s = -10.81 \text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

II.6.2 Schéma de ferrailage :

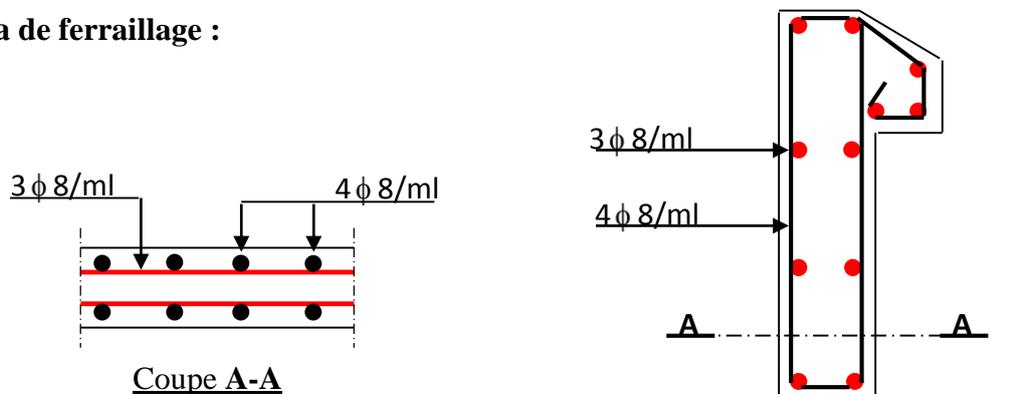


Figure III.22 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.
(Terrasse inaccessible).

Chapitre IV : Etude Dynamique

IV.1 Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2 Méthode de calcul :

Le **RPA99/2003** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

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

IV.2.1 Méthode statique équivalente :

a) Principe :

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

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, de même propriétés d'inertie.

b) conditions d'application :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

c) calcul de la force sismique total :

L'effort sismique total V , appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions, horizontale et orthogonale, selon la formule :

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

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.....**RPA99/2003 (Tableau 4.1)**.

Dans notre cas :

- | | | | |
|---|---|---|-----------------|
| <ul style="list-style-type: none"> - Groupe d'usage 2 - Zone sismique IIa | } | ➔ | A = 0.15 |
|---|---|---|-----------------|

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement.....*RPA99/2003 (Tableau 4.3).*

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction « R = 5 »

- **Q** : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \dots\dots\dots RPA99/2003 (Formule 4.4).$$

- **Pq** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités Pq.

“ Critère q ”	Sens X-X	Pénalité	Sens Y-Y	Pénalité
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	non	0.05	non	0.05
4- Régularité en élévation	non	0.05	non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	/	oui	/
6- Contrôles d'exécution	oui	/	oui	/

Donc

$$Q \rightarrow \begin{cases} Q_x=1.2 \\ Q_y=1.2 \end{cases}$$

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

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

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

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation ; donc le coefficient de pondération $\beta = 0.2$.

On a:

$$W_G=36069.142\text{KN}; W_Q=5243.367 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow W=36069.142+0.2\times 5243.367=37117.16\text{KN.}$$

➤ **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s } \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

➤ T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S3) (Annexe I)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15\text{s} \\ T_2 = 0.5\text{s} \end{cases} \text{RPA/2003 (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$ **RPA 99/2003 (Tableau 4.2)**

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$ pour un contreventement mixte.

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7 \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$

$$T_c = C_T h_t^{3/4} \text{RPA99/2003 (Formule 4.6)}$$

➤ h_n : Hauteur total de la structure mesurée en mètre

Donc on a : $h_t=27.54 \text{ m}$

➤ C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage

RPA99/2003(tableau 4.6)

$$\Rightarrow C_T = 0.050$$

$$T_c = 0.050 \times 27.54^{3/4} = 0.60 \text{ s.}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T=0.09H/\sqrt{L} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x=23.3\text{m}, \quad L_y=14.6\text{m}$$

$$\begin{cases} T_x = 0.51 \text{ s} \\ T_y = 0.60 \text{ s} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x; T_c) = 0.51\text{s} > T_2 = 0.5\text{s} \\ T_y = \min(T_y; T_c) = 0.60\text{s} > T_2 = 0.5\text{s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Car $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 * 0.81 * (0.5|0.51)^{2/3} = 1.99 \\ D_y = 2.5 * 0.81 * (0.5|0.6)^{2/3} = 1.79 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 * 0.513 = 0.667\text{s} \\ T_{sy} = 1.3 * 0.60 = 0.78\text{s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

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

$$V_{stx} = \frac{0.15 * 1.99 * 1.2}{5} * 37117.816 = 2659.12 \text{ KN.}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 * 1.79 * 1.2}{5} * 37117.816 = 2391.872 \text{ KN}$$

IV.2.2 Méthode dynamique modale spectrale :

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

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

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant : **RPA99/2003 Art (4. 3.3) [2]**

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

IV.2.2.1 Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales

Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.2.3 Modalisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

IV.2.4 Disposition des voiles de contreventement :

Le choix de la disposition des voiles est trop compliqué vis-à-vis l'aspect architectural de la structure. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est la suivante

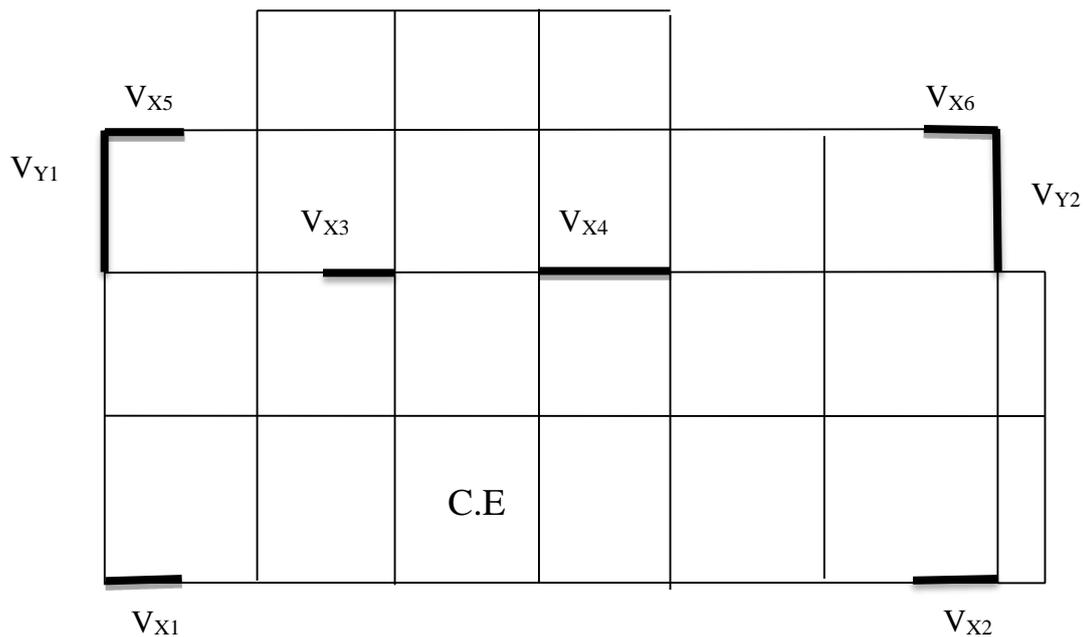


Figure IV.1 : Disposition des voiles

IV.2.5 Résultats et discussions

a). Périodes de vibration et participation massique

Tableau IV.2 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.

Modes	Périodes Sec	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
		U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.661 s	0.024	0.6478	2.4	64.78
Mode 2	0.655 s	0.675	0.025	69.9	67.32
Mode 3	0.498 s	0.0093	0.004	70.85	67.74
Mode 4	0.233 s	0.00046	0.00106	70.9	67.84
Mode 5	0.197 s	0.00241	0.0998	71.14	77.83
Mode 6	0.190 s	0.1407	0.00322	85.22	78.15
Mode 7	0.143 s	0.00169	0.07575	85.38	85.73
Mode 8	0.115 s	0.00126	0.02903	85.51	88.63
Mode 9	0.099 s	0.0541	0.000069	90.92	88.64
Mode 20	0.072 s	0.00000837	0.00239	90.94	89.97
Mode 21	0.074 s	0.0000736	0.01029	90.95	91.00

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA99/2003 sont vérifiées Les modes de vibration sont montrés sur les (**Figure IV.2, IV.3 ; et IV.4**).

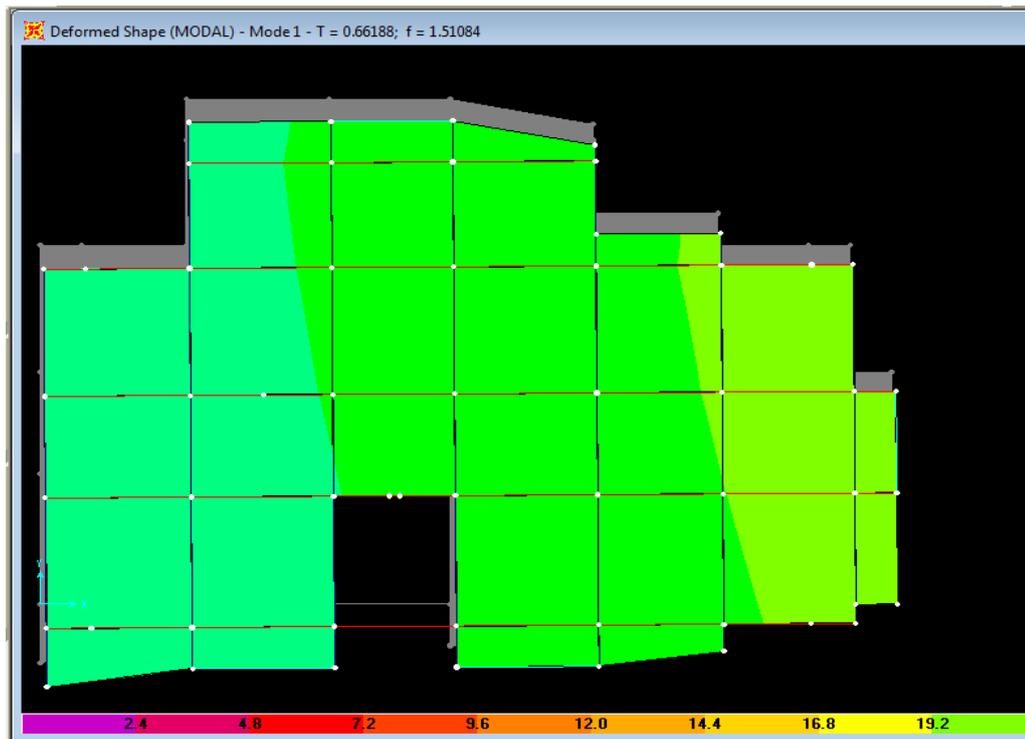


Figure IV.2 : 1^{er} mode (translation suivant Y)

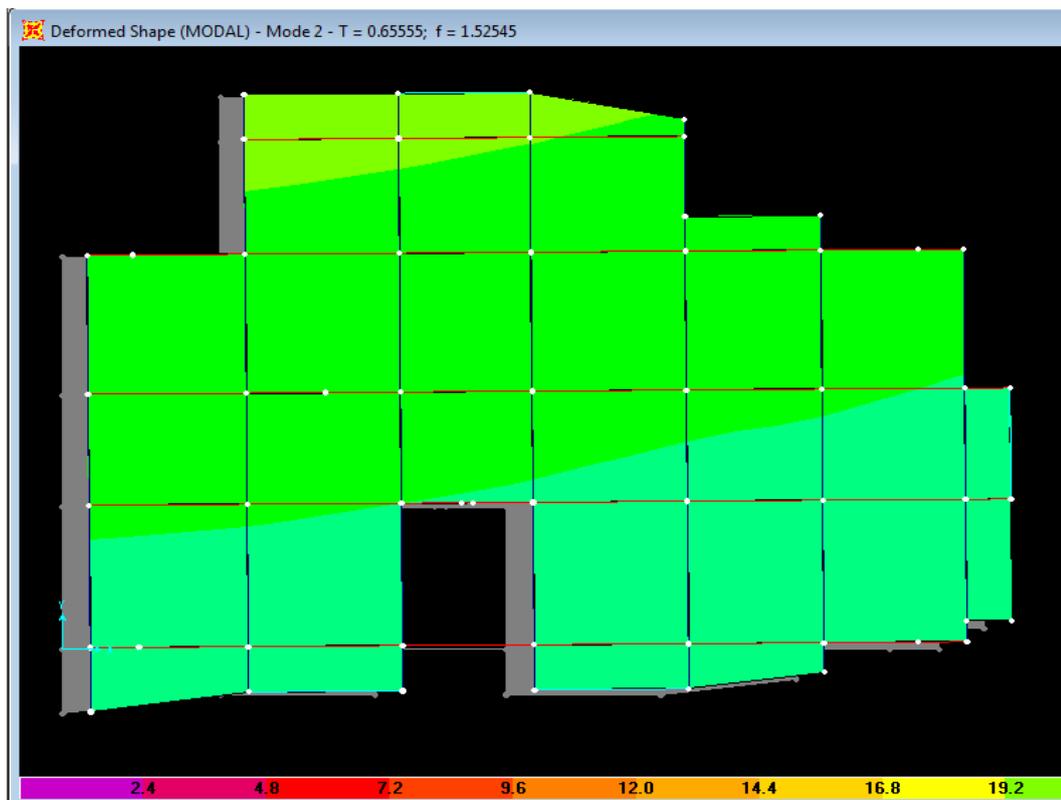


Figure IV.3 : 2^{eme} mode (translation suivant X).

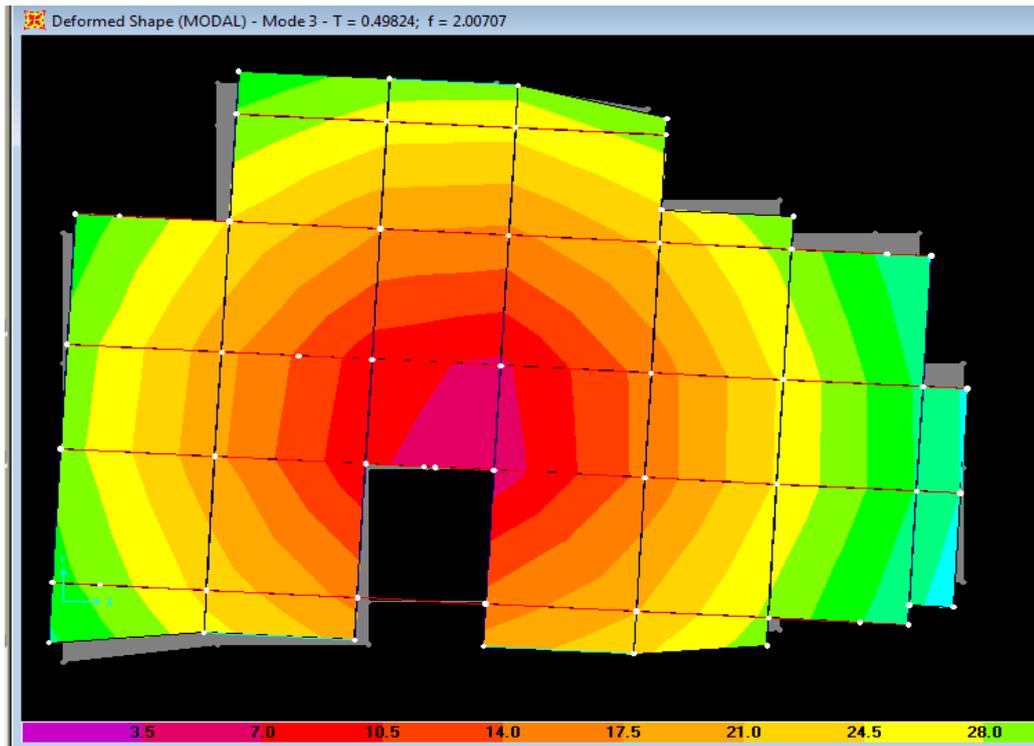


Figure IV.4: 3^{ème} mode (rotation autour de Z).

b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les Tableaux IV.3 et IV.4 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales

Tableau IV.3 : Vérification sous charges verticales.

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
NIV -04	33313.944	7920.031	80.79	19.2
NIV -03	27125.287	7072.787	79.32	20.6
NIV -02	25135.422	6644.925	79.09	20.9
NIV -01	21397.746	5722.787	78.9	21.1
RDC	17390.328	5067.464	77.43	22.56
NIV 01	13689.836	4050.974	77.16	22.83
NIV 02	9756.305	3133.44	75.69	24.3
NIV 03	6113.712	1985.392	75.48	24.51
NIV 04	2956.676	555.528	84.18	15.81

➤ **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction voile-portique sous charge

Verticale est approximativement vérifiée dans tous les niveaux ou l'écart ne dépasse pas 4.52%, ce qui peut être négligé

Tableau IV.4 : Vérification sous charges horizontales :

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
NIV -04	631.385	631.534	1889.183	1889.981	25.05	25.04	74.95	74.95
NIV -03	633.039	633.183	1664.784	1665.595	27.55	27.54	72.45	72.45
NIV -02	713.432	713.525	1521.979	1522.546	31.91	31.9	68.08	68.09
NIV -01	844.503	844.602	1209.898	1210.246	41.10	41.10	58.89	58.89
RDC	714.149	714.239	1121.995	1122.323	38.89	38.89	61.10	61.11
NIV 01	780.462	780.57	787.607	788.055	49.77	49.76	50.22	50.24
NIV 02	571.127	571.225	659.861	660.444	46.39	46.38	53.60	53.62
NIV 03	593.234	593.485	300.96	301.32	66.34	66.32	33.65	33.67
NIV 04	353.488	354.028	180.558	181.687	66.19	66.08	33.8	33.91

- **Analyse des résultats**

On voit bien que pour les deux sens X et Y l'interaction voile-portique sous charge horizontale est vérifiée à tous les niveaux.

IV.2.6 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99/2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

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

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	2523.99	2659.12	0.95	Vérifiée
Sens y-y	2431.79	2391.872	1.02	Vérifiée

IV.2.7 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme. Le RPA99/2003 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul après les différentes combinaisons ; qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.6.

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
4 ^{ème} et 3 ^{ème} sous-sol	50x60	3000	2110.82	0.28	Vérifiée
2 ^{ème} et 1 ^{er} sous-sol	45x55	2475	1569.239	0.25	Vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	40x50	2000	1071.846	0.21	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	35x45	1575	614.279	0.156	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	30x40	1200	196.688	0.06	Vérifiée

IV.2.8 Justification vis à vis des déformations :

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 d'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :
$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

Tableau IV.7: Vérification des déplacements.

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	h^K (cm)	$\frac{\Delta K}{h^K}$ (%)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	$\frac{\Delta K}{h^K}$ (%)
NIV -04	0.07	0.35	0	0.35	306	0.11	0.08	0.4	0	0.4	0.13
NIV -03	0.23	1.15	0.35	0.8	306	0.26	0.24	1.2	0.4	0.8	0.26
NIV -02	0.44	2.2	1.15	1.05	306	0.34	0.44	2.2	1.2	1	0.32
NIV -01	0.68	3.4	2.2	1.2	306	0.39	0.68	3.4	2.2	1.2	0.39
RDC	0.92	4.6	3.4	1.2	306	0.39	0.92	4.6	3.4	1.2	0.39
NIV 01	1.16	5.8	4.6	1.2	306	0.39	1.17	5.85	4.6	1.25	0.40
NIV 02	1.39	6.95	5.8	1.15	306	0.37	1.39	6.95	5.85	1.1	0.36
NIV 03	1.6	8	6.95	1.05	306	0.34	1.6	8	6.95	1.05	0.34
NIV 04	1.79	8.95	8	0.95	306	0.31	1.79	8.95	8	0.95	0.31

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.2.9 Justification vis à vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]

Les effets du 2ième 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 :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{gi} + bW_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : hauteur de l'étage "k".

- ✓ 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 calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-qK)$.
- ✓ Si $\Theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8 : vérification de l'effet P-Δ.

Niveau	h_k (cm)	Sens x-x				Sens y-y		
		P_k (KN)	Δ_k	V_k (KN)	Θ_k	Δ_k	V_k (KN)	Θ_k
NIV -04	306	30689.348	0.35	2520.568	0.013	0.4	2521.515	0.016
NIV -03	306	28483.348	0.8	2297.823	0.032	0.8	2298.778	0.03
NIV -02	306	24281.723	1.05	2235.411	0.037	1	2236.071	0.03
NIV -01	306	20076.81	1.2	2054.401	0.038	1.2	2054.848	0.031
RDC	306	15837.413	1.2	1836.144	0.033	1.2	1836.562	0.033
NIV 01	306	11494.8	1.2	1568.069	0.028	1.25	1568.625	0.029
NIV 02	306	5928.975	1.15	1230.988	0.018	1.1	1231.669	0.017
NIV 03	306	3122.406	1.05	773.792	0.014	1.05	775.172	0.013
NIV 04	306	0	0.95	534.046	0	0.95	535.715	0

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8, les effets P-Δ peuvent être négligés.

IV.3 Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Chapitre V : Etude des éléments structuraux.

V.1 Introduction:

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferraillé) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

V.2 Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $0.8G+E$

V.2.1 Ferrailage :

a) Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1) :

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté 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 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_r = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_1^{\min})$ en zone nodale.
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

V.2.2 Calcul du ferrailage :

A) Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

• Calcul du moment réduit ultime :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.392$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

B).Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (40×30) la plus sollicitée

avec les sollicitations suivantes pour les niveaux (-4) et (-3) :

$$\begin{cases} M_t = 33.14 \text{ KN.m} \dots (ELU) \\ M_a = 87.74 \text{ KN.m} \dots (G+Q+E_X) \end{cases}$$

• Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{33.14 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.056 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

$\mu_{bu} = 0.056 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0$ pas d'armature comprimée

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.073$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.37(1 - 0.4 \times 0.073) = 0.359 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{33.14 \times 10^6}{359 \times 348} = 2.65 \text{ cm}$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{87.74 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.115 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

$$\mu_{bu} = 0.115 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.153$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.37(1 - 0.4 \times 0.153) = 0.347\text{m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{87.74 \times 10^{-3}}{3.47 \times 400} = 6.31 \text{ cm}^2$$

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

Tableau V.1 : Ferrailage des poutres principales et secondaires:

Etage	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm)	N ^{bre} de barres
(-4) ET (-3)	Poutre principale	40×30	Appuis	87.74	96.24	6.31	6	8.01	3T14+3T12
			Travée	33.14		2.65		3.39	3T12
	Poutre secondaire	40×30	Appuis	110.38	104.41	8.12	6	9.42	3T16+3T12
			Travée	25.49		2.03		3.39	3T12
(-2) ET (-1)	Poutre principale	40×30	Appuis	119.61	103.64	8.87	6	9.42	3T16+ 3T12
			Travée	34.512		2.77		3.39	3T12
	Poutre secondaire	40×30	Appuis	138.98	139.23	10.5	6	10.65	3T16 +3T14
			Travée	30.59		2.41		3.39	3T12
RDC ET (1)	Poutre principale	40×30	Appuis	125.70	107.58	9.37	6	9.42	3T16+3T12
			Travée	35.122		2.82		3.39	3T12
	Poutre secondaire	40×30	Appuis	140.57	129.53	10.63	6	10.65	3T16+3T14
			Travée	44.13		3.57		4.62	3T14
(2) ET (3)	Poutre principale	40×30	Appuis	127.53	111.47	8.85	6	9.42	3T16+3T12
			Travée	49.63		4.04		4.62	3T14
	Poutre secondaire	40×30	Appuis	122.48	113.98	9.44	6	10.65	3T16+3T14
			Travée	59.03		4.85		6.03	3T16

V.2.3 Vérification des armatures selon le RPA 99/2003 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

V.2.3.1 Les armatures transversales :**a) Calcul de Φ_t :**

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

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1, 2; 1.14; 3\text{cm})$$

Donc on opte pour $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

b) Calcul des espacements des armatures transversales :**- Selon RPA99/2003 Art (7.5.2.2) :**✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t^{\min}\right)$$

$$S_t \leq \min(10; 14.4) = 10\text{cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ **Zone courante :** $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20\text{cm}$. **BAEL91 (Article H.III.3)**

Soit $S_t = 15\text{cm}$

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1,80\text{cm}^2$$

V.2.4 Vérification à l'ELU :**a) Contrainte tangentielle maximale :****Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \end{array} \right. \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

Tableau V. 2 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	111,47	1.05	3.33	Vérifiée
secondaires	139.23	1.25	3.33	Vérifiée

➤ Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre

V.2.5 Vérification à l'ELS :

a) **Etat limite de compression du béton :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa. \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V. 3 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	A_{adop} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	127.9	15.22	118037.23	10.65	13.29	15	vérifiée
	Travées	36.15	13.48	86777.91	6.03	5.61	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	137.81	15.22	166691.98	10.65	12.71	15	vérifiée
	Travées	42.95	13.48	86777.91	6.03	6.67	15	vérifiée

a) **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.4 : Vérification de la flèche pour les poutres .

	H (cm)	B (cm)	l (m)	A (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	4.1	10.65	0.09	0.03	0.009	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	4,2	10.65	0.095	0.033	0.009	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ la flèche est vérifiée dans les deux types de poutres.

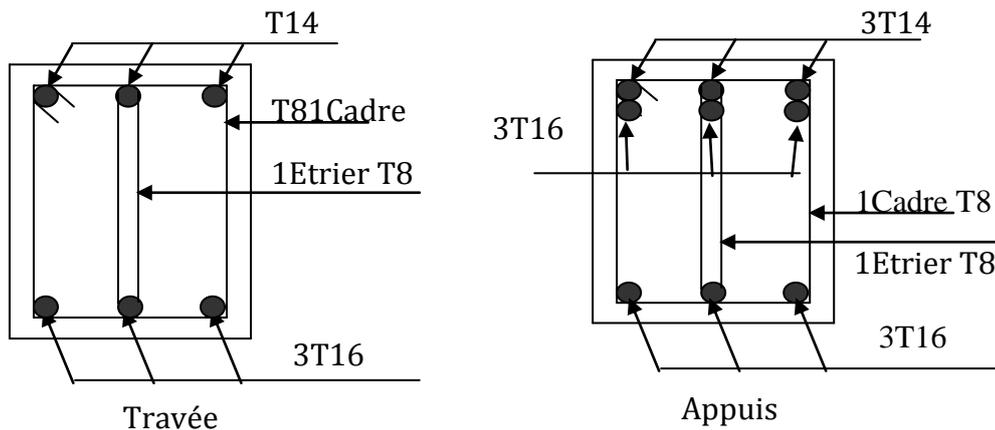


Figure V.1 : Poutre Principale de tous les étages.

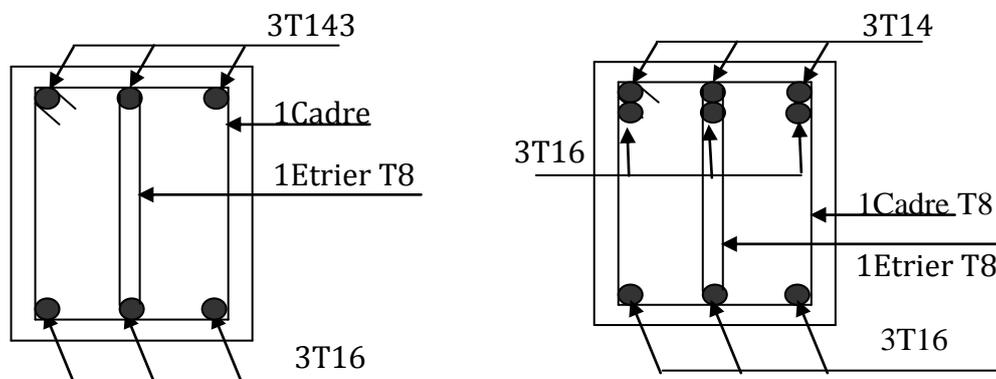


Figure V. 2 : Poutre secondaire de tous les étages .

V.3 Etude des poteaux :

V.3.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $0.8G\pm E$

Il s'agit de ferriller les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.3.2 Recommandations du RPA99 (version 2003) :

a) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- A_{min} = 0.8% de la section de béton (en zone IIa).
- A_{max} = 4% de la section de béton (en zone courante)
- A_{max} = 6% de la section de béton (en zone de recouvrement).
- Φ_{min} = 12mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique). La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

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

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.5: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	section du poteau (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{max}(cm^2)$ Zone courante	$A_{max}(cm^2)$ zone de recouvrement
Etage (-4)et(-3)	50×60	24	120	180
Etage(-2)et(-1)	45×55	19.8	99	148.5
RDC et étage(1)	40×50	16	80	120
Etage (2)et (3)	35×45	12.6	63	94.5
terrasse	30×40	9.6	48	72

a) Armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{Si } l_g^3 > 5 \text{ (} l_g \text{: l'élancement géométrique).} \\ 3.75 & \text{Si } l_g^3 < 5 \end{cases}$$

avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

– t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$ (en zones IIa).

La quantité d'armatures transversales minimale $A_{\text{min}} = \frac{A_t}{t.b1}$, en % est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } l_g \geq 5 : 0.3\%(t.b1) \\ \text{Si } l_g \leq 3 : 0.8\%(t.b1) \\ \text{Si } 3 < l_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

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

V.3.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.6 : Sollicitations dans les poteaux.

Etages	$N_{\text{max}} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\text{min}} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Etage (-4) et (-3)	-2638.867	61.9	94.39	-897.90	1376.179	13.75
Etage (-2) et (-1)	-1569.23	9.559	92.64	-992.422	598.193	20.66
RDC et étage (1)	-1132.934	23.87	97.51	-422.95	202.60	5.21
Etage (2) et (3)	-686.088	7.13	103.83	-130.36	67.411	26.13
Terrasse	-295.418	37.84	103.46	-283.02	87.145	19.90

V.3.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{\text{max}} = -2638.867 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 61.9 \text{ KN.m} (G+Q+E_Y)$
- $M_{\text{max}} = 94.39 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = -897.9 \text{ KN} (G+Q+E_Y)$
- $N_{\text{min}} = 1376.179 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 13.75 \text{ KN.m} (0.8G+E_y)$

a) Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$d = 55\text{m}$; $d' = 0.05\text{m}$.

$$N = -2638.867 \text{ KN (de traction)} \dots\dots (G+Q+E_Y)$$

$$M = 61.9 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = \frac{M}{N} = 0.023 \text{ m}$$

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

Il faut vérifier la condition suivante : calcul d'une section rectangulaire (SPC)

$$N(d-d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d') b.h. f_{bu} \quad (I)$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 61.9 - 2638.867 \times (0.55 - 0.60/2) = -597.81 \text{ KN.m.}$$

$$[-2638.867 \times (0.55 - 0.05) + 597.81] \times 10^{-3} = -0.72 < (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.05) \times 0.5 \times 0.6 \times 18.48 = 0.89$$

\rightarrow (I) est vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{-597.81 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.55^2 \times 18.48} = -0.214$$

$$\mu_{bu} = -0.214 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.304 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 8.01 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.48 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_l = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{-597.81 \times 10^{-3}}{0.48 \times 400} = -30.93 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = -30.93 \times 10^{-4} + \frac{2638.867 \times 10^{-3}}{400} = 35.04 \text{ cm}^2$$

b) Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 94.39 \text{ KN.m, } N = -897.9 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.105 \text{ m}$$

(I) $\Rightarrow -0.09 \leq 0.87 \Rightarrow$ calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = -130.08 \text{ KN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.046 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = -0.057 \Rightarrow z = 0.56 \text{ m} \Rightarrow A_l = -5.78 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 16.66 \text{ cm}^2$$

c) Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$M = 13.75 \text{ KN.m, } N = 1376.179 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.0099 \text{ m}$$

$M_A = 357.79 \text{ KN.m}$; (I) $\Rightarrow 0.67 < 0.89$ calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 357.79 \text{ KN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.128 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.172 \Rightarrow z = 0.512 \text{ m} \Rightarrow A_l = 17.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = -16.94 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

D'après les trois cas étudiés le cas le plus défavorable est le premier avec $A = 35.04 \text{ cm}^2$

Comme c'est un poteau de contreventement, on adopte un ferrailage symétrique (le même) sur toutes les faces les valeur de A' .

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux

Tableau V.7 : Ferrailage des poteaux .

Etage	sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	barres
Etage (-4) et (-3)	60×50	0	35.04	24	36.7	12HA20
Etage (-2) et (-1)	55×45	0	19.77	19.8	20.36	4HA16+8HA14
RDC et Etage (1)	50×40	0	17.73	16	20.36	4HA16+8HA14
Etage (2) et (3)	45×35	0	10.44	12.6	13.57	12HA12
Terrasse	40×30	0	9.67	9.6	12.32	8HA14

V.3.5 Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les

différents poteaux des différents niveaux ; $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

Tableau V.1 : Calcul des armatures transversales .

Sections (cm ²)	Φ_t^{min} cm	V _d (KN)	l _r cm	t zone nodale	t zone courante	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
60×50	1.6	61.03	64	10	15	1.71	2.4	3.02	6HA8
55×45	1.4	80.54	56	10	15	2.52	2.25	3.02	6HA8
50×40	1.4	76.85	56	10	15	1.8	2.02	3.02	6HA8
45×35	1.2	66.32	48	10	15	1.77	1,8	2.01	4HA8
40×30	1.4	50.62	56	10	15	1.58	1,57	2.01	4HA8

V.3.6 Vérifications :

a) Vérification au flambement :

Selon le **BAEL (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

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

A_s : est la section d'acier choisie .

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ.

B_r :Section réduite du béton

l_f : longueur de flambement :

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1.10$. L'élancement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{pour les sections rectangulaires,}$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$l_0 = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m et un effort normal égal à : } -2638.867 \text{ KN}$$

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 1.862 \text{ m.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.173 \text{ m (Rayon de giration)}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 10.76 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.834$$

$$B_r = (60 - 2) \times (50 - 2) = 0.2784 \text{ m}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

$$N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_u = 6832.69 \text{ KN.}$$

On a $N_{\max} = -2638.867 \text{ KN} < N_u = 6832.69 \text{ KN}$. \rightarrow pas de risque de flambement

Tableau V.8 : Vérification du flambement pour les poteaux .

Etage	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
Etage(-4)et(-3)	60×50	266	186.2	10.76	0.834	36.7	0.2784	6.832	2.6388	vérifiée
Etage(-2)et(-1)	55×45	266	186.2	11.72	0.831	20.36	0.2279	5.25	1.5692	vérifiée
RDCet étage(1)	50×40	266	186.2	12.90	0.827	20.36	0.1824	4.32	1.1329	vérifiée
Etage (2)et(3)	45×35	266	186.2	14.33	0.822	13.57	0.1419	3.26	0.6860	vérifiée
terrasse	40×30	266	186.2	16.12	0.815	12.32	0.1064	2.49	0.2954	vérifiée

b) Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

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

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

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

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

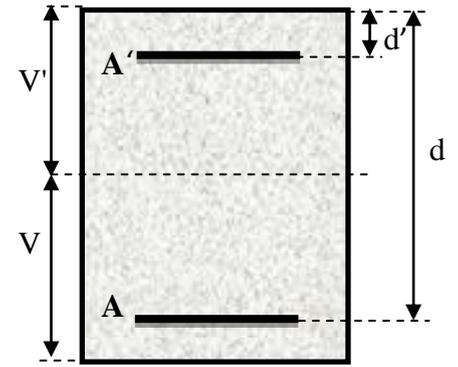


Figure V.3 : section d'un poteau.

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right); \quad V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Tableau V.9 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

Etage	(-4) et (-3)	(-2) et (-1)	RDC et (1)	(2) et (3)	terrasse
Section (cm ²)	60×50	55×45	50×40	45×35	40×30
d (cm)	55	50	45	40	35
A' (cm ²)	18.35	10.18	10.18	6.78	6.16
A (cm ²)	18.35	10.18	10.18	6.78	6.16
V (cm)	30	27.5	25	22.5	20
V' (cm)	30	27.5	25	22.5	20
I _{yy'} (m ⁴)	0.014	0.0098	0.0068	0.0042	0.0023
N ^{ser} (MN)	1.5396	1.1445	0.8250	0.4990	0.21483
M ^{ser} (MN.m)	0.0288	0.02933	0.02862	0.03797	0.07538
M _G ^{ser} (MN.m)	0.0288	0.02933	0.02862	0.03797	0.07538
σ _{bc1} (MPa)	4.95	4.94	4.63	3.41	7.71
σ _{bc2} (MPa)	3.71	3.3	2.52	-0.65	-5.39
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c) Vérification aux sollicitations tangentés :

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \quad \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

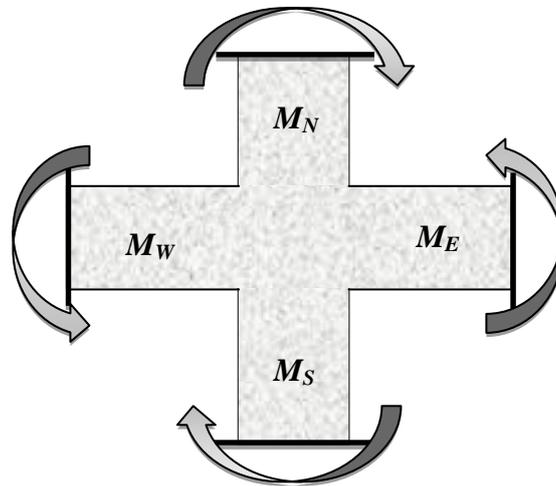
Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.

Etage	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Etage (-4)et(-3)	60×50	186.2	10.76	0.04	55	61.03	0.221	1	vérifiée
Etage (-2)et(-1)	55×45	186.2	11.72	0.04	50	80.54	0.357	1	vérifiée
RDC et étage(1)	50×40	186.2	12.9	0.04	45	76.85	0.426	1	vérifiée
Etage(2) et (3)	45×35	186.2	14.33	0.075	40	66.32	0.473	1.875	vérifiée
Terrasse	40×30	186.2	16.12	0.075	45	50.62	0.375	1.875	vérifiée

d) Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99/2003 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :



$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

d-1) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers,

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } Z = 0.9 \times h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants

Tableau V.11 : Les moments résistants dans les poteaux .

Etage	Section(cm^2)	Z(cm)	$A_s(cm^2)$	M_R (KN.m)
Etage (-4) et (-3)	60×50	54	36.7	792.72
Etage (-2) et (-1)	55×45	49.5	20.36	403.13
RDC et étage (1)	50×40	45	20.36	366.48
Etage (2) et (3)	45×35	40.5	13.57	219.83
Terrasse	40×30	36	12.32	178

d-2).Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ;les résultats de calcul on prend le plus défavorable pour les deux sens secondaire (x-x) et principal (y-y) ; sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (**Tableau V.13**). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau V.12 : Vérification de la zone nodale.

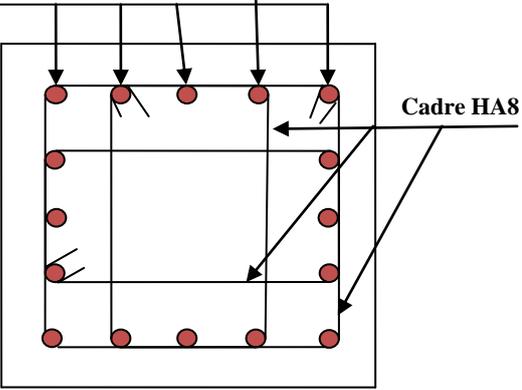
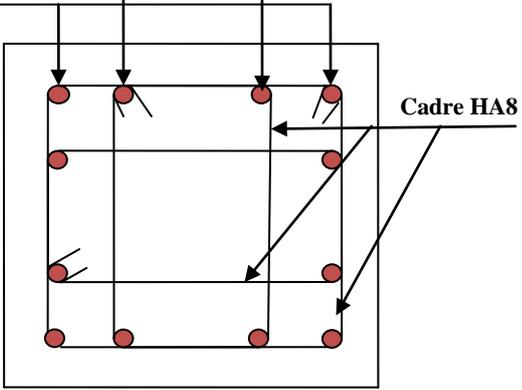
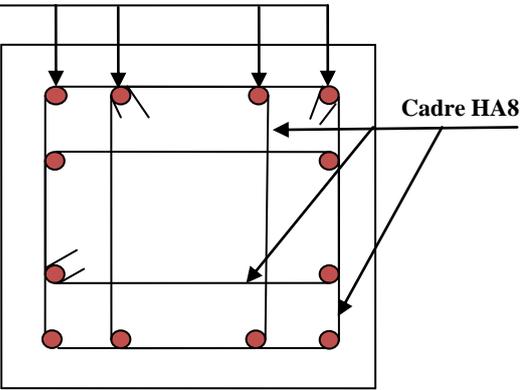
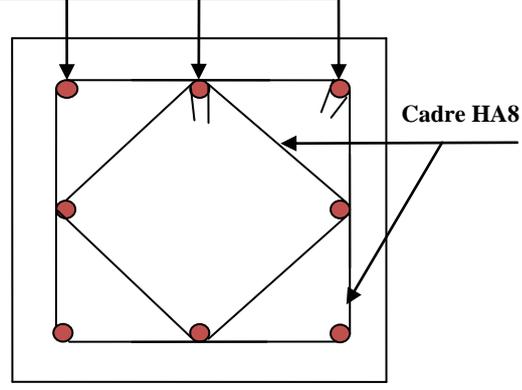
Niveaux	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
N(-3)	792.72	792.72	1585.44	135	135	337.5	Vérifiée
N(-2)	792.72	792.72	1585.44	152	152	380.16	Vérifiée
N(-1)	403.13	792.72	1195.85	152	152	380.16	Vérifiée
RDC	403.13	403.13	806.26	152	152	380.16	Vérifiée
N(1)	366.48	403.13	769.61	152	152	380.16	Vérifiée
N(2)	366.48	366.48	732.96	252.36	252.36	504.72	Vérifiée
N(3)	219.83	366.48	586.3	152	152	380.16	Vérifiée

➤ Conclusion :

La vérification des zones nodales est justifiée ; dans les deux sens donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

V.3.7 Schémas de ferrailage :

Tableau V.13 : Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau .

<p>Poteaux (60x50)</p>	<p>Poteaux (55x45) et Poteaux (50x40)</p>
<p>Etage (-4) et (-3)</p>	<p>Etage (-2) et (-1) ; RDC et (1)</p>
<p>5T20/face</p> 	<p>2T16/Face 2T14/Face</p> 
<p>Poteaux (45x35)</p>	<p>Poteau (40x30)</p>
<p>Etage (2) et (3)</p>	<p>Terrasse</p>
<p>4T12/Face</p> 	<p>3T14/Face</p> 

V.3. Étude des voiles :

V.4.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

V.4.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile. Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 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). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales ; Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes :

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

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

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 :

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

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

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. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14: Sollicitations max de calcul dans les voiles V_{x1} // à $x-x'$.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Etage(-4) et(-1)	V_{x1}	796.078	13.20	400.82	787.577	193.919	384.28	161.119
Etage(-2)et(-1)	V_{x1}	792.36	30.089	187.033	616.184	353.53	149.54	90.136
RDC et etage(1)	V_{x1}	674.23	41.99	145.47	585.646	233.362	93.57	88.64
Etage (2) et (3)	V_{x1}	466.16	32.04	87.58	429.28	133.145	50.08	62.68
Terrasse	V_{x1}	213.57	73.42	131.94	103.076	50.68	117.46	57.33

V.4.4 Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul V_{x1} // à $x-x'$ et les autres seront résumés dans un tableau.

A) Calcul sous N_{max} et M_{cor} :**1) Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1.3 \text{ m}, d = 1.25 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}.$$

$$N_{max} = 796.078 \text{ KN (compression)}, M_{cor} = 13.20 \text{ KN.m. (Combinaison ELU)}.$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.016 \text{ m}.$$

$$\frac{L}{2} = \frac{1.3}{2} = 0.65 \text{ m}$$

$e_G \leq L/2 \Rightarrow C$ à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 13.2 + 796.07 \times (1.25 - 0.65) = 490.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 490.84 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d') - M_A \leq (0.337h - 0.81d')e.h.f_{bu}$$

$$N_u(d-d') - M_{ua} = 796.078(1.25 - 0.05) - 13.20 = 0.94 \text{ MN.m}$$

$$(0.337 \times 1.3 - 0.81 \times 0.05) 0.2 \times 1.3 \times 14.2 = 1.46 \text{ MN.m}$$

$0.94 \text{ MN.m} \leq 1.46 \text{ MN.m} \Rightarrow$ Section partiellement comprimé

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{490.84 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.25^2 \times 14.2} = 0.11$$

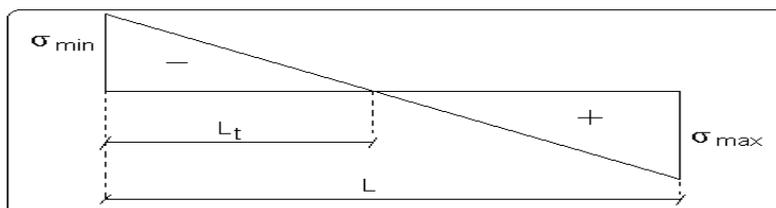
$$\mu_{bu} = 0.11 < \mu_1 = 0.393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.14$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.17 \text{ m} \Rightarrow A_l = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{490.84 \times 10^{-3}}{1.17 \times 348} = 12.055 \text{ cm}^2$$

$$A = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 0.0012 - \frac{796.078 \times 10^{-3}}{348} = -10.8 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$



Pour le calcul de l_t on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{\max} = \frac{796.078 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.3} + \frac{13.2 \times 10^{-3}}{0.036} \times \frac{1.3}{2} = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{796.078 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.3} - \frac{13.2 \times 10^{-3}}{0.036} \times \frac{1.3}{2} = 2.82 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{2.82 \times 1.3}{3.3 + 2.82} = 0.59 \text{ m}$$

2) Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

on doit vérifier que:

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 161.119 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.25} = 0.90 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) = 4.34 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de rupture par cisaillement.

Espacement des armatures horizontales :

$$Sh \leq \min (1,5e, 30 \text{ cm})$$

$$Sh \leq 30 \text{ cm}$$

Soit $Sh=20 \text{ cm}$.

La section d'armatures transversales :

$$A_h^{cal} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\min} = 0.1\% \times e \times S_h = 0.1\% \times 0.2 \times 0.2 = 0.4 \text{ cm}^2.$$

on opte pour $A_h=2\text{HA}10$; $A_h=1.57 \text{ cm}^2$.

b) Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M_{\max} = 400.82 \text{ KN.m (Compression)} \rightarrow N_{\text{cor}} = 787.577 \text{ KN}$$

a). Armatures verticales :

$$e_G = 0.5 \text{ m} < (h/2) = 0.65 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section \rightarrow section partiellement comprimée

$$M_{UA} = 873.36 \text{ KN.m.}$$

$$\rightarrow \mu_{bu} = 0.15 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.129 \rightarrow z = 1.147 \text{ m} \rightarrow A_1 = 19.02 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{\max} = \frac{787.577 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.3} + \frac{400.82 \times 10^{-3}}{0.036} \times \frac{1.3}{2} = 10.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{787.577 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.3} - \frac{400.82 \times 10^{-3}}{0.036} \times \frac{1.3}{2} = -4.21 \text{ MPa}$$

$$l = \frac{4.21 \times 1.3}{4.21 + 10.26} = 0.378 \text{ m.}$$

C). Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$N_{\min} = 193.919 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{\text{cor}} = 384.28 \text{ KN.m. (Combinaison 0.8G-E}_x).$$

a). Armatures verticales :

$$e_G = 1.98 \text{ m} > (h/2) = 0.65 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section \rightarrow section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 384.28 + 193.919 \times (1.25 - 0.65) = 500.63 \text{ KN.m.}$$

$$M_{UA} = 500.63 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.086 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.11 \rightarrow z = 1.19 \text{ m} \rightarrow A_l = 10.48 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 5.64 \text{ cm}^2$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{\max} = \frac{193.919 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.3} + \frac{384.28 \times 10^{-3}}{0.036} \times \frac{1.3}{2} = 7.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{193.919 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.3} - \frac{384.28 \times 10^{-3}}{0.036} \times \frac{1.3}{2} = -6.19 \text{ MPa}$$

$$l = 0.58 \text{ m}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage du voile V_{x1}

$$A_{V(ZT)} = 5.64 \text{ cm}^2.$$

$$A_H \geq 1.57 \text{ cm}^2 \text{ s}$$

- **Vérifications:**

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 58 = 2.32 \text{ cm}^2. (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_c = 0.23 \times 1.25 \times 20 \times 2.1 / 400 = 4.43 \text{ cm}^2. (A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL}).$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 20 \times (130 - 2 \times 58) = 0.28 \text{ cm}^2. (A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA}).$$

$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 1.30 = 3.9 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone globale du voile par le RPA).

Donc on ferraille avec :

En zone tendue : $A_{V(ZT)} = 5.64 \text{ cm}^2$.

On opte pour : 6HA14 = 9.24 cm^2

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales du voile V_{x1} ; et on prend les meme ferrailages pour les voiles (V_{x2} ; V_{x5} ; V_{x6}).

Tableau V.15.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	(-4) et (-3)	(-2) et (-1)	RDC et (1)	(2) et(3)	Terrasse
Section (m ²)	0.20×1.3	0.20×1.3	0.20×1.3	0.20×1.3	0.20×1.3
M(KN)	384.28	149.54	93.57	50.08	117.46
N(KN)	193.919	353.53	233.362	133.145	50.68
section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	161.119	90.136	88.64	62.68	57.33
τ (MPa)	0.90	0.50	0.49	0.35	0.32
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	5.64	<0	<0	<0	1.74
A_v^{min} (cm ²)	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9
A_v^{adop} (cm ²)	7.17	4.02	4.02	4.02	4.02
N^{bre} /par face	9HA10	9HA8	9HA8	9HA8	9HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.12	0.62	0.63	0.43	0.4
A_h^{min} (cm ²)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.16.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux

Niveau	(-4) et (-3)	(-2) et (-1)	RDC et (1)	(2) et(3)	terrasse
Section (m ²)	0.20×2	0.2×2	0.20×2	0.20×2	0.20×2
M(KN)	942.8	458.15	307.6	167.98	254.26
N(KN)	238.833	549.926	499.258	314.24	134.97
section	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	324.655	191.719	183.17	139	134.97

$\tau(\text{MPa})$	1.16	0.68	0.46	0.49	0.48
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(\text{MPa})$	5	5	5	5	5
$A_v^{cal} (\text{cm}^2)$	9.73	<0	<0	<0	2.46
$A_v^{\min} (\text{cm}^2)$	6	6	6	6	6
$A_v^{adop} (\text{cm}^2)$	10.17	7.11	7.11	7.11	7.11
N^{bre} /par face	9HA12	9HA10	9HA10	9HA10	9HA10
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20	20
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	1.12	0.86	0.58	0.62	0.6
$A_h^{\min} (\text{cm}^2)$	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adop} (\text{cm}^2)$	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20	20

Tableau V.17.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux

Niveau	(-4) et (-3)	(-2) et (-1)	RDC et (1)	(2) et(3)
Section (m^2)	0.20×4.1	0.2×4.1	0.20×4.1	0.20×4.1
M(KN)	5068.54	3226.44	1391.59	603.83
N(KN)	1435.8	1201.37	920.97	584.009
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	1044.66	1036.52	663.717	326.23
$\tau(\text{MPa})$	1.8	1.7	1.15	0.563
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(\text{MPa})$	5	5	5	5
$A_v^{cal} (\text{cm}^2)$	16.96	6.55	<0	<0
$A_v^{\min} (\text{cm}^2)$	12.3	12.3	12.3	12.3
$A_v^{adop} (\text{cm}^2)$	18.48	13.56	13.56	13.56
N^{bre} /par (Z.T)	12HA14	12HA12	12HA12	12HA12
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	2.25	2.23	1.43	0.7
$A_h^{\min} (\text{cm}^2)$	0.4	0.4	0.4	0.4
$A_h^{adop} (\text{cm}^2)$	2.26	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20

Tableau V.18 Sollicitations de calcul dans le voile V_y dans tous les niveaux :

Niveau	(-4) et (-3)	(-2) et (-1)	RDC et (1)	(2) et(3)	terrasse
Section (m ²)	0.20×4	0.2×4	0.20×4	0.20×4	0.20×4
M(KN)	4762.71	3239.83	1929.25	881.53	278.68
N(KN)	331.96	872.84	434.83	306	33.77
section	Partiellement comprimée				
V (KN)	1039.96	872.84	646.92	394.34	134.723
τ (MPa)	1.84	1.54	1.15	0.69	0.24
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	27.78	15.88	7.16	1.83	1.34
A_v^{min} (cm ²)	6	6	6	6	6
A_v^{adop} (cm ²)	28.64	20.36	13.56	9.48	9.48
N^{bre} /par face	4HA20+8HA16	4HA16+8HA14	12HA12	12HA10	12HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	2.3	1.93	1.43	0.86	0.29
A_h^{min} (cm ²)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
A_h^{adop} (cm ²)	3.08	2.26	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA14	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

V.3.5 Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V_{x1}) comme exemple

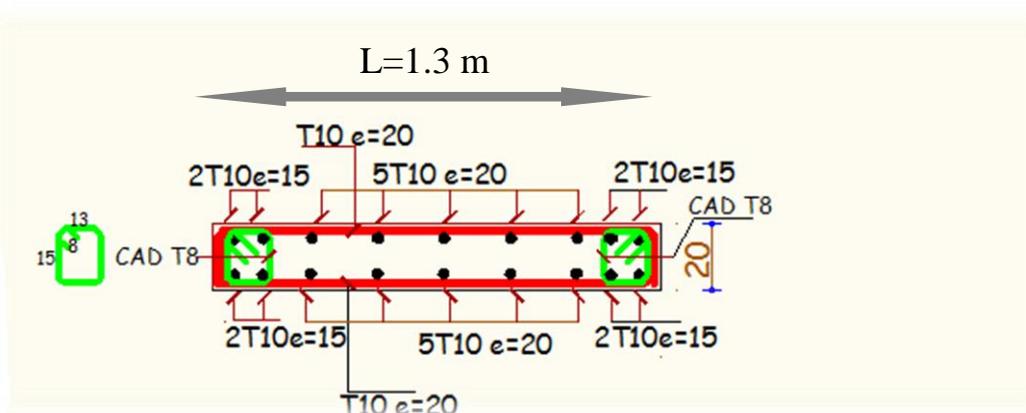


Figure V.4 : schéma de ferrailage du voile V_{x1}

V.5 Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par le logiciel de calcul (SAP2000version 14) ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/Version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

VI.2 Choix de type des fondations :

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

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ L'importance de l'ouvrage.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, qui situe la contrainte du sol à 1.8 bars le type de fondations suggéré est superficiel, la profondeur d'ancrage des fondations doit être en concordance avec la hauteur des immeubles (1/10 de la hauteur).

Le choix du type de fondation est conditionné par la stabilité de l'ouvrage et l'économie. On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.3 Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le *RPA99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

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

VI.4 Etude des fondations :

VI.4.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux étant de sections rectangulaires, on choisit des semelles rectangulaires.

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, Avec :

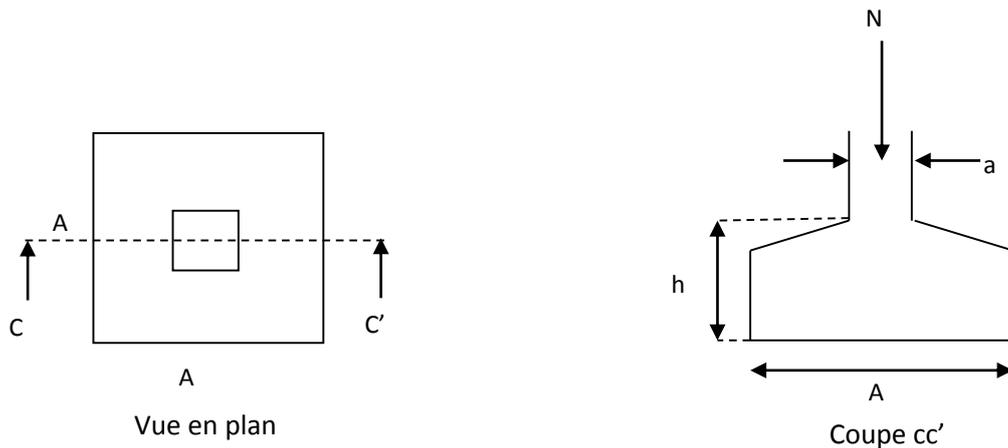


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

N : Effort normal à la base de poteau, obtenu par le logiciel **SAP2000**.

$N = 2110.823$ KN.

$\bar{\sigma}_{sol} = 180$ KN/m².

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a \times b$), donc $S = A \times B$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots(1)$$

Semelle et poteau homothétiques :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B \dots\dots\dots(2) \text{ Avec } a = 0.6 \text{ m, } b = 0.5 \text{ m dimensions du poteau.}$$

On remplace (2) dans (1) ; on aura :

$$S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \quad ; \quad B \geq \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.5 \times 2110.823}{0.6 \times 180}} = 3.13 \text{ m}$$

$$A \geq 3.75 \text{ m}$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI.4.2. Vérification des semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \quad ; \quad \text{Avec :}$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$N = N1 + N2 + N3 + N4 + N5 + N6 + N7 \Rightarrow N = 12.7929 \text{ MN}$$

Le Portique le plus sollicité : $B_1 \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{12.7929}{0.18 \times 23.3} = 3.05m.$

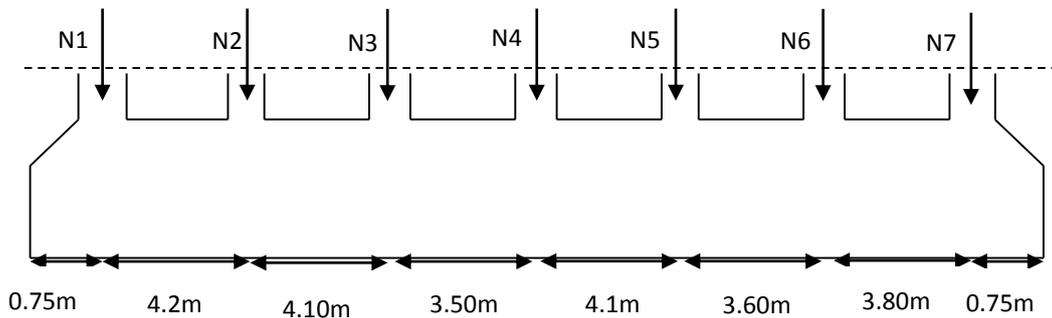


Figure.VI. 2 : *Semelle filante*

Remarque

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, se choix ne convient pas.

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité

VI.5. Radier général :

VI.5.1.Définition :

Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

On choisit un radier général dans les cas suivant :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

VI.5.2 Dimensionnement :

- **La condition de coffrage :**

✓ **Nervure :**

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\max} = 4.2 \text{ m}$$

En remplaçant dans la relation on obtient : $h \geq 42\text{cm}$

✓ **La dalle :**

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

En remplaçant dans la relation on obtient : $h_d \geq 21\text{cm}$.

• **La condition de rigidité : [5]**

$$\checkmark L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \dots\dots\dots (1)$$

$$\checkmark L_e = [(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)]^{1/4} \dots\dots\dots (2)$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h^3 \geq \frac{48 \times (4.2)^4 \times 4 \times 10^4}{(3.14)^4 \times 3.216 \times 10^7}$$

$$h \geq 0.58\text{m}$$

A partir des deux conditions on prend :

La hauteur de la nervure $h = 85\text{cm}$.

La hauteur de la dalle du radier $h_d = 40\text{cm}$.

✓ **La surface du radier**

N : l'effort normal transmis par la structure obtenu par le SAP2000.

S_{bat} : surface du bâtiment.

S : surface des fondations.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.8\text{bar.}$$

$$S_{\text{bat}} = 302 \text{ m}^2.$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S \geq \frac{41379.128}{180}$$

$$S \geq 229.88\text{m}^2.$$

La surface des fondations représente 75.8% de la surface du bâtiment alors on utilise un radier générale sans débord avec une surface $S_{\text{rad}} = 302\text{m}^2$.

VI.5.3 Les Vérifications nécessaires :**1) Vérification de la poussée hydrostatique :**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$

$$N = 41379.128 \text{ KN.}$$

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$H = 2.75 \text{ m}$, la hauteur d'ancrage du bâtiment

$S_{rad} = 302 \text{ m}^2$ (surface totale du radier).

$$\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$F_s * H * S_{rad} * \gamma_w = 1.5 * 2.75 * 302 * 10 = 12457.5 \text{ KN}$$

$$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

Condition vérifiée.

2) Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$$N = 2110.823 \text{ KN.}$$

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Le poteau le plus sollicité est le poteau de section (60×50) cm × cm, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante :

$$U_c = 2 * (A + B)$$

$$A = a + h$$

$$B = b + h$$

$$A = 60 + 85 = 145 \text{ cm.}$$

$$B = 50 + 85 = 135 \text{ cm.}$$

On trouve $U_c = 5.60 \text{ m}$.

$$0.045 * U_c * h * f_{c28} / \gamma_b = 0.045 * 4.6 * 0.85 * 25 / 1.15 = 4.65 \text{ MN.}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de poinçonnement

3) Vérification des contraintes dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

- Sens xx :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_g}{I_x}$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_X = 4631.1 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 11.45 \text{ m.}$$

$$I_Y = 18322.228 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 6.58 \text{ m.}$$

$$M_X = 15040 \text{ KN.m, } M_Y = 30887 \text{ KN.m.}$$

$$N = 413791 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{41.3791}{302} + \frac{15.04 \times 6.58}{4631.1} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{41.379}{302} - \frac{15.04 \times 6.58}{4631.1} = 0.08 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.15 + 0.085}{4} = 0.17 \text{ MPa} \leq 0.18 \text{ MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx

- **Sens yy:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_Y \cdot X_G}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{41.3}{302} + \frac{30.887 \times 11.45}{12438.1} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = 0.08$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times (0.15 + 0.08)}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.172 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} < \sigma_{\text{sol}} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

4) Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA 99/version 2003**, On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{15040}{41312.51} \Rightarrow e = 0.36 \text{ m} < 3 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{30887.08}{41312.51} \Rightarrow e = 0.747 \text{ m} < 2.56 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

VI.5.4 La dalle du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée nervurée en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable de dimension $l_x=3.8m$; $l_y=3.9m$ et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,4 = 10 \text{KN} / \text{m}^2 \text{ (} G_0 \text{: le poids propre du radier)}$$

Calcul des sollicitations

▪ Calcul a l'ELU

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35G_0 = \frac{56558.39}{302} + 1,35 \times 10 \Rightarrow q_u = 200.77 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 = \frac{41379.128}{302} + 10 \Rightarrow q_{ser} = 147.02 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.97 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\bullet \text{ A L'ELU : } \rho = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases} \quad \text{[ANNEXE II]}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 113.64 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = M_0^x = 105.94 \text{KNm}$$

-En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 96.59 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 90.05 \text{KNm}$$

-En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 56.82 \text{KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 52.97 \text{KN.m}$$

$$\bullet \text{ A L'ELS : } \rho = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0465 \\ \mu_y = 0.9543 \end{cases} \quad \text{[ANNEXE II]}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 98.7 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = M_0^x = 94.18 \text{KNm}$$

-En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 83.89 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 80.05 \text{KNm}$$

-En appuis :

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 49.35 \text{KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 47.09 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h = (1 \times 0,4) \text{ m}^2$

Tableau.VI.1:Résumé des résultats du ferrailage.

		μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A (cm^2/ml) adopté
Sens x.x	Travée	0,042	0,053	0,34	7.04	5T16 = 10.05
	appui	0,025	0,031	0,34	4.17	5T12 = 5.65
Sens y.y	Travée	0,07	0,09	0.33	6.82	5T16 = 10.05
	appui	0.035	0.045	0.344	4.6	5T12 = 5.65

• **Espacement des barres :**

Sens x-x : $S_t \leq \min(3 \times h_0; 33) = 33 \text{cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(4 \times h_0; 45) = 45 \text{cm}$; Soit : $S_t = 20 \text{cm}$ dans les deux sens.

b) Vérification à l'ELU

• **Condition de non fragilité**

$$\text{On calcule } A_{\min} : \left. \begin{matrix} h_0 > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 & h_0 = e = 40 \text{cm} \\ & ; b = 100 \text{cm} \\ A_{\min}^y = \max(\rho_0 \times b \times h_0; \frac{A_t^x}{4}) & \rho = 0.97 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 3.24 \text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 3.01 \text{m}^2 / \text{ml} \end{cases} \Rightarrow A_{\min}^x > A_{\min}^y \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 277.15 \text{KN};$$

$$\tau_u = \frac{277.15}{1 \times 0.35} \Rightarrow \tau_u = 0.79 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa.} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$-V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 281.07 \text{KN}; \tau_u = \frac{281.07}{1 \times 0.35} \Rightarrow \tau_u = 0.803 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa.} \dots\dots \text{vérifiée.}$$

c) Vérification à l'ELS

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}. \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

On a en travée : $A = 12.06 \text{ cm}^2$; $y = 9.58 \text{ cm}$; $I = 146200.6 \text{ cm}^4$

en appui : $A = 5.65 \text{ cm}^2$; $y = 6.9 \text{ cm}$; $I = 77870 \text{ cm}^4$

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes du radier

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	97.68	6.4	254.7	15	240
	M_a	57.46	5.09	311.02	15	240
y-y	M_t	83.02	5.44	216	15	240
	M_a	41.51	3.6	224	15	240

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée dans le sens x-x. Donc il faut recalculer la section d'acier tendu A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

La méthode de calcul à suivre est celle de **(BAEL E.III.3.a)**

$$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s}; \quad \cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}}; \quad \alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos(240^\circ + \frac{\varphi}{3})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \times \frac{\alpha}{1 - \alpha} < 0.6 f_{c28}; \quad A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \bar{\sigma}_s}.$$

Tableau VI.3 : résumé des résultats de ferrailage à l'ELS du radier.

		M (KN)	λ	φ (°)	α	σ_{bc} (MPa)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A (cm ² /ml) adopté	S_t
Sens x-x	Travée	97.68	1.09	28.5	0.268	5.85	11.44	3.24	5T20 = 15.71	20
	appui	57.46	1.05	21.65	0.326	5.05	12.00	3.24	5T20 = 15.71	20

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 15.71 \text{ cm}^2 > 3.92 \text{ cm}^2$

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes du radier.

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} Mpa	σ_s Mpa	observation
x-x	M_t	97.68	10.7	5872.	0.64	198.05	vérifiée
	M_a	57.46	10.7	5872.	4.9	167.06	vérifiée

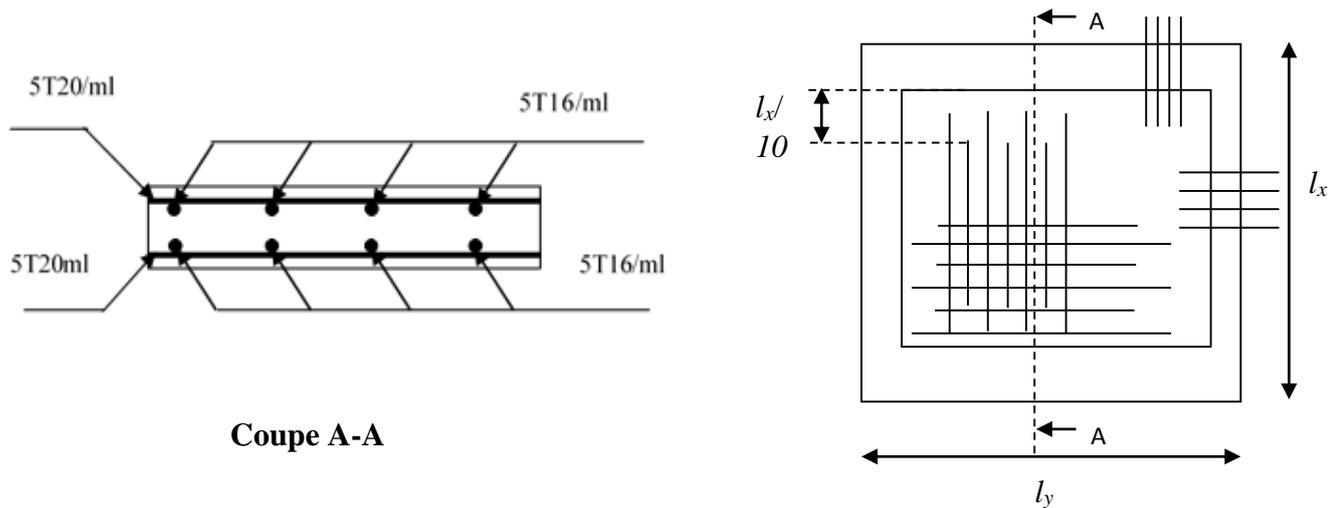


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage du radier

VI.6. Etudes des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en (Té), elles sont calculées à la flexion simple.

a) Les sollicitations sur les nervures

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties. Le calcul des sollicitations se fait par la méthode de Caquot.

On a $\rho = 0.97 > 0.4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Les charges triangulaires :**

$$P'_v = p'_m = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}} \quad \text{avec :}$$

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

- **Les charges trapézoïdales :**

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right] ; \quad P_m = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

- $q_u = 200.77 \text{ KN/m}^2$

- **Moments aux appuis :** $M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} ; \text{ avec :}$

$$\text{Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) \quad ; \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

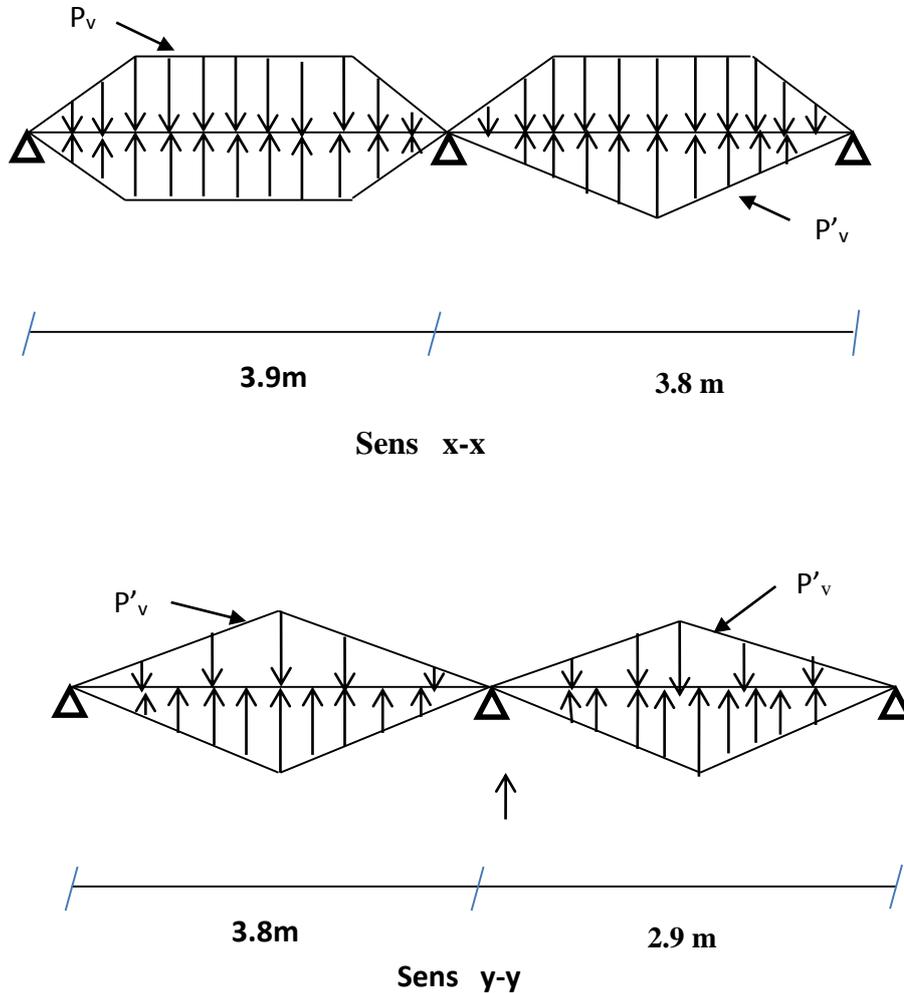


Figure.VI.4 : Charges transmises aux nervures transversales et longitudinales du radier

VI.6.1. Calcul des sollicitations :

• **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l \\ 0.8 \times l \end{cases}$

Si c'est une travée de rive

Si c'est une travée intermédiaire

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{avec} : M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

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

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- **Sens transversal x-x
appuis intermédiaire :**

$$M_a = 469.30 \text{ KN.m.}$$

- **Pour appuis de rive :**

$$M_a = 89.04 \text{ KN.m.}$$

- **Moments en travée :**

$$M_t = 888.00 \text{ KN.m.}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_1 = \frac{P \cdot l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$V_2 = \frac{-P \cdot l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$V_1 = 486.38 \text{ KN.}$$

$$V_2 = -671.87 \text{ KN.} \quad \Rightarrow V_{final} = \max(V_1; V_2)$$

$$\text{Donc : } V = 671.87 \text{ KN.}$$

- **Sens longitudinal (YY)**

Pour appuis intermédiaire :

$$M_a = 415.37 \text{ KN.m.}$$

- **Pour appuis de rive :**

$$M_a = 86.48 \text{ KN.m.}$$

- **Moments en travée :**

$$X = 2.340 \text{ m.}$$

$$M_0(x) = 565 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 840.29 \text{ KN.m.}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_1 = \frac{P * l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$V_2 = \frac{-P * l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$V_1 = 642.07 \text{ KN.}$$

$$V_2 = -482.82 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow V_{final} = \max(V_1; V_2)$$

$$V = 642.07 \text{ KN}$$

VI.6.2. Ferrailage des nervures :

Le ferrailage se fera pour une section en Té renversé en flexion simple.

Sens XX:

$b_0 = 60 \text{ cm.}$ (section de poteaux)

$h = 85 \text{ cm.}$

$h_0 = 40 \text{ cm.}$

$d = 0.8 \text{ cm.}$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.41; 2.1)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 0.41 \text{ m}$$

On prend $b_1 = 40 \text{ cm.}$

Donc : $b = 2b_1 + b_0 = 1.40 \text{ m.}$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci dessous : XX

Tableau VI.5. Résumé des résultats de ferrailage sens X-X.

sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
X-X	Travée	888.00	33.11	13.52	39.27	8HA25
	Appui	-469.30	17.19	13.52	25.13	8HA20

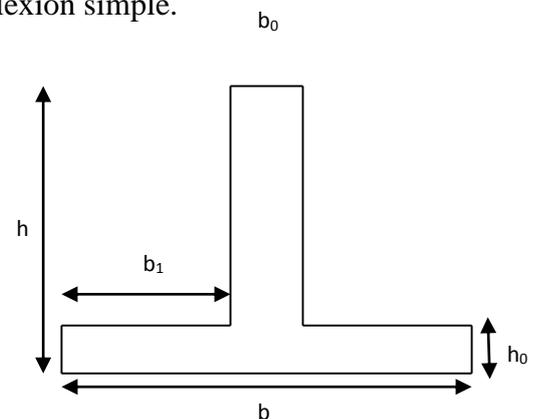


Figure. VI.5 : Section à ferrailer

Sens YY :

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$$h=0.85 \text{ m}$$

$$h_0=0.4\text{m}$$

$$b_0=0.50\text{m}$$

$$d=0.8 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.42; 2.05)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 0.42\text{m}$$

On prend $b_1=40\text{cm}$.

$$\text{Donc } :b=2b_1+b_0=1.3\text{m}$$

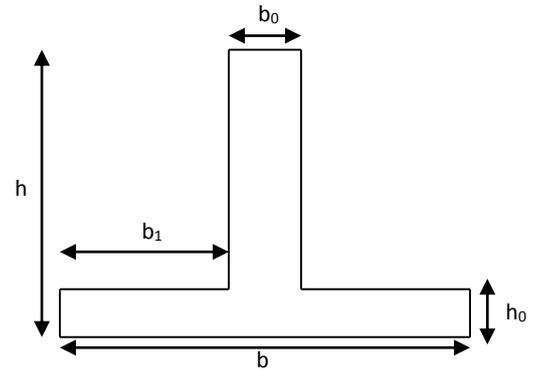


Figure. VI.6 : Section à ferrailer

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci après

Tableau VI.6. Résumé des résultats de ferrailage sens Y-Y.

sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cat} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	840.29	31.45	12.55	39.27	8HA25
	Appui	-415.37	15.20	12.55	25.13	8HA20

Remarque:

- Pour le ferrailage de la nervure on a le même ferrailage dans les deux sens (x-x,) et (y-y), on ferraille avec ce résultats toutes les autres trames.

VI.6.2.Vérifications :

➤ **A l'ELU :**

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

On utilise la méthode de la RDM :

$$V = \frac{Pu * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.8 .Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Sens XX	671.87	0.59	2.5	Vérifiée
Sens YY	642.07	0.62	2.5	Vérifiée

➤ **A l'ELS :**✓ **État limite de compression du béton :**

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

✓ **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : *Résumé des résultats (vérification des contraintes.*

Sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	843.34	30.17	2.02 10 ⁶	1.23	15	31.21	201.63
Y-Y	634.96	10.5	1.35 10 ⁶	2.25	15	201.5	201.63

On remarque que la condition de l'état limite de compression du béton et la contrainte dans les aciers sont vérifiées donc on ferraille avec la section d'armatures calculée.

✓ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(24.28; 60; 25) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 24.28 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$. ON choisie : A_t=4 HA10.

VI.6.4. Schéma de ferrailage des nervures (XX-YY)

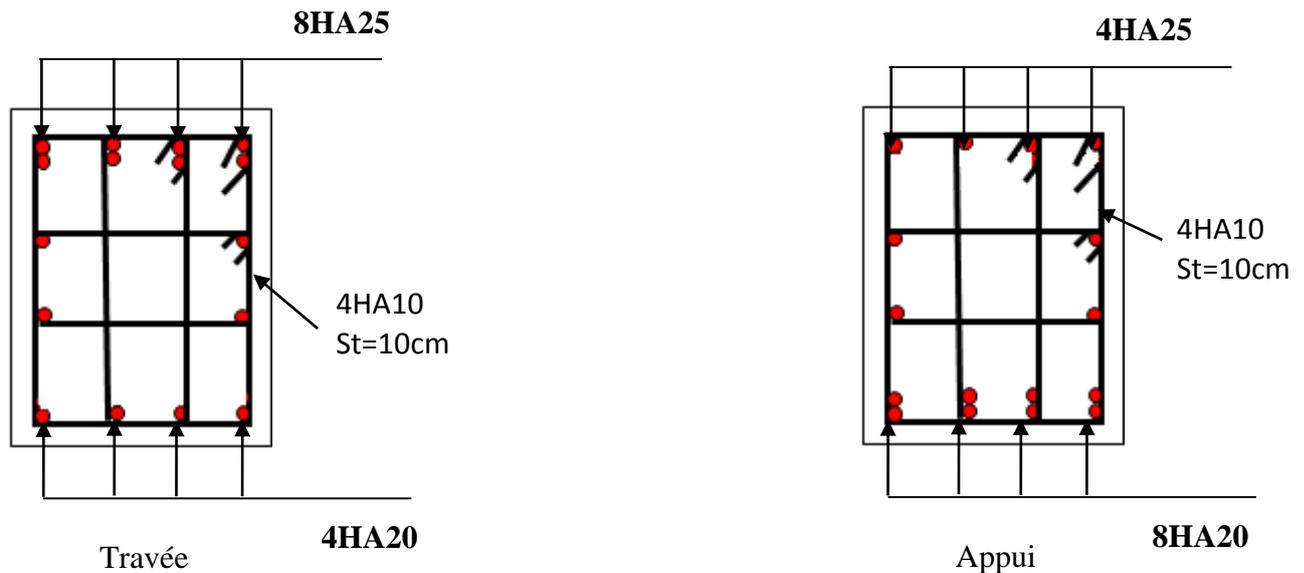


Figure VI -7: Schéma de ferrailage des nervures.

VI.7 Voiles périphériques :

VI.7.1 Introduction :

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel (Entre sol et sous-sol). Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

Il doit remplir les exigences suivantes :

- ✓ 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 dans ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

VI.7.2 Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=2.75\text{m}$
- La longueur $L=4.20\text{m}$
- L'épaisseur $e=15\text{cm}$

VI.7.3 Caractéristiques du sol :

- Le poids spécifique $\gamma_h = 19.20\text{KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 18^\circ$
- La cohésion $c=27 \text{KN}/\text{m}^2$

VI.7.4 Evaluation des charges et surcharges :

Ce voile est soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$G = 2.75 \times (19.20 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{0.31}{2})) - 2 \times 27 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{0.31}{2}) = 11.30 \text{ KN / ml}$$

- **Surcharge accidentelle : [5]**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 5.32 \text{ KN/ml}$$

VI.7.5 Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 7.98 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 23.24 \text{ KN / m}^2$$

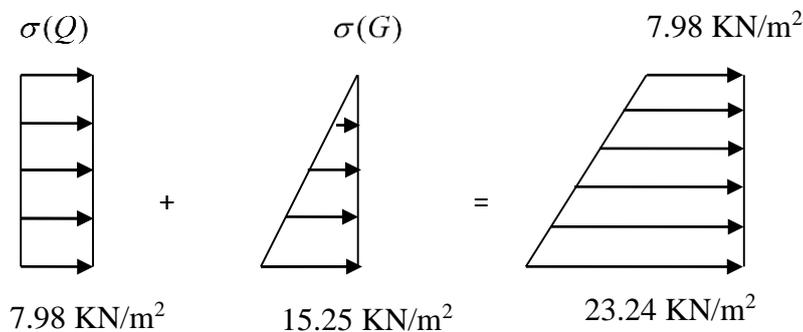


Figure VI.8 : Répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 35,42 \text{ KN / m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} = 35,42 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 23.24 + 7.98}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.019 \text{ Mpa}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.65 > 0.4 \Rightarrow \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Le calcul est similaire aux calculs effectués dans le plancher en dalle pleine.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Avec :

$$A_{\min} = 0.1\% b \times h \dots\dots\dots \text{condition exigée par le RPA/2003. (art. 10.1.2)}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant

Tableau VI.10: Section des armatures du voile périphérique

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A (cm ² /ml)	A_{\min} (cm ² /ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml)
Travée	x-x	11.21	0,0058	0.0073	3.69	4.47	1.41	5HA14 = 7.70
	y-y	4.05	0.0009	0.0011	5.69	6.88	1.41	5HA14 = 7.70
Appui		65.98	0.0034	0.0043	9.48	17.20	1.41	6HA20 = 18.25

• **Espacements :**

$$\begin{cases} \text{sens xx : } S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm} \\ \text{sens yy : } S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \end{cases}$$

VI.7.6 Vérifications :

A L'ELU:

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_y}{2}$$

$$V_u = 74.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

A L'ELS :

$$\mu_x = 0.0392$$

$$\mu_y = 0.9322$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G = 1 \times 11.3 = 11.3 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 5.32 = 5.32 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 11.3 + 5.32}{4} = 9.80 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 9.80 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L^2 = 0.0392 \cdot 11.3 \cdot (2.75)^2 = 3.35 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 3.12 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 2.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 2.65 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 1.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 1.56 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \overline{\sigma}_{bc}.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y).$$

Tableau.VI. 11 : résultats de calcul et vérification à l'ELS

		M(KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	XX	2.85	14.32	36461.6	0.62	71.15
	YY	2.65	14.32	36461.6	1.04	71.15
Appuis		1.68	23	94303.3	0.41	13.95

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \text{ et } \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Les Condition sont vérifiées.}$$

VI.7.7 Schéma de ferrailage du voile périphérique :

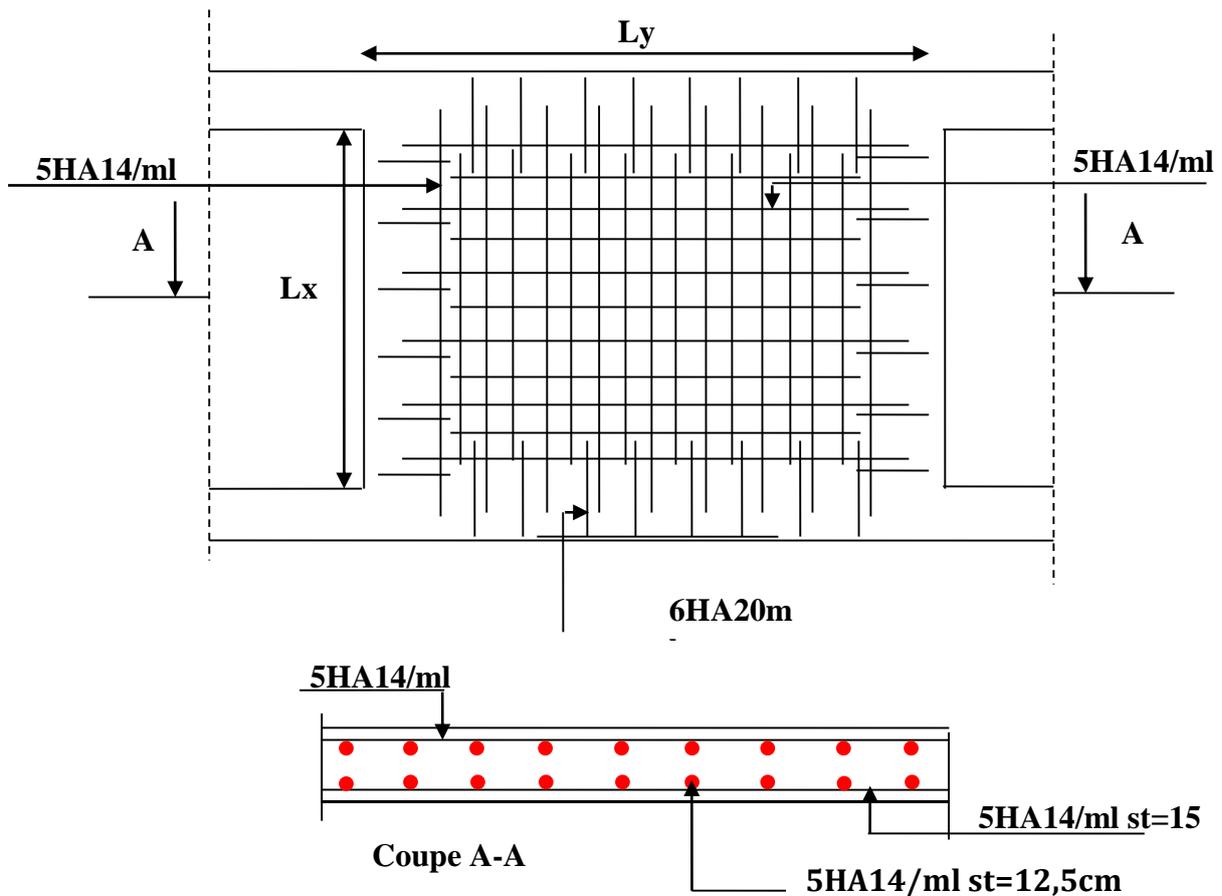


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage du voile.

VI.8 Etude du voile adossé :

VI.8.1 Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=3.06\text{m}$
- La longueur $L=4.20\text{m}$
- L'épaisseur $e=20\text{cm}$

VI.8.2 Caractéristiques du sol :

- Le poids spécifique $\gamma_h = 19.20\text{KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 18^\circ$
- La cohésion $c=27 \text{KN}/\text{m}^2$

VI.8.2 Evaluation des charges et surcharges :

ce voile est soumis à :

- La poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$G = 3.06 \times (19.20 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{0.31}{2})) - 2 \times 27 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{0.31}{2}) = 8.14\text{KN} / \text{ml}$$

- **Surcharge accidentelle :[5]**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 5.32 \text{ KN/ml}$$

VI.8.3 Ferrailage du voile :

A L'ELU :

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 7.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 18.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 16.22 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 16.22 \text{ KN/m.}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau :

$$L_x = 3.91 \text{ m.}$$

$$L_y = 4.2 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{4.2} = 0.73 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Le calcul est similaire aux calculs effectués dans les planchers en dalle pleine.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Avec :

Tableau VI. 12 : Tableau de ferrailage

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A (cm ² /ml)	A_{\min} (cm ² /ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml)
Travée	x-x	9.75	0.0034	0.0043	44.92	5.43	1.82	5HA14 = 7.70
	y-y	4.66	0.0016	0.0020	44.96	5.43	1.82	5HA14 = 7.70
Appui		57.37	0.02	0.0253	44.55	5.43	1.82	5HA14 = 7.70

Sens xx: $S_t \leq \min(2 \times e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Sens yy : $S_t \leq \min(2 \times e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

VI.8.4 Vérifications :

A L'ELU:

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min}$ condition vérifiée.

$A_a > A_{\min}$ condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_y}{2}$$

$$V_u = 34.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ la condition est vérifiée.

A L'ELS :

$$\mu_x = 0.0646$$

$$\mu_y = 0.4780$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G = 1 \times 8.14 = 8.14 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 5.32 = 5.32 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 8.14 + 5.32}{4} = 7.44 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 7.44 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$M_x = \mu_x * q_u * L^2_x = 0.0646 * 8.14 * (3.06)^2 = 4.92 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 2.35 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 4.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 2 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 2.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 1.18 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y).$$

Tableau VI. 13 : résultats de calcul et vérification à l'ELS

		M(KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	XX	4.18	16.54	590613.5	0.2	6.21
	YY	2	16.54	590613.5	0.056	2.97
Appuis		2.46	16.54	590613.5	0.068	0.098

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ et $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Les Conditions sont vérifiées.

VI.8.5 Semelle filante sous Voile adossée :

1-Dimensionnement (coffrage)

a) Evaluation des charges

avec :

$$N_{\text{(terre)}} = \gamma_h \times S_{\text{semelle}} \times h ; \quad \gamma_h : \text{poids spécifique du sol ; } \gamma_h = 19.20 \text{ KN/m}^3.$$

$$N_{\text{(terre)}} = 19.20 \times 4.2 \times 5.81 = 468.52 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{(Voile)}} = 25 \times 4.20 \times 0.20 \times 3.06 = 64.26 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{Total}} = 532.78 \text{ KN.}$$

b) Calcul de la largeur de la semelle (B)

avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = 0.70 \text{ m} \quad \mathbf{B=0.80 \text{ m}}$$

C) Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t)

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$\mathbf{h_t = d + c ;}$$

avec :

- c : enrobage des armatures ; c = 5 cm ;
- d : hauteur utile doit vérifier la condition suivante : $d > \frac{B-b}{2}$.

$$d = 0,45 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0,45 = 0,50 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{h_t = 0,50 \text{ m}}$$

$$N_{\text{(semelle)}} = 25 \times 2.94 \times 0,50 = 36.75 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{Total}} = N_t + N_{\text{(semelle)}} \Rightarrow 532.78 + 36.75 = 569.53 \text{ KN.}$$

$$S = \frac{\sum N}{\sigma_{sol}} = \frac{569.53}{180} = 3.16 \text{ m}^2$$

S: surface de la semelle.

$$S = L_{\text{Total}} \times B.$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{3.16}{4.20} = 0.75 \text{ m ; soit : } B = 0.80 \text{ m.}$$

En prend : **h=0,50 m** **B=0.80 m**

VI.8.6 Le Ferrailage :

a- Aciers principaux ($A_{//B}$)

$$A_{//B} = \frac{N_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \overline{\sigma_{st}}}$$

avec :

N_u : effort ultime sollicitant la semelle ;

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte d'acier ; $\overline{\sigma_{st}} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$

b- Aciers de répartition ($A_{\perp B}$)

$$A_{\perp B} = \frac{A_{//B}}{4}$$

- Application numérique :

$B = 0.80 \text{ m ; } N_u = 1125.53 \text{ KN ; } b = 20 \text{ cm ; } d = 50 \text{ cm . } L = 4.20 \text{ m}$

$$A_{//B} = \frac{569.53 \cdot 10^{-3} \cdot (0.80 - 0.20)}{8 \cdot 0.45 \cdot 348} = 2.73 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 10HA8 = 5.03 cm² avec un espacement de 40cm.

$$A_{\perp B} = \frac{5.03}{4} = 1.25 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 5HA8 = 3,95 cm² avec un espacement de 30cm.

VI.8.1 Schéma de ferrailage :

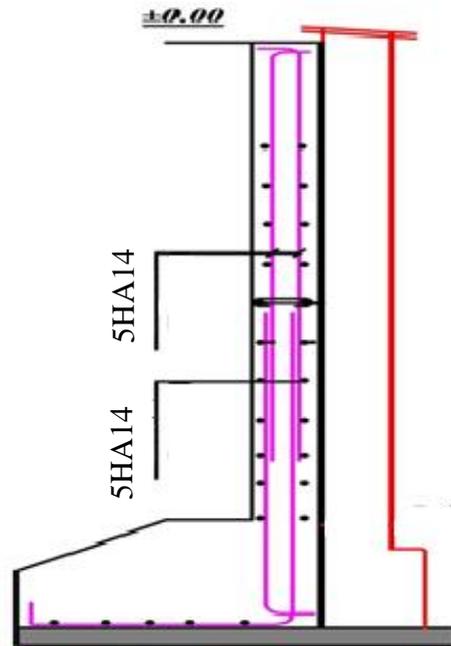


Figure VI.10 : Schéma de ferrailage du voile adossé.

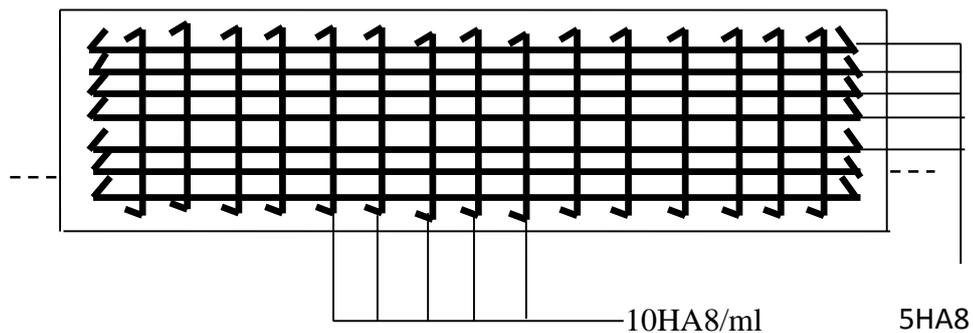


Figure VI.11 Schéma de ferrailage Semelle filante sous Voile adossée.

VI.9 Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure .

CONCLUSION GENERALE

L'analyse tridimensionnelle d'une structure est rendue possible grâce à l'outil informatique et aux logiciels de calcul existants, à savoir le SAP 2000 et Robot Millennium ... etc. Cependant la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissance de certaines notions de base d'éléments finis et de dynamique des structures afin de mieux rapprocher les modélisations de la réalité.

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine de bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Nous avons été amenés à effectuer une modélisation par un logiciel de calcul des structures. Nous avons opté pour le logiciel SAP2000. D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- L'ingénieur chargé de l'étude doit avoir un esprit critique face aux résultats du fait de l'existence des incertitudes propres au calcul.
- La modélisation en tenant compte des éléments secondaires fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
- L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux, ce qui conduit généralement à d'importantes sections de poteaux.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

ANNEXE I :

Etude de sol

- Entreprenre la réalisation des immeubles en commençant par ceux de la partie aval du versant. Ces immeubles, une fois achevés contribueront énormément à la stabilité du versant.

Du point de vue géotechnique et par rapport à la réalisation des fondations des différents immeubles, on préconisera :

N.B : Le calcul des fondations doit être, soigneusement élaboré car sur des terrains en pente les résultantes des forces (essentiellement les charges) ne sont pas verticales et vont dans le sens du glissement.

- L'emploi de fondations superficielles, semelles filantes ou radiers.
- La profondeur d'ancrage des fondations doit être en concordance avec la hauteur des immeubles (1/10 de la hauteur).
- Les contraintes admissibles des sols de fondation seront :
 - a) Assises des blocs **C3, C4 et D4** : $\sigma = 1.80 \text{ bars}$ à partir d'une profondeur de $-5^m.0$ de la côte de la piste.
 - b) Assises des blocs **B, C1, C2, D1, D2 et D3** : $\sigma = 1.60 \text{ bars}$, à partir d'une profondeur de $-2^m.00$ de la côte de la piste (piste trouvée à la date du 03.08.2012).

Ces contraintes admissibles sont à confirmer avec des sondages pénétrométriques qui seront réalisés au niveau des plates formes finales devant accueillir les blocs.

Aussi, on conseille :

- ✓ d'établir un plan de terrassements généraux, qui permettra un contrôle des remblais, des déblais et des points de stockage et permettra aussi une meilleure organisation et mécanisation des travaux de terrassement.
- ✓ Procéder à la plantation d'arbres dans le versant (ex : eucalyptus, olives ...).
- ✓ Les terrassements dans la partie aval, après réalisation des blocs en amont seront très délicats et aventureux. C'est pourquoi, il est recommandé fortement, l'entame du projet par la réalisation des blocs en aval.
- ✓ L'élaboration des réseaux d'E.E.P, E.E.U et A.E.P draconiens et surtout très étanches (dans des caniveaux).
- ✓ En plus de l'aspect économique, il est toujours risqué de trop modifier les terrains en pente par rapport à leur état d'équilibre initial.

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

Ingenieur Charge D'études
A. DJEDJIG

LE DIRECTEUR



BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition Décembre 1993.
- [2] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- [3] Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000
- [4] DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- [5] DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- [6] Cours de béton armé, 3ième et 1ere année Master Génie Civil.
- [7] V.Davidovici : « La construction en zone sismique ». Editions le Moniteur. Paris(1999).
- [8] Anciens mémoires de fin d'étude.

ANNEXE II :

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33