

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'enseignement supérieur et de la recherche
scientifique

UNIVERSITÉ ABDERRAHMANE MIRA-BEJAJA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme de master

En Génie Civil

Option : Matériaux et structures

Thème

*ÉTUDE D'UN BÂTIMENT (R+9+ SOUS-SOL) À
USAGE D'HABITATION, COMMERCES ET BUREAUX
CONTREVENTÉ PAR UN SYSTÈME MIXTE (VOILE-PORTIQUE)*

Encadré par :

Mr : A. BOUKELLOUDA

Jurys :

M^{me} : S. AREZKI

Mr : L. REMDANI

Réalisé par :

Mr : BEKOUCHE Idris

Mr .BOUDJAOUI Hicham

Promotion 2015

Remerciements

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

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

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

À Mr : A.BOUKELLOUDA : 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.

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

IDRIS & HICHAM

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

La personne qui s'est dévoué à mon éducation et mon bonheur et m'a soutenue a tous moment de ma vie,

Ma mère.

*A celui qui a toujours cru en mes capacités, **Mon père.***

A mes grands-mères

A mes frères et sœurs

A toute ma famille

A tous mes amis et à tous qui me sont chers sans exception

*Enfin je remercie mon binôme **Idris** et toute sa famille*

Hicham.

Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

À mes très chers parents (fatma et Slimane) qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin. Et qui m'ont donné un magnifique modèle de persévérance.

À chaque cousin et cousine.

À mes copains de chambre.

À mes chers frères et sœurs.

À toute ma famille sans exception.

À mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chères.

Enfin, je remercie mon binôme Hicham ainsi que toute sa famille.

IDRIS.

Liste des tableaux

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.	9
Tableau II.1 : Evaluation des charges permanentes dans le plancher terrasse accessible.	20
Tableau II.2 : Evaluation des charges permanentes dans le plancher terrasse inaccessible... ..	20
Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes dans le plancher d'étage courant.....	20
Tableau II.4 : Evaluation des charges dans les plancher a dalles pleines.....	21
Tableau II.5 : Evaluation des charges des murs extérieurs et intérieurs.	21
Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes des paliers d'escaliers.	22
Tableau II.7 : Evaluation des charges permanentes des volées d'escaliers.....	22
Tableau II.8 : Evaluation des charges permanentes revenant a l'acrotère.	22
Tableau II.9 : Evaluation des charges d'exploitations selon le DTR.BC.2.2 :	22
Tableau II.10 :Descente de charge du poteau central.....	26
Tableau II.11 : Résultats dans les deux descentes.	33
Tableau II.12 : vérification a la compression simple.....	33
Tableau II.13 :Vérification au flambement :	35
Tableau II.14 :Pré vérification de l'effort normal réduit :	35
Tableau III.1 : Les Types de poutrelles :	41
Tableau III.1 Chargement sur les poutrelles.....	42
Tableau III.2 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 01 à usage de service).	45
Tableau III.3 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 01 à usage de service).....	45
Tableau III.4 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 02 à usage de service).	45
Tableau III.5 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 02 à usage de service).....	46
Tableau III.6 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 03 à usage de service).	46
Tableau III.7 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 03 à usage de service).....	46
Tableau III.8 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 01 à usage d'habitation).....	47
Tableau III.9 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 01 à usage d'habitation).	47
Tableau III.10 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 02 à usage d'habitation).....	47
Tableau III.11 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 02 à usage d'habitation).	47
Tableau III.12 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 01 de la terrasse accessible).	47
Tableau III.13 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 01 de la terrasse accessible).....	48
Tableau III.14 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 02 de la terrasse accessible).	48
Tableau III.15 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 02 de la terrasse accessible).....	48
Tableau III.1 . Les Types de poutrelles :	41
Tableau III.1 .Chargement sur les poutrelles.....	42
Tableau III.2 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 01 à usage de service).	45
Tableau III.3 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 01 à usage de service).....	45
Tableau III.4 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 02 à usage de service).	45

Tableau III.5 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 02 à usage de service).....	46
Tableau III.6 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 03 à usage de service).	46
Tableau III.7 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 03 à usage de service).....	46
Tableau III.8 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 01 à usage d'habitation).....	47
Tableau III.9 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 01 à usage d'habitation).	47
Tableau III.10 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 02 à usage d'habitation).....	47
Tableau III.11 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 02 à usage d'habitation).	47
Tableau III.12 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 01 de la terrasse accessible).....	47
Tableau III.13 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 01 de la terrasse accessible).....	48
Tableau III.14 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 02 de la terrasse accessible).....	48
Tableau III.15 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 02 de la terrasse accessible).....	48
Tableau III.16 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 01 de la terrasse inaccessible)...	48
Tableau III.17 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 01 de la terrasse inaccessible)....	48
Tableau III.18 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 02 de la terrasse inaccessible)...	49
Tableau III.19 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 02 de la terrasse inaccessible)....	49
Tableau III.20 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 03 de la terrasse inaccessible)...	49
Tableau III.21 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 03 de la terrasse inaccessible)....	49
Tableau III.22 : Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage.	50
Tableau III.23 : Ferrailage des poutrelles.....	57
Tableau III.24 : Choix des barres de ferrailage.	58
Tableau III.25 : vérification au cisaillement.....	58
Tableau III.26 : vérification des états limites de compression de béton.	59
Tableau III.27 : vérification de la flèche pour la terrasse accessible.....	59
Tableau III.28 : vérification de la flèche pour le plancher d'habitation.	59
Tableau III.29 : vérification de la flèche pour le plancher bureaux.	59
Tableau III.30 : vérification de la flèche pour le plancher commercial	60
Tableau III.31 : schéma de ferrailage des poutrelles.....	60
Tableau III.32 : ferrailage de panneau sur 01 appui (type1).	63
Tableau III.33 : Résumé des résultats de ferrailage.	67
Tableau III.35 : Résumé des résultats de ferrailage.	70
Tableau III.36 : Résultats de ferrailage de l'escalier balancé.	72
Tableau III.37 : Les résultats de la vérification à la compression de béton.	73
Tableau III.38 : Résultat du ferrailage de la poutre palière.....	76
Tableau III.40 : Ferrailage de la poutre de chaînage.....	86
Tableau III.41 : Sollicitations et combinaisons d'action.	89
Tableau III.42 : Tableau de ferrailage de la dalle de la machine	95
Tableau III.43 : Résultats des calculs	99

Tableau III.44: Résultats de calculs.....	102
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q	105
Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :	109
Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales :	111
Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales.	111
Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit :	112
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques :	112
Tableau IV.7. Vérification des déplacements :	113
Tableau IV.8. Vérification de l'effet $P-\Delta$:	114
Tableau.V.1. Les sections minimales et maximales dans les poteaux Préconisés par le RPA99/V2003	116
Tableau. V.2. Sollicitations dans les poteaux.	117
Tableau. V.3. Armatures longitudinales des poteaux.	118
Tableau. V.4. Armature transversale des poteaux rectangulaires.	119
Tableau. V.5. Vérification du flambement pour les poteaux.	121
Tableau. V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.	122
Tableau. V.7. Vérification des contraintes tangentielles.....	123
Tableau. V.08. Moments résistant dans les poteaux	125
Tableau. V.9. Moments résistant dans les poutres.	125
Tableau. V.10. Vérification de la zone nodale	125
Tableau. V.11. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/V2003	128
Tableau. V.12. Les sollicitations les plus défavorables	129
Tableau. V.13. Armatures longitudinales des poutres.	129
Tableau.V.14. Vérification de l'effort tranchant.....	131
Tableau. V.15. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	131
Tableau. V.15. Vérification de la contrainte limite de béton à L'ELS.	132
Tableau. V.16. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1.55m$ à tous les niveaux.	137
Tableau. V.17. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=4.35m$ à tous les niveaux.....	137
Tableau. V.18. ferrailage le voile $V_{y1}=4.35m$ sur toute la hauteur.....	141
Tableau. V.19. ferrailage le voile $V_{x1}=1.55m$ sur toute la hauteur.....	142
Introduction :	144
Tableau.VI.1 Résumé des résultats de ferrailages du radier.....	151
Tableau.VI.2. Vérification des contraintes de la dalle du radier	152
Tableau.VI.3. Vérification des contraintes de la dalle du radier après Redimensionnement de la section d'acier.....	152
Tableau.VI.4. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens x-x à L'ELU.....	155
Tableau.VI.5. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens x-x à L'ELS	155

Tableau.VI.6. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens y-y à L'ELU.....	156
Tableau.VI.7. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens y-y à L'ELS	156
Tableau.VI.8. Résumé des résultats de ferrailage des nervures.....	157
Tableau.VI.9. Vérification des contraintes des nervures de radier	158
Tableau.VI.10. Vérification des contraintes de la dalle du radier après redimensionnement de la section d'acier.....	158
Tableau.VI.11. Section des armatures du voile périphérique	161
Tableau.VI.12. Vérification des contraintes	163

Liste des figures

Figure.II.1. Coupe de voile en élévation.	11
Figure.II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	12
Figure.II.3. vue en plan u sens de la disposition des poutrelles.	13
Figure.II.3. Coupe transversale d'une poutrelle.	14
Figure.II.4 : différents types de dalles.....	15
Figure II.5 : composantes des escaliers	16
Figure.II.6 : shéma d'escalier a deux volées.....	17
Figure.II.7 : shéma d'escalier a quatre volées.	17
Figure.II.9. shéma d'un escalier balancé.	19
Figure.II.10. vue en plan d'un acrotère.....	19
Figure.II.11. vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charge.	23
Figure.II.12. La surface afférente du poteau P1.....	24
Figure.II.13. schéma de la descente de charge.	26
Figure. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées	39
Figure. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.....	39
Figure. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	39
Figure. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées	39
Figure. III.5 : Schéma statique de la poutrelle T2 (étage courant)	42
Figure.III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	62
Figure. III.7. schéma de la dalle type (01).....	63
Figure. III.8. schéma statique de la dalle type (01).....	63
Figure III.9. : Schéma de ferrailage de la dalla pleine (type 1).....	65
Figure III.10 : 2eme type de dalle pleine.....	65
Figure III.11 : Schéma statique de 2eme type de la dalle pleine.....	66
Figure III.13 : Schéma statique de la volée I et II	66
Figure III.14 : Schéma statique d'escalier avec chargement	66

Figure III.16 : Schéma statique de la volée 03 de type 02 (R.D.C).	69
Figure III.17 : Schéma statique d'escalier avec chargement.	70
Figure III.18 : Schéma statique de l'escalier balancé avec chargement.	73
Figure III. 19 : Schéma de ferrailage d'escalier type 01 et 02 (R.D.C+étages courants)	74
Figure III. 20 : Schéma de ferrailage de l'escalier balancé (sous sol).	75
Figure III.21 : Schéma statique de la poutre palière.....	75
Figure III. 22 : Section fictive.	79
Figure III. 23 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.	80
Figure III.24 : Schéma statique de la poutre brisée.	80
Figure III.25 : Schéma statique de la poutre brisée avec chargement.....	81
Figure III. 26 : Section fictive.	84
Figure III. 27 : Schéma de ferrailage de la poutre brisé	85
Figure III. 28 : Schéma statique de la poutre chaînage.	86
Figure III.29 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.	87
Figure III.30 : Coupe d'acrotère.....	87
Figure.III.31 .Section à ferrailer.....	90
Figure III.32 : Dalle sur quatre appuis.....	94
Figure III.33 :L'ascenseur.	98
Figure III.34 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.	102
Figure IV.1 spectre de réponse	107
Figure IV.2 .Disposition des voiles.	108
Figure.IV.3 .1 ^{ème} mode (translation suivant X)	109
Figure.IV.4 .2 ^{ème} mode (translation suivant Y)	109
Figure.IV.5 .3 ^{ème} mode (torsion suivant Z).....	110
Figure.V.1 . Zone nodale	115
Figure.V.2 .Section d'un poteau	122
Figure.V.3 . Schéma de la zone nodale.	124

Figure.V.4. Schéma de ferrailage des poteaux.	127
Figure.V.5. Disposition constructive des armateurs dans les poutres.	133
Figure.V.6. Schéma de ferrailage des poutres principales.....	134
Figure.V.7. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.	135
Figure.V.8. Disposition des armatures dans les voiles.....	136
Figure.V.9. Schéma d'un voile plein.	138
Figure.V.10. Schéma de ferrailage du voile V_{x1}	142
Figure.VI .1. Semelle isolée.	145
Figure.VI.2. Semelle filante.....	
Erreur ! Signet non défini.	
Figure.VI.3. Schéma de ferrailage de la dalle de radier.	153
Figure.VI.4. Schéma de rupture de la dalle du radier.	154
Figure.VI.5. Sollicitations sur la nervure du sens x-x.	155
Figure.VI.6. Sollicitations sur la nervure du sens y-y.	156
Figure.VI.7. Section à ferrailer.....	156
Figure.VI.8. Schéma de ferrailage des nervures de radier.	159
Figure.VI.9. Répartition des contraintes sur le voile périphérique.....	161
Figure.VI.10. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	163

Sommaire

Introduction générale

CHAPITRE I Généralités

Introduction :	1
I.1 : Présentation de l'ouvrage :	1
I.2.Caractéristique de la structure:	1
I.2.3 : Description structurale :	1
I.2.4. Choix du contreventement :	2
I.3 : Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont :	2
I.4.2 les hypothèses de calcul :	3
I.5.Actions et sollicitations :	3
I.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :	4
I.6. Caractéristique des matériaux :	5

CHAPITRE II Pré dimensionnement des éléments

II.1 : Introduction :	10
II.2:Pré dimensionnement des éléments principaux :	10
II.2.1. Les poutres :	10
II.2.2. Poteaux :	11
II.2.3. Les voiles :	11
II.3.Pré dimensionnement des éléments secondaires :	12
II.3.1.les planchers :	12
II.3.1.a. Plancher à corps creux :	12
II.3.1b. Plancher en dalle pleine :	14
II.4. Les escaliers :	16
II.7.2Déscente de charge :	24
II.8. Conclusion :	37

CHAPITRE III Calcul des éléments secondaire

III.1.Calcul des planchers :	38
III.1.2. Etude des poutrelles :	38
III.3) Etude des dalles pleines:	62
III.3 : Etude de l'escalier :	66
III.9) Acrotère	87

III.10. ÉTUDE DE L'ACENSEUR	94
-----------------------------------	----

CHAPITRE IV Etude dynamique

Introduction	103
IV.2. Méthodes de calcul	103
IV.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	108
Conclusion	114

CHAPITRE V Etude des éléments structuraux

Introduction	115
V.1. Etude des poteaux :	115
V.2. Etude des poutres :	128
V.3. Etude des voiles :	135
Conclusion	143

CHAPITRE VI Etude des fondations

Introduction	144
VI.1. Choix du type des fondations :	144
VI.2. Etudes des fondations :	144
1. Vérification de la semelle isolée :	144
2. Vérification des semelles filantes :	145
3. Vérification du radier général :	146
V.3.2. Calcul des nervures :	153
VI.3. Etude du voile périphérique :	160

Conclusion général

Bibliographie

Annexes

Rapport de sol

Les plans

1. Majuscules Romaines

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

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

B : Aire d'une section de béton

E_s : Module de Young de l'acier

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

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

F : Force ou action en général

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

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime

N_{ser} : Effort normal de calcul de service

N_u : Effort normal de calcul ultime

P : Action permanente

Q : Action d'exploitation

V_u : Effort tranchant de calcul ultime

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

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

b_0 : Largeur de l'âme d'une poutre

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

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

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

g : Charge permanente unitaire

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

h_0 : Hauteur du talon d'une poutre

h_1 : Hauteur du hourdis d'une poutre

j : Nombre de jours de maturité du béton

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

L_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

q : Charge permanente unitaire.

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

Introduction

Introduction générale

Construire des bâtiments c'est concevoir puis réaliser des enveloppes abritant des activités humaines dans les meilleures conditions de confort et de sécurité possibles à moindre coût.

L'aspect conception connaît un essor important au cours des dernières années caractérisées par la prolifération d'outils numérique et informatique de plus en plus puissant.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés. Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (R.P.A.99/version 2003 pour l'Algérie).

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus universitaire sur un projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le programme académique de génie civil, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master.

Notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment multi fonctionnel(R+9+une terrasse accessible+un sous sol).Il regroupe à la fois locaux, bureaux et logement d'habitation, contreventé par un système mixte (portique+voiles).

Afin de cerner notre étude, nous avons divisé le travail en plusieurs chapitres, Les premiers chapitres traitent de la conception, le pré dimensionnement ainsi que du calcul des éléments secondaires. Ensuite une étude sismique suivie par un chapitre de calcul des éléments porteurs puis une étude concernant l'infrastructure et en fin on termine par une conclusion générale.

Les différentes étapes de calcul ont été minutieusement décrites dans ce document. Ces calculs ont été menés conformément aux règles en vigueur en Algérie (B.A.E.L.91 et R.P.A99 version2003) et pour la modélisation du bâtiment on utilise un logiciel de calcul (Sap 2000/V 14).

Chapitre I

Généralités

Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1 : Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+09+une terrasse accessible+sous-sol) implanté à **Bejaia**. Cette structure est destinée pour l'usage commercial, bureaux et d'habitation. Elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage se situe à Bejaia, qui est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), par la **zone IIA** (zone de moyenne sismicité).

I.2.Caractéristique de la structure:

I.2.1.Caractéristiques géométriques:

- ✓ Largeur en plan.....**14.30m.**
- ✓ Longueur en plan.....**21.94m.**
- ✓ Hauteur totale du bâtiment.....**41.91m.**
- ✓ Hauteur du sous-sol.....**5.10m.**
- ✓ Hauteur du RDC.....**5.61m.**
- ✓ Hauteur des étages courants.....**03.06m.**

I.2.2.Données de site :

- ❖ Le sol de notre site est de catégorie **S2**.
- ❖ Le sol de notre site est constitué de limons marneux graveleux.
- ❖ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,5 \text{ bars}$.
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : **D=2.00 m**

I.2.3 : Description structurale :

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

❖ Les maçonneries :

- les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une lame d'air de 5cm.
- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

❖ L'acrotère : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

❖ Balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

❖ L'infrastructure :

Elle assure les fonctions suivantes :

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

I.2.4. Choix du contreventement :

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal. Le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **Iia** ; l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.3 : Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

I.5.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.6. Caractéristique des matériaux :**I.6.1. Le béton :****I.6.1.1. Définition:**

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

I.6.1.2. Composition du béton:

Un béton courant un mètre cube, est composé

350 Kg de ciment (CPA 325).

400 l Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).

800 l de $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (5 < } D_g < 15\text{mm). (CPA 325)} \\ \text{Gravier (15 < } D_g < 25\text{mm).} \end{array} \right.$

175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3 .

✓ **Contrainte ultime de cisaillement :** **BAEL 91** (article A.5.211)

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

$\tau_{adm} = \min(0,2f_{cj}/\gamma_b; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min(0,15f_{cj}/\gamma_b; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

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

$\tau_{Adm} = 3,33\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2,5\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration préjudiciable.

c.2. Etat limite de service :

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

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

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

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

d. Déformation longitudinale du béton:

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

✓ **Le module de déformation longitudinale instantané:** Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ , } (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa.}$$

✓ **Le module de déformation longitudinale différé:**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} .$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}$$

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

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

✓ **Module déformation transversale :**

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

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

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

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

I.6.2 L'acier :

a. Définition: Le matériau acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

a. Résistance caractéristique de l'acier :

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

Principales armatures utilisés

Tableau .I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

b. Contrainte limite :

✓ **Etat limite ultime :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} .$$

Avec :

$E_s = 200\,000$ MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité.

✓ **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Conclusion :

Le béton est un matériaux qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés

Vue que le matériaux béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour ce la, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristique du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

II.1 : Introduction :

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2:Pré dimensionnement des éléments principaux :

II.2.1. Les poutres :

II.2.1.1. Les poutres principales : elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

On suppose des poteaux de $(55 \times 55) \text{ cm}^2$.

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 545 - 55 = 490 \text{ cm}$)

D'où:

$$L_{\max} = 490 \text{ cm} \Rightarrow 32.66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$$

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

$b = 40 \text{ cm}$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA/99/2003** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 45/40 = 1.12 < 4$ condition vérifiée.

II.2.1.2 : les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 445 - 55 = 390 \text{ cm}$)

$$L_{\max} = 390 \text{ cm} \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq h \leq 39 \text{ cm}.$$

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

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (40, 45) \text{ cm}^2$

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

II.2.2. Poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

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

Les dimensions des poteaux sont supposées :

Pour des poteaux carrés:

- R.D.C, 1^{er} étage, sous-sol : $(b,h) = (55,55) \text{ cm}^2$.
- 2^{eme} et 3^{eme} étage: $(b,h) = (50, 50) \text{ cm}^2$.
- 4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme} étage: $(b,h) = (45,45) \text{ cm}^2$.
- 7^{eme} étage: $(b,h) = (40,40) \text{ cm}^2$.
- 8^{eme} et 9^{eme} étage: $(b,h) = (35,35) \text{ cm}^2$

II.2.3. 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 :

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

h_e : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages donc :

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

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

$$\text{On a : } e \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles des étages courants une épaisseur de $e = 15 \text{ cm}$.

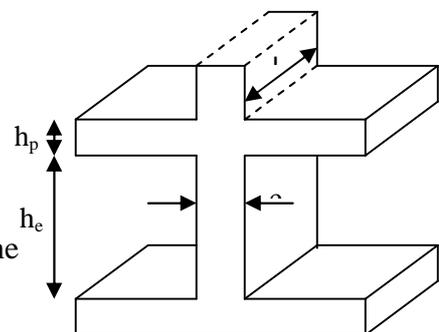


Figure. II.1. Coupe de voile en élévation.

Comme nous avons la hauteur de RDC $h_e = 300 - 20 = 280 \text{ cm}$.

$$e \geq \frac{280}{20} = 14 \text{ cm}$$

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

II.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.3.1. les planchers :

- **Définition :** Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :
 - Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
 - Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

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

II.3.1.a. Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (fig.II.3).

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = (445 - 55) = 390\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{390}{22.5} = 17.33\text{cm}.$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4$) = 20cm.

Avec :

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

$h_{ddc} = 4\text{cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

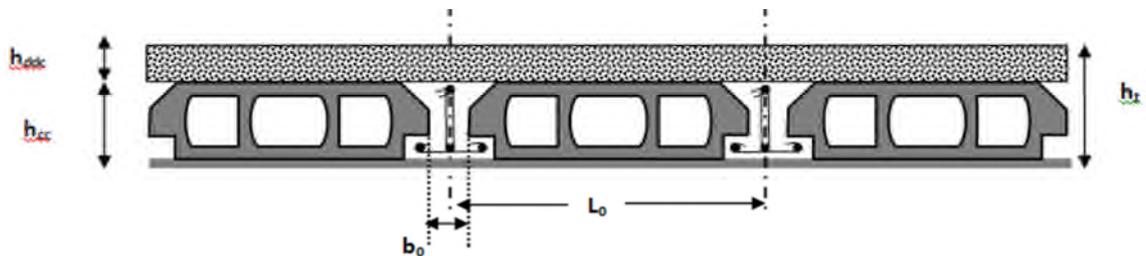


Figure. II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

-Comme nous avons aussi dans notre cas la travée maximale entre nus d'appuis au dernier plancher de la terrasse inaccessible égale a 5.15m, d'où le dimensionnement de ce plancher est comme suite :

$$L_{\max} = (545 - 35) = 510\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{510}{22.5} = 22.66\text{cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 20 + 4$) = 24cm.

• **Les poutrelles :**

➤ **Définition**

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

➤ **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig.II.3).

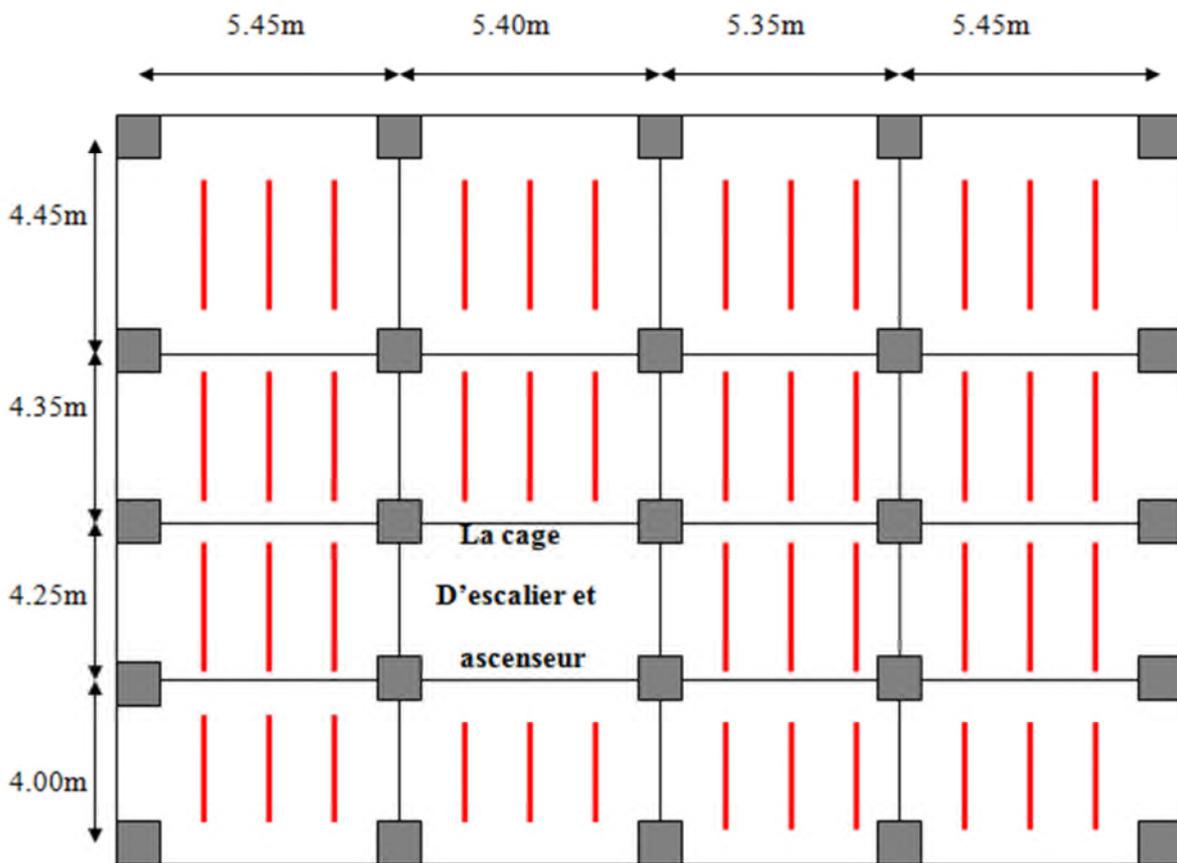


Figure. II.3.vue en plan u sens de la disposition des poutrelles.

➤ **Dimensionnement des poutrelles :**

- **Détermination de la largeur efficace de la table de compression :**

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

b : Largeur de la table de compression.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

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

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 400 - 55 = 345 \text{ cm}$$

Donc :

$$L_x = 55 \text{ cm, } L_y = 345 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{345}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(27.5; 34.5)$$

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

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

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

II.3.1b. Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ Critère de résistance :

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

➤ Coupe-feu :

$$e \geq 7 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour une heure de coupe-feu.}$$

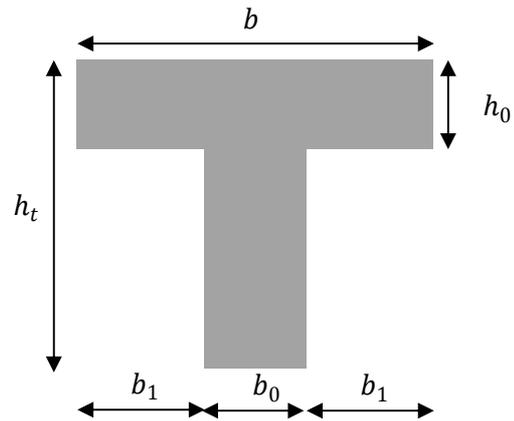


Figure. II.3. Coupe transversale d'une poutrelle.

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

Notre projet comporte trois types de dalle pleine :

-Dalle sur 2 appuis $\rightarrow e \geq \frac{90}{20} = 4.5\text{cm}$

Pour 2heurs de coup de feu $e \geq 11\text{cm}$. alors on opte $e=12\text{cm}$

-Dalle sur quatre appuis

$\rho = \frac{1.7}{2.00} = 0.85 > 0.4 \rightarrow \frac{170}{45} \leq e \leq \frac{170}{40} \Rightarrow 3.77 \leq e \leq 4.25\text{cm}$.(dalle d'ascenseur).

Pour 2heurs de coup de feu $e \geq 11\text{cm}$. alors on opte $e=12\text{cm}$

-Dalle sur un seul appui $e \geq \frac{88}{20} = 4.4\text{cm}$.

Pour 2heurs de coup de feu $e \geq 11\text{cm}$. alors on opte $e=12\text{cm}$

- Dalle sur trois appuis :

$\rho = \frac{1.7}{2.85} = 0.59 > 0.4 \rightarrow \frac{170}{45} \leq e \leq \frac{170}{40} \Rightarrow 3.77 \leq e \leq 4.25\text{cm}$

Pour 2heurs de coup de feu $e \geq 11\text{cm}$. alors on opte $e=12\text{cm}$.

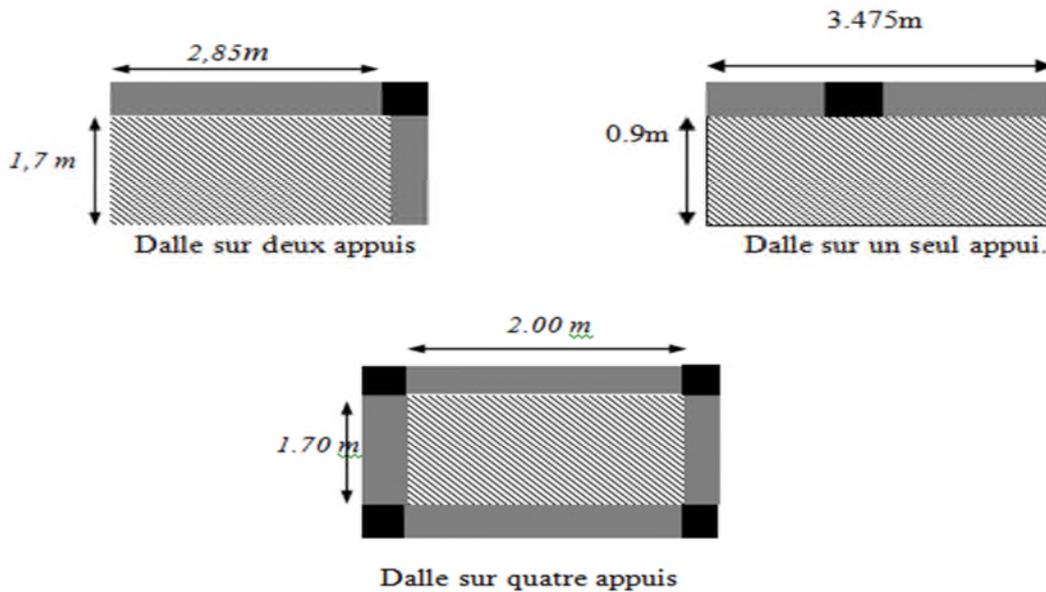


Figure. II.4 : différents types de dalles

On voit bien que pour les dalles pleines sur un seul appui et sur deux appuis que le critère de coupe-feu qui est déterminant. On opte pour l'ensemble des dalles pleines l'épaisseur $e=12\text{cm}$.

II.4. Les escaliers

Les escaliers se composent généralement des éléments suivants :

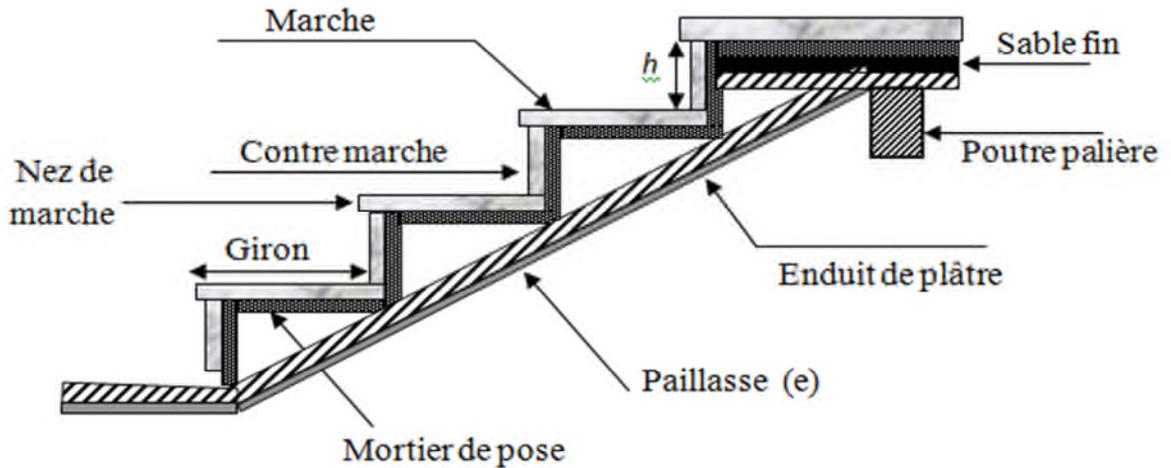


Figure II.5 Composantes des escaliers.

❖ Terminologie

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

II.4.1 : Pré dimensionnement des escaliers

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

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18cm.
- la largeur g se situe entre 25 et 32cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 66\text{ cm}$(1)

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

Avec : $n-1$: Nombre de marches ; L : Longueur de la volée.
 n : Nombre de contre marches ; H : La hauteur de la volée.

II.4.1.1 : Type 1 (étage courant) : escalier droit à 2 volées.

L'escalier est composé de 2 volées identiques donc le calcul sera effectué pour une seule volée.

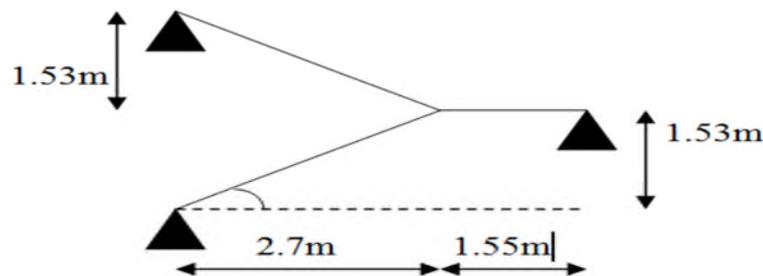


Figure. II.6 :schéma d'escalier a deux volées.

Calcul du nombre de marches et de contre marches

On a : $L_0 = 250cm$; $H = 153cm$.

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

$$64n^2 - (64 + 2 * 153 + 270)n + 2 * 153 = 0$$

$$\Rightarrow 64n^2 - 640n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 9$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 8$.

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{270}{8} = 33,75 \Rightarrow \text{Le giron d'une marche est } g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow \text{La hauteur d'une contre marche est } h = 17cm.$$

- **Inclinaison de la pailasse** : $tg \alpha = \frac{1.53}{2.7} = 0.612 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$

- **Epaisseur de la pailasse et le palier intermédiaire**

L'escalier est reposé sur deux appuis parallèles, donc leur pré dimension est :

$$L_v = \sqrt{(1.53)^2 + (2.7)^2} = 3.1m$$

$$L = 3.1 + 1.55 = 4.65m$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 15.5cm \leq e \leq 23.25cm$$

$e \geq 11cm$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend : $e = 20 cm$.

II.4.1.2 : Type 2 (RDC) : escalier droit a 4 volées

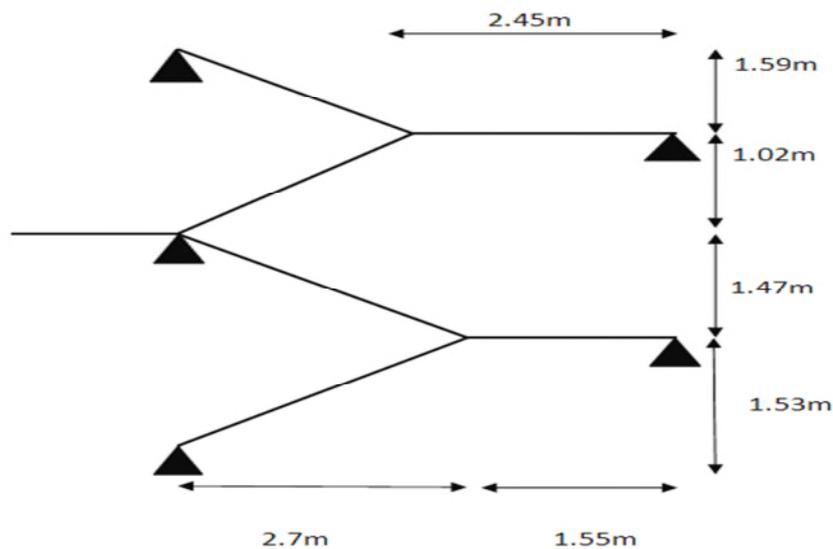


Figure. II.7 :shéma d'escalier a quatre volées.

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche pour la première volée :**
- La 1^{er} et la 2eme volée ont les mêmes dimensions que les volées de l'étage courant.
- **Calcul du nombre de marche et de contre marche pour la troisième volée :**

On a : $L_0 = 180 \text{ cm}$; $H = 102 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 180)n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 448n + 204 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contres marches est : $n = 6$.

Le nombre de marches est : $n - 1 = 5$.

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{180}{5} = 36 \Rightarrow \text{Le giron d'une marche } g = 30\text{cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{102}{6} = 17 \Rightarrow \text{La hauteur d'une contre marche } h = 17\text{cm.}$$

$$\text{Inclinaison de la pailleasse : } \text{tg}\alpha = \frac{102}{180} \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ.$$

$$L_v = \sqrt{(1.8)^2 + (1.02)^2} = 2.06\text{m}$$

$$L = 2.06 + 2.45 = 4.51\text{m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 15.03\text{cm} \leq e \leq 22.55\text{cm}$$

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

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

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche pour la quatrième volée :**

On a : $L_0 = 270 \text{ cm}$; $H = 159 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 159 + 270)n + 2 \times 159 = 0$$

$$64n^2 - 652n + 318 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contres marches est : $n = 9$.

Le nombre de marches est : $n - 1 = 8$.

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{270}{8} = 33.75 \Rightarrow \text{Le giron d'une marche } g = 30\text{cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{159}{9} = 17.66 \Rightarrow \text{La hauteur d'une contre marche } h = 17\text{cm.}$$

$$\text{Inclinaison de la pailleasse : } \text{tg}\alpha = \frac{159}{270} \Rightarrow \alpha = 30.49^\circ.$$

-Epaisseur de la pailleasse et le palier intermédiaire

$$L_v = \sqrt{(2.7)^2 + (1.59)^2} = 3.13\text{m.}$$

$$L = 3.13 + 1.55 = 4.68\text{m}$$

$$\frac{L_v}{30} \leq e \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow 15.6cm \leq e \leq 23.4cm$$

$e \geq 11cm$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend : $e = 20cm$

II.4.1.3 :Type 3 (sous sol) escalier balancé :

-Méthode du tracé :

-Tracé la ligne de foulée.

-porter les girons (constant le long de la ligne).

-porter les marches droites.

-Tracer le cercle avec un rayon $R=L$.(avec L c'est la longueur de la marche).

-Joindre d'une ligne de centre avec l'intersection des points(1,2) puis compléter le tracé jusqu'à l'about de la délimitation réservée a la cage d'escalier.

On obtiendra ainsi le tracé final de l'escalier.

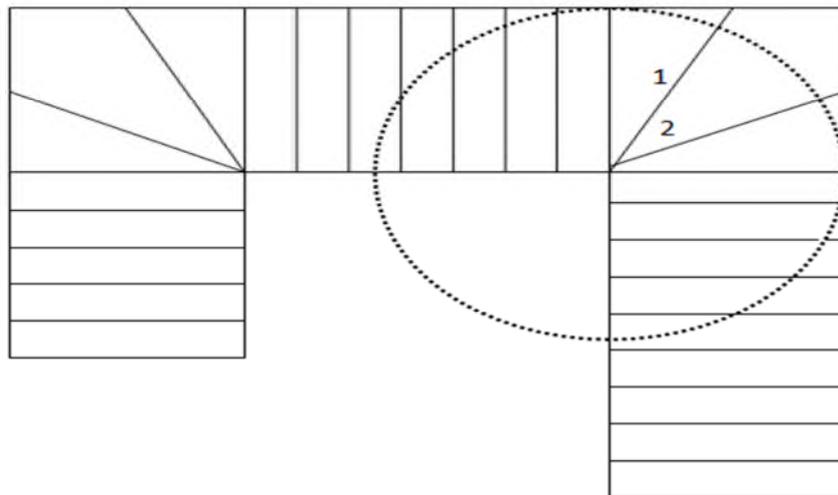


Figure.II.9.shéma d'un escalier balancé.

II.5 :Acrotère du terrasse inaccessible

Ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architectures, la surface de l'acrotère est :

$$s = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + (0.02 \times 0.1)/2 = 0.069m^2.$$

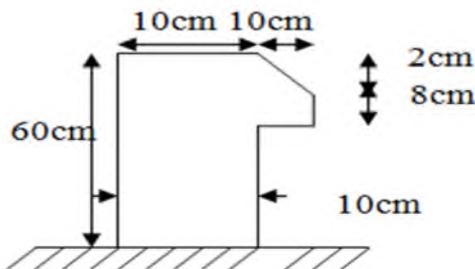


Figure. II.10.vue en plan d'un acrotère.

II.6.Evaluation des charges et surcharges :

II.6.1Plancher terrasse :

- La terrasse accessible :

Tableau II.1: Evaluation des charges permanentes dans le plancher terrasse accessible.

Désignation des éléments	e (m)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Forme de pente	0.065	1.5
Plancher a corps creux (16+4)	0.2	2.85
Enduit plâtre	0.015	0.15
Total		5.34

- La terrasse inaccessible :

Tableau II.2 : Evaluation des charges permanentes dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	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	0.01
Plancher a corps creux (20+4)	0.2	3.2
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Forme de pente	0.065	1.43
Total		5.91

II.6.2.Plancher de l'étage courant :

Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes dans le plancher d'étage courant.

Désignation des éléments	e (m)	Poids G (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.100	0.9
Carrelage	0.020	0.40
Mortier de pose	0.020	0.40
Plancher à corps creux	0.20	2.85
Enduit plâtre	0.015	0.15
Total	/	4.7

II.6.3. Plancher a dalle pleines :

Tableau II.4 : Evaluation des charges dans les plancher a dalles pleines.

Désignation des éléments	e (m)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.40
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle pleine	0.12	3
Enduit de plâtre	0.02	0.20
Total	/	4.36

II.6.4. les murs :

Tableau II.5 : Evaluation des charges des murs extérieurs et intérieurs.

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
	2	Brique creuse	9	0.15	1.30
	3	Lame d'air	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Total	/	/	/	/	2.76
Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Total	/	/	/	/	1.3

II.6.5. Les escaliers

Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes des paliers d'escaliers.

Désignation des éléments	e (m)	Poids G (KN/m ²)
Palier	0.20	5.00
Carrelage	0.02	0.40
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Enduit de plâtre	0.02	0.20
Total		6.36

Tableau II.7 : Evaluation des charges permanentes des volées d'escaliers.

Désignation des éléments	e (m)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage H	0.02	0.40
Revêtement en carrelage V	0.02 h/g	0.25
Mortier de pose H	0.02	0.40
Mortier de pose V	0.02 h/g	0.23
Marches	h/2	1.87
Paillasse	0.14/cos(30.49°)	5.8
Enduit en plâtre	0.02/cos(30.49°)	0.32
Total	/	9.27

II.6.6. L'acrotère.

Tableau II.8 : Evaluation des charges permanentes revenant à l'acrotère.

Hauteur (cm)	e (m)	Surface (m ²)	Poids propre (Kn/ml)	Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN/ml)	G Total (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.36	2.085

Tableau II.9 : Evaluation des charges d’exploitations selon le DTR.BC.2.2 :

Plancher	Q(KN/m ²)
Acrotère	1.00
Terrasse inaccessible.	1.00
Terrasse accessible	1.5
Habitation	1.5
Bureaux	2.5
Commercial	5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

II.7.Poteaux :

II.7.1Repérage des poteaux :

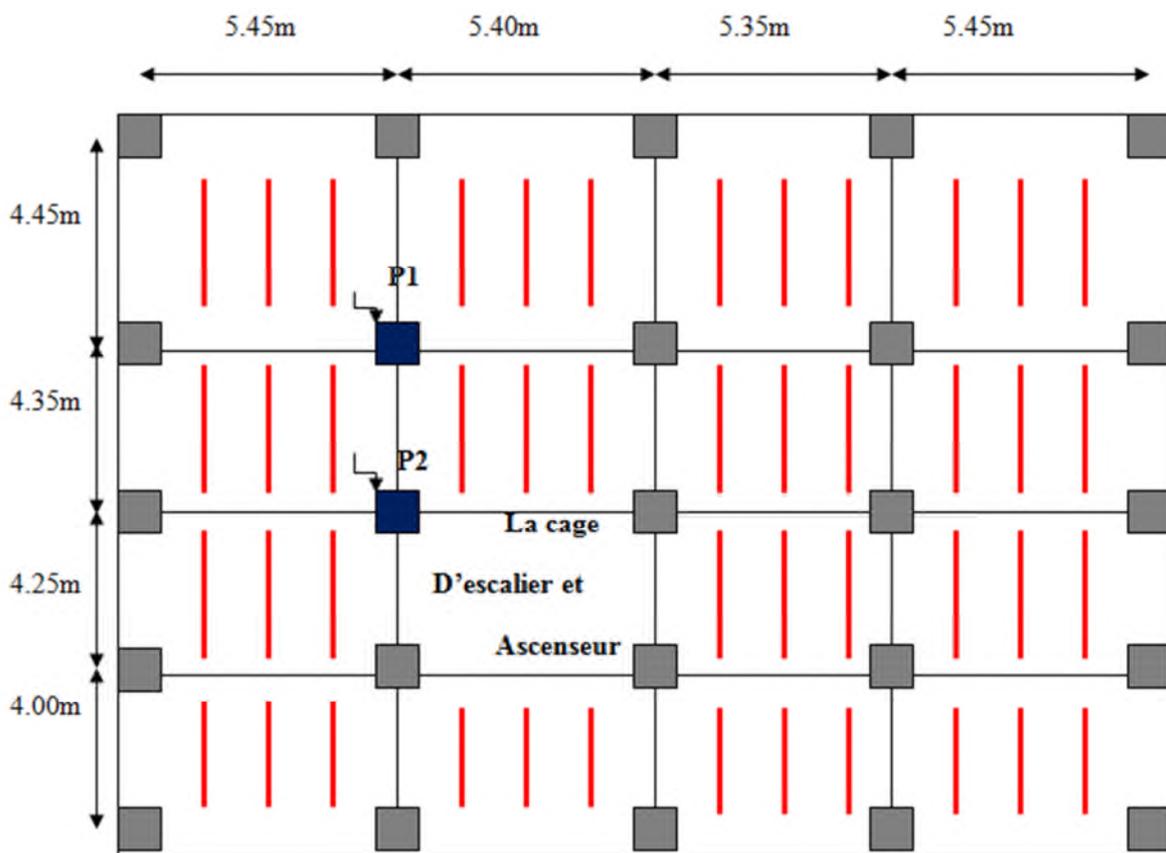


Figure. II.11.vue en plan d’identification des poteaux de la descente de charge.

II.7.2 Déscente 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.

II.7.2.1. Poteau central P1 :

➤ **La surface afférente pour la charge permanente**

$$S = (2.45 \times 1.95) + (2.425 \times 1.95) + (1.9 \times 2.45) + (1.9 \times 2.425) = 18.72m^2.$$

➤ Les murs :

- (9eme ,8eme ,7eme ,6eme, 5eme, 4eme, 3eme et 2eme étage) :

$$S = 2.1 \times 2.66 = 5.58m^2.$$

-1^{er} étage :

$$S = 2.61 \times 1.55 = 4.04m^2$$

-soutente :

$$S = 2.25 \times 2.16 = 4.86m^2$$

-RDC :

$$S = 2.25 \times 2.44 = 5.49m^2$$

➤ **La surface afférente pour la charge d'exploitation**

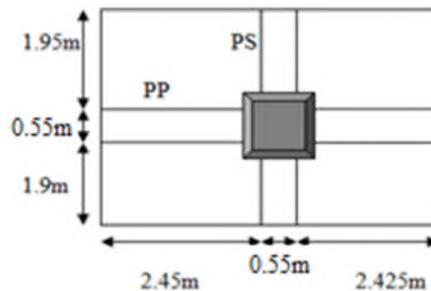


Figure. II.12.La surface afférente du poteau P1.

$$S = 4.25 \times 5.225 = 22.206m^2$$

➤ **Les charges et surcharges:**

-Plancher terrasse accessible :

$$G = 5.34 \times 18.72 = 99.96KN$$

$$Q = 1.5 \times 22.206 = 33.31KN$$

-Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 18.72 \times 5.91 = 110.63KN$$

$$Q = 22.206 \times 1 = 22.206 KN$$

-Plancher étage d'habitation :

$$G = 18.72 \times 4.7 = 87.98KN$$

$$Q = 22.206 \times 1.5 = 33.31KN$$

-Plancher étage bureaux :

$$G = 18.72 \times 4.7 = 87.98KN$$

$$Q = 22.206 \times 2.5 = 55.51KN$$

-Plancher étage commercial :

$$G = 18.72 \times 4.7 = 87.99KN.$$

$$Q = 22.206 \times 5 = 111.03KN.$$

Les murs :

- (9eme ,8eme ,7eme ,6eme, 5eme, 4eme, 3eme et 2eme étage) :

$$G=5.58 \times 1.3 = 7.25KN.$$

-1^{er} etage :

$$G=1.3 \times 4.04 = 5.25KN$$

-soutente :

$$S= 4.86 \times 1.3=6.31KN$$

-RDC :

$$S=2.76 \times 5.49 = 15.15KN$$

-Les poutres

$$G_{pp} = 25 \times 0.45 \times 0.4 \times (2.725 + 2.7) = 24.41KN$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times (2.225 + 2.175) = 11.55KN$$

• **La loi de dégression :**

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

Dans notre cas les charges d'exploitations sont égales.
 $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = Q$ (Etage a usage d'habitation), et soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrante le bâtiment.

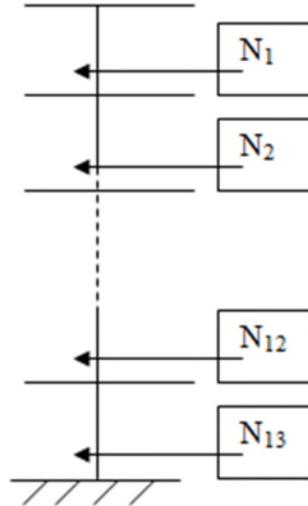


Figure. II.13. schéma de la descente de charge.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

$$N = Q \times S_{\text{afférente}}$$

$$N1 : Q_0 = 22.206 \text{ KN}$$

$$N2 : Q_0 + Q_1 = 55.515 \text{ KN}$$

$$N3 : Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2) = 85.493 \text{ KN}$$

$$N4 : Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 112.140 \text{ KN}$$

$$N5 : Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 135.456 \text{ KN}$$

$$N6 : Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 155.442 \text{ KN}$$

$$N7 : Q_0 + \frac{3+6}{2 \times 6} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 172.096 \text{ KN}$$

$$N8 : Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 188.751 \text{ KN}$$

$$N9 : Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 205.405 \text{ KN}$$

$$N10 : Q_0 + \frac{3+9}{2 \times 9} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 222.060 \text{ KN}$$

$$N11 : Q_0 + \frac{3+10}{2 \times 10} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 253.151 \text{ KN}$$

$$N12 : Q_0 + \frac{3+11}{2 \times 11} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 318.961 \text{ KN}$$

$$N13 : Q_0 + \frac{3+12}{2 \times 12} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) = 383.056 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente de charge pour le poteau central sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.10 :Descente de charge du poteau central.

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q(KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	110.63	22.206
	Poutres	35.96	
	Poteaux	9.37	
	Total	155.96	22.206
N2	Venant de N1	155.96	55.51
	Plancher terrasse accessible	99.96	
	Murs	7.25	
	Poutres	35.96	
	Poteaux	9.37	
	Total	308.5	55.51
N3	Venant de N2	308.5	85.49
	Plancher a corps creux	87.98	
	Murs	7.25	
	Poutres	35.96	
	Poteaux	9.37	
	Total	449.06	85.49
N4	Venant de N3	449.06	112.14
	Plancher a corps creux	87.98	
	Murs	7.25	
	Poutres	35.96	
	Poteaux	12.24	
	Total	592.49	112.14
N5	Venant de N4	592.49	135.46
	Plancher a corps creux	87.98	
	Murs	7.25	
	Poutres	35.96	
	poteaux	15.49	
	Total	739.17	135.46
N6	Venant de N5	739.17	155.44
	Plancher a corps creux	87.98	
	Murs	7.25	
	Poutres	35.96	
	poteaux	15.49	
	Total	885.85	155.44

N7	Venant de N6	885.85	172.08
	Plancher a corps creux	87.98	
	Murs	7.25	
	Poutres	35.96	
	poteaux	15.49	
	Total	1032.53	172.08
N8	Venant de N7	1032.53	188.75
	Plancher a corps creux	87.98	
	Murs	7.25	
	Poutres	35.96	
	poteaux	19.12	
	Total	1182.84	188.75
N9	Venant de N8	1182.84	205.40
	Plancher a corps creux	87.98	
	Murs	7.25	
	Poutres	35.96	
	poteaux	19.12	
	Total	1333.15	205.40
N10	Venant de N9	1333.15	222.06
	Plancher a corps creux	87.98	
	Murs	7.25	
	Poutres	35.96	
	poteaux	23.14	
	Total	1487.48	222.06
N11	Venant de N10	1487.48	253.151
	Plancher a corps creux	87.98	
	Murs	5.25	
	Poutres	35.96	
	poteaux	19.73	
	Total	1636.4	253.151
N12	Venant de N11	1636.4	318.961
	Plancher a corps creux	87.98	
	Murs	6.31	
	Poutres	35.96	
	poteaux	23.14	
	Total	1789.8	318.961
N13	Venant de N12	1789.8	383.056
	Plancher a dalle pleine	87.98	
	Murs	15.15	
	Poutres	35.96	
	poteaux	38.11	

/	Total	1967	383.056
---	--------------	-------------	----------------

II.7.2.2.Poteaux de la cage d’escalier :

➤ **La surface afférente pour la charge permanente :**

-La surface de plancher a corps creux :

$$S=(1.85 + 1.9) \times 2.45 + (1.9 \times 2.425) = 13.8m^2$$

-La surface d’escalier :

$$S=1.5 \times 1.85 = 2.77m^2$$

-La surface de plancher terrasse accessible et inaccessible :

$$S=(2.45 + 2.425) \times 1.9 + (2.425 + 2.45) \times 1.85 = 18.28m^2$$

-La surface de la dalle d’ascenseur :

$$S=0.85 \times 1 = 0.85m^2.$$

-La surface des murs

- (terrasse,9eme ,8eme ,7eme ,6eme,5eme,4eme,3eme et 2eme étage) :

$$S=(1.875 + 0.95) \times (3.06 - 0.35) = 7.65m^2$$

- (1^{er} étage) :

$$S=(1.85 + 2.2) \times (3.06 - 0.35) = 10.97m^2$$

- Soupente :

$$S=(1.85 \times 2.71) + (1.7 \times 2.61) = 9.45m^2$$

- RDC

$$S=(1.85 \times 2.71) + (0.96 \times 2.61) = 7.51m^2$$

➤ **La surface afférente pour la charge d’exploitation :**

-La surface de plancher a corps creux :

$$S=11.41 +4.65= 16.06m^2$$

-La surface de plancher terrasse inaccessible :

$$S=4.7 \times 5.175 = 24.32m^2$$

-La surface de plancher terrasse accessible.

$$S=4.7 \times 5.175 + (1.05 \times 1.2) = 25.58m^2$$

➤ **Les charges et surcharges:**

-Plancher a corps creux :

$$G=13.8 \times 4.7 = 64.86KN(\text{usage habitation}).$$

$$Q=16.06 \times 1.5 = 24.09KN (\text{usage habitation}).$$

$$Q=16.06 \times 2.5 = 40.15KN (\text{usage bureaux}).$$

$$Q=16.06 \times 5 = 80.3KN (\text{usage commercial}).$$

-Plancher a dalle pleine (Ascenseur).

$$G= 0.85 \times 4.36 = 3.70KN$$

-Plancher terrasse inaccessible :

$$G=18.28 \times 5.91 = 108.034KN$$

$$Q=24.32 \times 1 = 24.32KN$$

-Plancher terrasse accessible :

$$G=18.28 \times 5.34 = 97.61KN$$

$$Q=25.58 \times 1.5 = 38.37KN$$

-L'escalier :

$$G=2.77 \times 9.27 = 25.67KN$$

$$Q=2.77 \times 2.5 = 6.92KN$$

-Les murs :

(Terrasse, 9eme ,8eme ,7eme ,6eme, 5eme, 4eme, 3eme et 2eme étage) :

$$G=7.65 \times 2.76 = 21.11KN$$

- 1^{er} étage

$$G=10.97 \times 2.76 = 30.27KN$$

- Soupente

$$G=9.45 \times 2.76 = 26.082KN$$

- RDC

$$G=7.51 \times 2.76 = 20.72KN$$

-Les poutres :

$$G_{pp} = 25 \times 0.45 \times 0.4 \times 4.875 = 21.93KN$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.75 = 9.84KN$$

- **La loi de dégression :**

$$N=Q \times S_{\text{afférente}}$$

$$N1 : Q_0=24.32KN$$

$$N2 : Q_0+Q_1=62.69KN$$

$$N3 : Q_0+0,95 \times (Q_1+Q_2)=90.23KN$$

$$N4 : Q_0+0,9 \times (Q_1+Q_2+Q_3)=114.67KN$$

$$N5 : Q_0+0,85 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=136.01KN$$

$$N6 : Q_0+0,8 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 154.24KN$$

$$N7 : Q_0+0,75 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=169.38KN$$

$$N8 : Q_0+0,72 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 184.63KN$$

$$N9 : Q_0+0,68 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) = 199.93KN$$

$$N10 : Q_0+0,66 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) = 215.28KN$$

$N11 : Q_0 + 0.65 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 241.08 \text{ KN}$

$N12 : Q_0 + 0.63 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 289.39 \text{ KN}$

$N13 : Q_0 + 0.62 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) = 341.8 \text{ KN}$

Les résultats de la descente de charge pour le poteau d'escalier sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.11 : descente de charge du poteau de la cage d'escalier.

Niveaux	Éléments	G(KN)	Q(KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	108.034	24.32
	Poutres	31.77	
	Poteaux	9.37	
	Total	149.17	24.32
N2	Venant de N1	149.17	62.69
	Plancher terrasse accessible	97.61	
	Dalle d'ascenseur	3.7	
	Poutres	31.77	
	Poteaux	9.37	
	Total	291.62	62.69
N3	Venant de N2	291.62	90.23
	Plancher a corps creux	64.86	
	Murs	21.11	
	Escalier	25.67	
	Poutre	31.77	
	Poteau	9.37	
	Total	444.40	90.23
N4	Venant de N3	444.40	114.67
	Plancher a corps creux	64.86	
	Murs	21.11	
	Escalier	25.67	
	Poutres	31.77	
	Poteaux	9.37	
	Total	597.18	114.67
N5	Venant de N4	597.18	136.01
	Plancher a corps creux	64.86	
	Murs	21.11	
	Escalier	25.67	
	Poutres	31.77	
	Poteaux	12.24	
	Total	752.83	136.01

N6	Venant de N5	752.83	154.24
	Plancher a corps creux	64.86	
	Murs	21.11	
	Escalier	25.67	
	Poutres	31.77	
	Poteaux	15.49	
	Total	911.73	154.24
N7	Venant de N6	911.73	169.38
	Plancher a corps creux	64.86	
	Murs	21.11	
	Escalier	25.67	
	Poutres	31.77	
	Poteaux	15.49	
	Total	1070.63	169.38
N8	Venant de N7	1070.63	184.63
	Plancher a corps creux	64.86	
	Murs	21.11	
	Escalier	25.67	
	Poutres	31.77	
	Poteaux	15.49	
	Total	1229.53	184.63
N9	Venant de N8	1229.53	199.93
	Plancher a corps creux	64.86	
	Murs	21.11	
	Escalier	25.67	
	Poutres	31.77	
	Poteaux	19.12	
	Total	1392.06	199.93
N10	Venant de N9	1392.06	215.28
	Plancher a corps creux	64.86	
	Murs	21.11	
	Escalier	25.67	
	Poutres	31.77	
	Poteaux	19.12	
	Total	1554.60	215.28
N11	Venant de N10	1554.60	241.08
	Plancher a corps creux	64.86	
	Murs	30.27	
	Escalier	25.67	
	Poutres	31.77	
	Poteaux	23.14	

	Total	1730.30	241.08
N12	Venant de N11	1730.30	289.39
	Plancher a corps creux	64.86	
	Murs	26.082	
	Escalier	25.67	
	Poutres	31.77	
	Poteaux	23.14	
	Total	1901.82	289.39
N13	Venant de N12	1901.82	341.8
	Plancher a corps creux	64.86	
	Murs	20.72	
	Escalier	25.67	
	Poutres	31.77	
	Poteaux	23.14	
	Total	2067.98	341.8

Tableau II .112: Résultats dans les deux descentes.

Charges poteaux	G(KN)	Q(KN)
Poteaux central	1967	383.056
Poteau d'escalier	2067.98	341.8

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau de la cage d'escalier qui est le plus sollicité sous charges verticales.

$$N_u = 1.35 \times 2067.98 + 1.5 \times 341.8 = 3304.48KN$$

Selon le **CBA 93**, l'effort N_u doit être majoré de 10%.

$$N_u = 1.1 \times 3295.13 = 3634.92KN.$$

II.7.3 Vérification pour le poteau de cage d'escalier :

II.7.3.1 Vérification a la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6f_{c28} \text{ avec } B : \text{ section de béton.}$$

$$B_{calculé} \geq \frac{N_u}{\left(\frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}\right)} \Rightarrow B \geq \frac{3634.92 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.255m^2.$$

$$B_{calculé} \geq 0.255m^2.$$

$$B_{calculé} = 0.55 \times 0.55 = 0.303m^2$$

On a $B > B_{calculé}$.

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

Tableau II.13 : vérification a la compression simple.

Niveau	Nu (KN)	Section (m ²)	Condition		Observation
			B (m ²)	B _{calculé}	
Sous sol, RDC, 1 ^{er} étage	3634.92	0.55	0.303	0.255	vérifiée
2eme et 3eme	2397.09	0.5	0.25	0.169	Vérifiée
4eme ,5eme et 6eme	1869.36	0.45	0.202	0.131	Vérifiée
7eme	1076.02	0.4	0.16	0.076	Vérifiée
8eme ,9eme	808.81	0.35	0.122	0.057	vérifiée
Terrasse	261.65	0.3	0.09	0.018	vérifiée

II.7.3.2. Vérification des conditions du RPA :

$$\min(b_1, h_1) \geq 25cm \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

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

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

II.7.3.3. Vérification au flambement :

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

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

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

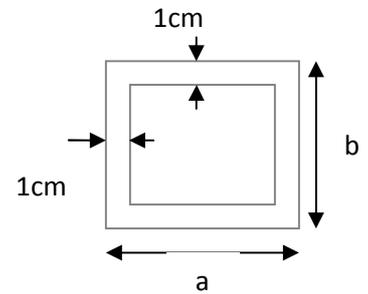


Figure. II.14. Section réduite

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

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

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

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

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

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.14. Vérification 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)
55×55	3025	461	322.7	20.33	0.800	2809	3634.92	2066.23
50×50	2500	261	182.7	12.66	0.828	2304	2397.09	1316,52
45×45	2025	261	182.7	14.06	0.823	1849	1869.36	1032.92
40×40	1600	261	182.7	15.83	0.816	1444	1076.02	599.65
35×35	1225	261	182.7	18.09	0.806	1089	808.81	456.33
30×30	900	261	182.7	21.09	0.79	784	261.65	150.61

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

II.7.3.4. Pré vérification de l'effort normal réduit :

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

$$v = \frac{Nu}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

Tableau II.15. Pré vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	Nu (KN)	v	Observation
Sous-sol, RDC et 1^{er} étage	55×55	3025	3634.92	0.48	Non vérifiée
2^{ème}, et 3^{ème} étage	50×50	2500	2397.09	0.38	Non vérifiée
4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage	45×45	2025	1869.36	0.36	Non vérifiée
7^{ème} étage	40×40	1600	1076.02	0.26	Vérifiée
8^{ème}, 9^{ème} étage	35×35	1225	808.81	0.27	Vérifiée

Terrasse	30×30	900	261.65	0.11	Vérifiée
----------	-------	-----	--------	------	----------

II.8. Conclusion :

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

- Poutres principales : $45 \times 40\text{cm}^2$.
- Poutres secondaires : $35 \times 30\text{cm}^2$.
- Poteaux du RDC, étage1, sous-sol : $70 \times 70\text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 2 et 3 : $65 \times 65\text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 4, 5 et 6 : $60 \times 60\text{cm}^2$.
- poteaux d'étage 7 : $55 \times 55\text{cm}^2$.
- Poteaux d'étages 8 : $50 \times 50\text{cm}^2$.
- Poteaux d'étage 9 : $45 \times 45\text{cm}^2$.
- Poteaux de la terrasse : $40 \times 40\text{cm}^2$.

Chapitre III

Etude des

éléments secondaires

III.1. Calcul des planchers :**III.1.1. Introduction:**

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ces différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...). Il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.1.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

❖ **Méthode de calcul :**

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :**1. Domaine d'application (B.6.210) :**

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Application de la méthode :• **Valeurs des moments :**

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0)$

b. $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha)M_0/2$ dans une travée de rive.

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

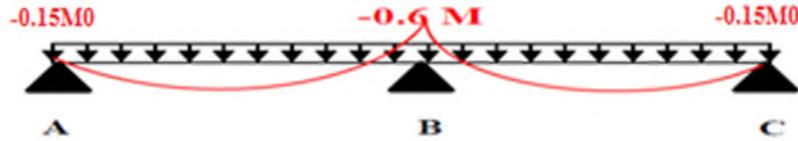


Figure. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

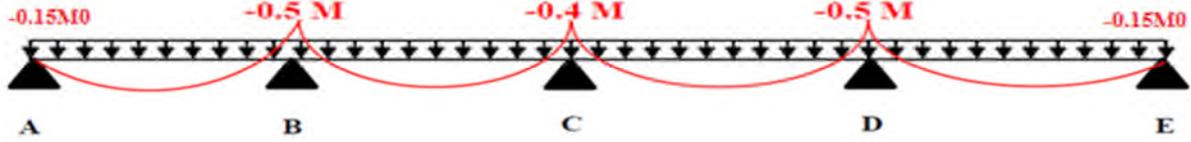


Figure. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$$\alpha = Q / (G+Q)$$

le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

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

$$-0.15M_0 \text{ tel que } M_0 = \text{Max}(M_0^1, M_0^n)$$

• **Evaluation de l'effort tranchant :**

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

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

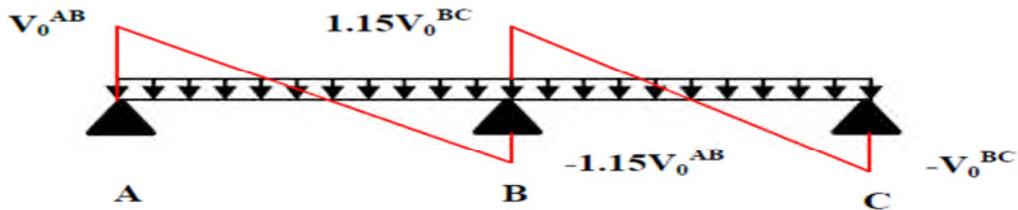


Figure. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

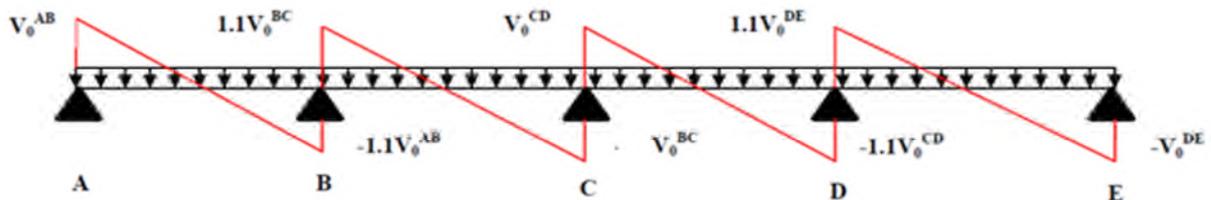


Figure. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d’inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L’amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

• **Calcul des moments :**

a).Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

b).En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel que :

- ✓ L'_g et L'_d : longueurs fictives.
- ✓ q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l’appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• **L’effort tranchant :**

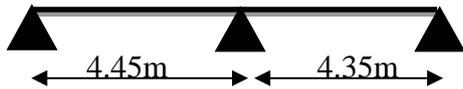
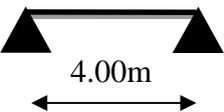
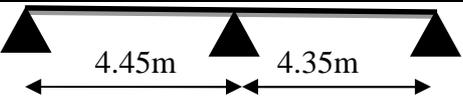
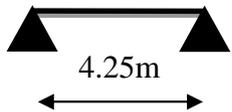
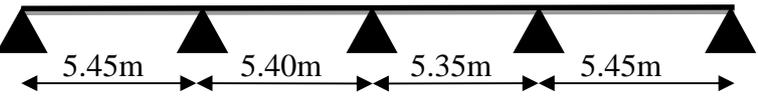
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

NB : Si l’une des 3 autres conditions n’est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

• **Les Différents types de poutrelles :**

On a 4 types de poutrelles.

Tableau III.1. Les Types de poutrelles :

Types	Schéma statique
1 ^{er} type Etage de service	
2 ^{ème} type Etage de service	
3 ^{ème} type Etage de service	
1 ^{er} type Etage d'habitation + Terrasse accessible	
2 ^{ème} type Etage d'habitation + Terrasse accessible	
1 ^{er} type Terrasse inaccessible	
2 ^{ème} type Terrasse inaccessible	
3 ^{ème} type Terrasse inaccessible	

III.1.1.3 Exposé un cas de calcul: Poutrelle type 1 (plancher étage courant)

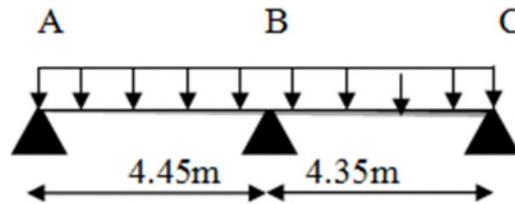


Figure III.5 :Schéma statique de la poutrelle T2 (étage courant)

- Plancher étage courant : $G = 4.70\text{KN/m}^2$; $Q = 1.5\text{KN/m}^2$
 $Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2) = 5\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.
 $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 < \frac{4.45}{4.35} = 1.02 < 1.25 \dots\dots$ Vérifiée.

Le moment d’inertie constant sur toutes les travées...Vérifiée ; F.P.N..... Vérifiée
 Toutes les conditions d’utilisation de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

a. Calcul des sollicitations .

ELU : $p_u = 0,65 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$

ELS : $p_s = 0,65 \times (G + Q)$

Tableau III.1Chargement sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			P _u (KN/ml)	P _s (KN/ml)
plancher d’étage courant	4.7	1,50	5.586	4.03

a.1 Calcul à L’ELU

- Les moments isostatiques : $M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$

Travée A-B = 4.45m $\Rightarrow M_0 = \frac{5.586 \times (4.45)^2}{8} = 13.82\text{KN.m.}$

Travée B-C = 4.35m $\Rightarrow M_0 = \frac{5.586 \times (4.35)^2}{8} = 13.21\text{KN.m}$

- Moments aux appuis

Les appuis de rive A et C :

$M_A = M_C = 0$. Seulement le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif $M = -0.15M_0$. Tel que $M_0 = \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = M_0^{AB} = 13.82\text{KN.m.}$

$M_A = M_C = -0.15 \times 13.82 = -2.073\text{KN.m.}$

L’appui intermédiaire B :

$M_B = -0.6M_0 = -0.6 \times 13.82 = -8.292\text{KN.m}$

- Moments aux travées

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0.241$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1.07 \quad ; \quad \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.636$$

Travée A-B : C'est une travée de rive:

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$$

Avec : $M_B = -8.29KN.m$; $M_A = 0KN.m$;

$M_0 = 13.82KN.m$.

$$(1) \Rightarrow M_t = 14.78 - \frac{8.29}{2} = 10.64KN.m.$$

$$(2) \Rightarrow M_t = 0.636 \times 13.82 = 8.8KN.m.$$

$$\Rightarrow M_t = \max(1; 2) = \mathbf{10.64KN.m}$$

Travée B-C : C'est une travée de rive:

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$$

Avec : $M_B = -8.29KN.m$;

$M_C = 0KN.m$

$M_0 = 13.21KN.m$.

$$(1) \Rightarrow M_t = 14.13 - \frac{8.29}{2} = 9.98KN.m.$$

$$(2) \Rightarrow M_t = 0.636 \times 13.21 = 8.40KN.m.$$

$$\Rightarrow M_t = \max(1; 2) = \mathbf{9.98KN.m}$$

• **Les efforts tranchants**

Travée A-B :

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = 12.43KN.$$

$$V_B = -1.15 \times \frac{P_u \times l}{2} = -14.29KN.$$

Travée B-C :

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -12.15KN.$$

$$V_B = 1.15 \times \frac{P_u \times l}{2} = 13.97KN$$

a.2 Calcul à L'ELS

- **Les moments isostatiques :** $M_0 = \frac{P_s \times l^2}{8}$

Travée A-B : $M_0 = 9.97KN.m.$

Travée B-C : $M_0 = 9.53KN.m$

- **Moments aux appuis :**

Appuis de rive A et C

$$M_A = M_C = -0.15 \times 9.97 = -1.5KN.m.$$

L'appui intermédiaire B :

$$M_B = -0.6M_0 = -0.6 \times 9.97 = -5.98KN.m$$

- **Moments aux travées**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0.241$$

$$(1+0.3\alpha) = 1.07 \quad ; \quad \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.636$$

Travée A-B : C'est une travée de rive:

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1+0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{array} \right. \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots(2)$$

Avec : $M_B = -5.98KN.m$; $M_A = 0KN.m$;

$M_0 = 9.97KN.m.$

(1) $\Rightarrow M_t = 7.68KN.m.$

(2) $\Rightarrow M_t = 6.34KN.m.$

$\Rightarrow M_t = \max(1; 2) = 7.68KN.m$

Travée B-C : C'est une travée de rive:

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1+0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{array} \right. \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots(2)$$

Avec : $M_B = -5.98KN.m$;

$M_C = 0KN.m$

$M_0 = 9.53KN.m.$

(1) $\Rightarrow M_t = 7.21KN.m.$

(2) $\Rightarrow M_t = 6.06KN.m.$

$\Rightarrow M_t = \max(1; 2) = 7.21 \text{KN.m.}$

Remarque : dans notre cas on a constaté que tous les types de poutrelles seront calculées par la méthode forfaitaire, et les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.2 : sollicitations à l’ELU des poutrelles (type 01 à usage de service).

Plancher	Travée	L	Pu	Mo	Mg	Md	Mt	Vg	Vd
		m	KN.	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN	KN
Etage commercial	A B	4.45	8.99	22.28	-3.34	-11.14	20.15	20.02	-22.03
	B C	4.35	8.99	21.29	-11.14	-8.52	14.75	19.57	19.57
	C D	4.25	8.99	20.32	-8.52	-10.16	14.12	19.12	-21.04
	D E	4.00	8.99	18.00	-10.16	-3.34	15.70	19.80	-18.00
$M_{ap.riv}^{max} (KN.m) = -3.34$; $M_{ap.in}^{max} (KN.m) = -11.14$; $M_{travée}^{max} (KN.m) = 20.15$; $V^{max} (KN) = 22.03$									
Bureaux	A B	4.45	6.56	16.24	-2.44	-8.12	13.87	14.60	-16.06
	B C	4.35	6.56	15.52	-8.12	-6.21	9.97	14.27	14.27
	C D	4.25	6.56	14.82	-6.21	-7.41	9.55	13.94	-15.34
	D E	4.00	6.56	13.12	-7.41	-2.44	10.78	14.44	-13.12
$M_{ap.riv}^{max} (KN.m) = -2.43$; $M_{a.in}^{max} (KN.m) = -8.12$; $M_{travée}^{max} (KN.m) = 13.87$; $V^{max} (KN) = 16.06$									

Tableau III.3 : Sollicitations a l’ELS des poutrelles (type 01 à usage de service).

Plancher	Travée	L	Ps	Mo	Mg	Md	Mt
		m	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
Etage commercial	A B	4.45	6.30	15.61	-2.34	-7.81	14.12
	B C	4.35	6.30	14.91	-7.81	-5.96	10.33
	C D	4.25	6.30	14.24	-5.96	-7.12	9.90
	D E	4.00	6.30	12.61	-7.12	-2.34	11.00
$M_{ap.riv}^{max} (KN.m) = -2.34$; $M_{a.in}^{max} (KN.m) = -7.81$; $M_{travée}^{max} (KN.m) = 14.12$							
Bureaux	A B	4.45	4.68	11.58	-1.74	-5.79	9.89
	B C	4.35	4.68	11.07	-5.79	-4.43	7.11
	C D	4.25	4.68	10.57	-4.43	-5.29	6.81
	D E	4.00	4.68	9.36	-5.29	-1.74	7.69
$M_{ap.riv}^{max} (KN.m) = -1.73$; $M_{a.in}^{max} (KN.m) = -5.79$; $M_{travée}^{max} (KN.m) = 9.89$							

Tableau III.4 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 02 à usage de service).

Plancher	Travée	L	Pu	Mo	Mg	Md	Mt	Vg	Vd
		m	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN	KN
Etage commercial	A B	4.45	8.99	22.28	-3.34	-13.37	19.04	20.02	-23.03
	B C	4.35	8.99	22.28	-13.37	-3.34	17.89	22.51	-19.57
$M_{ap.riv}^{max}(KN.m) = -3.34$; $M_{a.in}^{max}(KN.m) = -13.37$; $M_{travée}^{max}(KN.m) = 19.04$; $V^{max}(KN) = 23.03$									
Bureaux	A B	4.45	6.56	16.24	-2.44	-9.74	13.06	14.60	-16.79
	B C	4.35	6.56	15.52	-9.74	-9.74	12.27	16.41	-14.27
$M_{ap.riv}^{max}(KN.m) = -2.43$; $M_{a.in}^{max}(KN.m) = -9.74$; $M_{travée}^{max}(KN.m) = 13.06$; $V^{max}(KN) = 16.79$									

Tableau III.5 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles (type 02 à usage de service).

Plancher	Travée	L	Ps	Mo	Mg	Md	Mt
		m	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
Etage commercial	A B	4.45	6.30	15.61	-2.34	-9.37	13.34
	B C	4.35	6.30	14.91	-9.37	-2.34	12.53
$M_{ap.riv}^{max}(KN.m) = -2.34$; $M_{a.in}^{max}(KN.m) = -9.37$; $M_{travée}^{max}(KN.m) = 13.34$							
Bureaux	A B	4.45	4.68	11.58	-1.74	-6.95	9.31
	B C	4.35	4.68	11.07	-6.95	-1.74	8.75
$M_{ap.riv}^{max}(KN.m) = -1.73$; $M_{a.in}^{max}(KN.m) = -6.95$; $M_{travée}^{max}(KN.m) = 9.31$							

Tableau III.6 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 03 à usage de service).

Plancher	Travée	L	Pu	Mo	Mg	Md	Mt	Vg	Vd
		m	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN	KN
Etage commercial	A B	4.00	8.99	17.89	-2.68	-2.68	17.89	17.89	-17.89
$M_{appui}^{max}(KN.m) = -2.68$; $M_{travée}^{max}(KN.m) = 17.89$; $V^{max}(KN) = 17.89$									
Bureaux	A B	4.00	6.56	13.12	-1.96	-1.96	13.12	13.12	-13.12
$M_{appui}^{max}(KN.m) = -1.96$; $M_{travée}^{max}(KN.m) = 13.12$; $V^{max}(KN) = 13.12$									

Tableau III.7 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles (type 03 à usage de service).

Plancher	Travée	L	Ps	Mo	Mg	Md	Mt
		m	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
Etage commercial	A B	4.00	6.30	12.60	-1.89	-1.89	12.60
	$M_{appui}^{max}(KN.m) = -1.89$; $M_{travée}^{max}(KN.m) = 12.60$						
Bureaux	A B	4.00	4.68	9.36	-1.40	-1.40	9.36
	$M_{appui}^{max}(KN.m) = -1.40$; $M_{travée}^{max}(KN.m) = 9.36$						

➤ **Remarque** :le type 03 a usage de service est une poutrelle appuyée sur deux appuis, le calcul des sollicitations se fera par la RDM.

Tableau III.8 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 01 à usage d'habitation).

Plancher	Travée	L	Pu	Mo	Mg	Md	Mt	Vg	Vd
		m	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN	KN
Etage d'habitation	A B	4.45	5.58	13.83	-2.07	-6.92	11.37	12.43	-13.67
	B C	4.35	5.58	13.21	-6.92	-6.61	7.4	13.37	-13.37
	C D	4.25	5.58	12.61	-6.61	-2.07	10.22	13.06	-11.87
$M_{ap.riv}^{max}(KN.m) = -2.07$; $M_{a.in}^{max}(KN.m) = -6.92$; $M_{travée}^{max}(KN.m) = 11.37$; $V^{max}(KN)13.67$									

Tableau III.9 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 01 à usage d'habitation).

Plancher	Travée	L	Ps	Mo	Mg	Md	Mt
		m	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
Etage d'habitation	A B	4.45	4.03	9.98	-1.5	-4.99	8.21
	B C	4.35	4.03	9.53	-4.99	-4.77	5.34
	C D	4.25	4.03	9.10	-4.77	-1.5	7.38
$M_{ap.riv}^{max}(KN.m) = -1.49$; $M_{a.in}^{max}(KN.m) = -4.99$; $M_{travée}^{max}(KN.m) = 8.21$							

Tableau III.10 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 02 à usage d'habitation).

Plancher	Travée	L	Pu	Mo	Mg	Md	Mt	Vg	Vd
		m	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN	KN
Etage d'habitation	A B	4.45	5.58	13.83	-2.07	-8.30	10.68	12.43	-14.30
	B C	4.35	5.58	13.21	-8.30	-2.07	10.02	13.99	-12.15
$M_{ap.riv}^{max}(KN.m) = -2.07$; $M_{a.in}^{max}(KN.m) = -8.30$; $M_{travée}^{max}(KN.m) = 10.68$; $V^{max}(KN) = 14.30$									

Tableau III.11 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 02 à usage d'habitation).

Plancher	Travée	L	Ps	Mo	Mg	Md	Mt
		m	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
Etage d'habitation	A B	4.45	4.03	9.98	-1.5	-5.99	7.71
	B C	4.35	4.03	9.53	-5.99	-1.5	7.23
$M_{ap.riv}^{max}(KN.m) = -1.48; M_{a.in}^{max}(KN.m) = -5.99; M_{travée}^{max}(KN.m) = 7.61$							

Tableau III.12 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 01 de la terrasse accessible).

Plancher	Travée	L	Pu	Mo	Mg	Md	Mt	Vg	Vd
		m	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN	KN
Etage de la terrasse accessible	A B	4.45	6.14	15.22	-2.28	-7.61	12.41	13.68	-15.05
	B C	4.35	6.14	14.54	-7.61	-7.27	8.06	14.71	-14.71
	C D	4.25	6.14	13.88	-7.27	-2.28	11.16	14.37	-13.07
$M_{ap.riv}^{max}(KN.m) = -2.28; M_{a.in}^{max}(KN.m) = -7.61; M_{travée}^{max}(KN.m) = 12.41; V^{max}(KN) = 15.05$									

Tableau III.13 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 01 de la terrasse accessible).

Plancher	Travée	L	Ps	Mo	Mg	Md	Mt
		m	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
Etage de la terrasse accessible	A B	4.45	4.44	11.01	-1.65	-5.51	8.98
	B C	4.35	4.44	10.52	-5.51	-5.26	5.83
	C D	4.25	4.44	10.04	-5.26	-1.65	8.07
$M_{ap.riv}^{max}(KN.m) = -1.65; M_{a.in}^{max}(KN.m) = -5.51; M_{travée}^{max}(KN.m) = 8.98$							

Tableau III.14 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 02 de la terrasse accessible).

Plancher	Travée	L	Pu	Mo	Mg	Md	Mt	Vg	Vd
		m	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN	KN
Etage de la terrasse accessible	A B	4.45	6.14	15.22	-2.28	-9.13	11.65	13.68	-15.73
	B C	4.35	6.14	14.54	-9.13	-2.28	10.93	15.38	-13.37
$M_{ap.riv}^{max}(KN.m) = -2.28; M_{a.in}^{max}(KN.m) = -9.13; M_{travée}^{max}(KN.m) = 11.65; V^{max}(KN) = 15.73$									

Tableau III.15 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 02 de la terrasse accessible).

Plancher	Travée	L	Ps	Mo	Mg	Md	Mt
		m	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
Etage de la terrasse accessible	A B	4.45	4.45	11.01	-1.65	-6.61	8.43
	B C	4.35	4.45	10.52	-6.61	-1.65	7.91
$M_{ap.riv}^{max}(KN.m) = -1.65; M_{a.in}^{max}(KN.m) = -6.61; M_{travée}^{max}(KN.m) = 8.43$							

Tableau III.16 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 01 de la terrasse inaccessible).

Plancher	Travée	L	Pu	Mo	Mg	Md	Mt	Vg	Vd
		m	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN	KN
Etage de la terrasse inaccessible	A B	4.35	6.16	14.57	-2.19	-8.74	10.93	13.40	-15.41
	B C	4.25	6.16	13.91	-8.74	-2.19	10.24	15.06	-13.09
$M_{ap.riv}^{max}(KN.m) = -2.19; M_{a.in}^{max}(KN.m) = -8.74; M_{travée}^{max}(KN.m) = 10.93; V^{max}(KN) = 15.41$									

Tableau III.17 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 01 de la terrasse inaccessible).

Plancher	Travée	L	Ps	Mo	Mg	Md	Mt
		m	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
Etage de la terrasse inaccessible	A B	4.35	4.49	10.62	-1.59	-6.37	7.97
	B C	4.25	4.49	9.14	-6.37	-1.59	7.46
$M_{ap.riv}^{max}(KN.m) = -1.59; M_{a.in}^{max}(KN.m) = -6.37; M_{travée}^{max}(KN.m) = 7.97$							

Tableau III.18 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 02 de la terrasse inaccessible).

Plancher	Travée	L	Pu	Mo	Mg	Md	Mt	Vg	Vd
		m	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN	KN
Etage de la terrasse inaccessible	A B	4.25	6.16	13.90	-2.08	-2.08	13.90	13.09	-13.09
$M_{appui}^{max}(KN.m) = -2.08; M_{travée}^{max}(KN.m) = 13.90; V^{max}(KN) = 13.09$									

Tableau III.19 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 02 de la terrasse inaccessible).

Plancher	Travée	L	Ps	Mo	Mg	Md	Mt
		m	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
Etage de la terrasse inaccessible	A B	4.25	4.49	10.13	-1.52	-1.52	10.13
$M_{appui}^{max}(KN.m) = -1.52; M_{travée}^{max}(KN.m) = 10.13$							

- **Remarque** :le type 02 de la terrasse inaccessible est une poutrelle appuyée sur deux appuis, le calcul des sollicitations se fera par la RDM .

Tableau III.20 : sollicitations a l'ELU des poutrelles (type 03 de la terrasse inaccessible).

Plancher	Travée	L	Pu	Mo	Mg	Md	Mt	Vg	Vd
		m	KN.	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN	KN
Etage de la terrasse inaccessible	A B	5.45	6.16	22.87	-3.43	-11.44	18.29	16.79	-18.47
	B C	5.40	6.16	22.46	-11.44	-8.98	13.37	16.63	-16.63
	C D	5.35	6.16	22.04	-8.98	-11.44	12.93	16.48	-18.13
	D E	5.45	6.16	22.87	-11.44	-3.43	18.29	18.47	-16.79
$M_{ap.riv}^{max} (KN.m) = -3.43; M_{a.in}^{max} (KN.m) = -11.44; M_{travée}^{max} (KN.m) = 18.29; V^{max} (KN) = 18.47$									

Tableau III.21 : sollicitations a l'ELS des poutrelles (type 03 de la terrasse inaccessible).

Plancher	Travée	L	Ps	Mo	Mg	Md	Mt
		m	KN.	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
Etage de la terrasse inaccessible	A B	5.45	4.49	16.68	-2.5	-8.34	13.34
	B C	5.40	4.49	16.37	-8.34	-6.55	9.74
	C D	5.35	4.49	16.07	-6.55	-8.34	9.43
	D E	5.45	4.49	16.68	-8.34	-2.5	13.34
$M_{ap.riv}^{max} (KN.m) = -2.5; M_{a.in}^{max} (KN.m) = -8.34; M_{travée}^{max} (KN.m) = 13.34$							

III .2 : Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

Plancher de la terrasse inaccessible :

Tableau III.22 : Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage.

Désignation	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	18.29	13.34
Moment aux appuis de rive	-3.43	-2.5
Moment aux appuis intermédiaire (KN.m)	-11.44	-8.34
Effort tranchant (KN)	18.47	/

a)-En travée :

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2(0.22 - 0.02) = 0.066MN.m$$

$$M_{tu} = 0.066MN.m \quad ; \quad M_t^{max} = 18.29 \times 10^{-3}MN.m.$$

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

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{18.29 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.22^2} = 0.049 < 0.186.$$

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

$$\text{On a : } \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) \quad , \quad \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_l} \quad , \quad \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}.$$

$$\text{Acier Fe400} \Rightarrow \varepsilon_l = 1.74 * 10^{-3} \quad , \quad \alpha_l = 0.668 \quad , \quad \mu_l = 0.3916.$$

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

Calcul de A_t :

$$A_t = \frac{M_t}{Z * f_{st}}.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.049)}}{0.8} = 0.0628 \Rightarrow Z = 0.22(1 - 0.4 \times 0.0628).$$

$$Z = 0.214 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{18.29 * 10^{-3}}{0.214 * 348} = 2.45 \text{ cm}^2.$$

Calcul de A_{min} :

$$A_{min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.12 * 0.22 * 2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2.$$

$$A_t > A_{min} \Rightarrow \text{On choisit } A_t 41T10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

b)-Aux appuis :

.Appuis intermédiaires :

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

b.a.) Calcul des armatures :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ap.int}}{f_{bu} d^2 b_0} = \frac{11.44 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.12 \times 0.22^2} = 0.138 < 0.186. \Rightarrow \text{pivot A.}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

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

$$\text{Acier Fe400} \Rightarrow \varepsilon_l = 1.74 * 10^{-3} \quad , \quad \alpha_l = 0.668 \quad , \quad \mu_l = 0.391.$$

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

$$A_{ap.int} = \frac{M_{ap.int}}{Z * f_{st}}.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.138)}}{0.8} = 0.186 \Rightarrow Z = 0.22(1 - 0.4 \times 0.186)$$

$$Z = 0.203 \text{ m.}$$

$$A_{ap.int} = \frac{11.44 \cdot 10^{-3}}{0.203 \cdot 348} = 1.61 \text{ cm}^2.$$

Calcul de A_{min} :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 0.12 \cdot 0.22 \cdot 2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2.$$

$A_{ap.int} > A_{min} \Rightarrow$ On choisit $A_{ap.int} = 1T10 + 1T12 = 1.92 \text{ cm}^2.$

Appuis de rive :(calcul forfaitaire).

On a $\left\{ \begin{matrix} M_{ap.int} \rightarrow A_{ap.int} \\ M_{ap.rive} \rightarrow A_{ap.rive} \end{matrix} \right\} \rightarrow A_{ap.rive} = \frac{M_{ap.rive} \times A_{ap.int}}{M_{ap.int}} = \frac{3.43 \cdot 10^{-3} \cdot 1.92 \cdot 10^{-4}}{11.44 \cdot 10^{-3}} = 0.57 \text{ cm}^2.$

On choisit $A_{ap.rive} = 1T10 = 0.79 \text{ cm}^2.$

c.) Vérification de l'effort tranchant :

$V_u = 18.47 \text{ KN}.$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{18.47 \cdot 10^{-3}}{0.12 \cdot 0.22} = 0.700 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}. \quad (\text{fissuration peu nuisible.})$$

$\tau < \tau_{adm} \Rightarrow$ C'est vérifié.

d.) Choix des armatures transversales.

$$\Phi_t \leq \min\left(\Phi_t^{min}, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm}.$$

On fixe $A_t = \text{étrier } \Phi 6 \Rightarrow A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2.$

e.) L'espacement :

$$\left\{ \begin{matrix} \textcircled{1} S_t \leq \min(0.9 \cdot d; 40 \text{ cm}) \\ \textcircled{2} S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \\ \textcircled{3} S_t \leq \frac{0.8 f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot A_t}{b_0 (\tau - 0.3 f_{tj} \cdot k)} \end{matrix} \right.$$

$\textcircled{1} \Leftrightarrow S_t \leq 19.8 \text{ cm}$

$\textcircled{2} \Leftrightarrow S_t \leq 47.5 \text{ cm}.$

Flexion simple, FPN, pas de reprise de bétonnage $\Leftrightarrow K = 1.$

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

$\textcircled{3} \Leftrightarrow S_t \leq 217 \text{ cm}.$

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

• Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure:

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{ArtA.5.3.2 [1]})$

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

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 18.47 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 0.99 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = 0.79 + 0.5 = 1.29 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 \times 18.47 \times 10^{-3} / 400 = 0.53 \text{ cm}^2$$

$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$. (Art A.5.1.3.2.1 [1]).

$$A_s = 2.26 + 0.5 = 2.76 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 / 400 (18.74 \times 10^{-3} - 11.44 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.22) = -1.12 \text{ cm}^2$$

$1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) < 0 \dots \dots$ aucune vérification à faire au niveau de l'appui car l'effort tranchant et l'effet du moment sont négligeable.

Vérification de l'effort tranchant dans le béton :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3 [1]).

Avec : $a = 0.9 \times d = 0.9 \times 22 = 19.8 \text{ cm}$

$V_u = 0.01755 \text{ MN} < 0.267 \times 0.198 \times 0.12 \times 25 = 0.158 \text{ MN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Vérifications à l'ELS : les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

Remarque :

Dans les calculs à L'ELU, on a trouvé $A' = 0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 8) donc pendant les calculs on prend $A' = 0.50 \text{ cm}^2$.

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad (\text{Art A.4.5.2 [1]}).$$

En travée :

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 * 3.05 * 10^{-4} (0.22 - 0.04) = -3. * 10^{-4} \text{ m}$$

$H < 0 \Rightarrow$ calcul d'une section en T

Position de l'axe neutre y

$$10y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30A_t]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30dA] = 0.$$

$$10y^2 + [2(65 - 12)4 + 30 * 3.05]y - [(65 - 12)4^2 + 30 * 22 * 3.05] = 0.$$

$$10y^2 + 515.5y - 2861 = 0 \dots \dots \dots (1).$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 5.05\text{cm}$.

Calcul de I:

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

$$I = \frac{65 \times 5.05^3}{3} + \frac{(65 - 12) \times 4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times (5.05 - 2)^2 + 15 \times 3.05(22 - 5.05)^2.$$

$$I = 18189.28 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{13.34 \times 10^{-3}}{18189.28 \times 10^{-8}} \times 0.0505 = 3.70 \text{ Mpa}.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

En appuis intermédiaires :

$M_{ser} = -8.34 \text{ KN.m} < 0 \Rightarrow$ Le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$).

Position de l'axe neutre :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st}(d - y) = 0.$$

$$6y^2 + 33.9y - 745.8 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 8.67\text{cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A_{st}(d - y)^2$$

$$I = 4904.20 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.34 \times 10^{-3}}{4904.20 \times 10^{-8}} \times 0.0867 = 14.47 \text{ Mpa}.$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

• **Etat limite de déformation :** (Art A.4.6.1 [1]).

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$

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

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M_0 : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{l} = \frac{24}{545} = 0.036 < \frac{1}{22.5} = 0.062$. non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{1000} + 0.5 \text{cm} \right) = \frac{545}{1000} + 0.5 = \mathbf{1.045 \text{cm}}$$

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 :**

$q_{jser} = 0.65 * G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

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

$$M_{jser} = 0.772 * \frac{q_{jser} * l^2}{8} ; M_{gser} = 0.772 * \frac{q_{gser} * l^2}{8} ; M_{pser} = 0.772 * \frac{q_{pser} * l^2}{8}$$

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y = 5.05 \text{cm}$$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$$v = \frac{\frac{12 * 22^2}{2} + (65 - 12) * \frac{4^2}{2} + 15(3.05 * 22)}{(12 * 24) + (65 - 12) * 4 + 15 * 3.05} = \mathbf{7.94 \text{cm}}$$

$$v = 7.94 \text{cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$I_0 = \mathbf{35378.09 \text{cm}^4}$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm^4)).

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

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3.05}{12 * 22} = \mathbf{0.012}$$

$$\lambda_f = \frac{0.05 * f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) * \rho} \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_f \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

• **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 32164.20 \text{MPa.}$

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_v = 10721.40 \text{MPa.}$

• **Contraintes :**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

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

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

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

• **Inerties fictives (I_f) :**

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

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

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$q_{jser} = 0.65 * G' = 0.65 * 3.2 = 2.08 \text{KN/m.}$

$q_{gser} = 0.65 * G = 0.65 * 5.91 = 3.84 \text{KN/m.}$

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.91 + 1.00) = 4.5 \text{KN / m}$

$M_{jser} = 5.96 \text{KN.m}$

$M_{gser} = 11.006 \text{KN.m}$

$M_{pser} = 12.89 \text{KN.m}$

$y = 5.05 \text{cm}$

$I_0 = 35378.09 \text{cm}^4$

$I = 15914.03 \text{cm}^4$

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

$\rho = 0.012$

$$\lambda_f = \frac{0.05 * 2.1}{(2 + 3 * \frac{0.12}{0.65}) * 0.012} = 3.42$$

$$\lambda_v = 0.4 * 3.42 = \mathbf{1.37}.$$

$$\sigma_{sj} = 15 * \frac{7.72 * 10^{-3}(0.22 - 0.0505)}{15914.03 * 10^{-8}} = \mathbf{123.33Mpa}.$$

$$\sigma_{sg} = 15 * \frac{10.69 * 10^{-3}(0.22 - 0.0505)}{15914.03 * 10^{-8}} = \mathbf{170.78Mpa}.$$

$$\sigma_{sp} = 15 * \frac{12.53 * 10^{-3}(0.22 - 0.0505)}{15914.03 * 10^{-8}} = \mathbf{200.18Mpa}.$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.012 * 123.33 + 2.1} = \mathbf{0.54}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.012 * 170.78 + 2.1} = \mathbf{0.64}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.012 * 200.18 + 2.1} = \mathbf{0.68}$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 * 35378.09}{1 + 3.52 * 0.54} = \mathbf{13415.57cm^4}$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 * 35378.09}{1 + 3.52 * 0.64} = \mathbf{11963.81cm^4}$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 * 35378.09}{1 + 3.52 * 0.68} = \mathbf{11467.43cm^4}$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 * 35378.09}{1 + 1.37 * 0.64} = \mathbf{20735.24 cm^4}$$

$$f_{ji} = \frac{7.72 * 10^{-3} * 5.45^2}{10 * 32164.20 * 13415.57 * 10^{-8}} = \mathbf{0.0053m}$$

$$f_{gi} = \frac{10.69 * 10^{-3} * 5.45^2}{10 * 32164.20 * 11963.81 * 10^{-8}} = \mathbf{0.0082m}$$

$$f_{pi} = \frac{12.53 * 10^{-3} * 5.45^2}{10 * 32164.20 * 11467.43 * 10^{-8}} = \mathbf{0.010m}$$

$$f_{gv} = \frac{12.53 * 10^{-3} * 5.45^2}{10 * 10721.40 * 20735.24 * 10^{-8}} = \mathbf{0.016m}$$

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

$$\Delta f_t = 0.016 - 0.0053 + 0.010 - 0.0082 = \mathbf{0.0125m}$$

$\Delta f_t = 1.25cm > f_{adm} = 1.045cm$ la flèche n'est pas vérifiée.
 On augmente la section d'acier.

$$\begin{cases} A_{st} = 3HA14 = 4.62cm^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79cm^2. \end{cases}$$

$\Rightarrow \Delta f = 1.011cm < f = 1.045cm$. (C'est vérifié).

-Récapitulation des planchers restants :

Pour les autres types de poutrelles, leur ferrailage est exposé dans le tableau suivant :

Tableaux III.23 : Ferrailage des poutrelles

Terrasse accessible	$M_t = 12.41KN.m$				$M_a^{int} = 9.13KN.m$				$M_a^{riv} = 2.28KN.m$			
	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm^2)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm^2)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm^2)
	0.041	0.05 2	0.175	2.02	0.19 8	0.27 9	0.15 9	1.64	0.04 9	0.063	0.17 5	0.38
Plancher d'habitation	$M_t = 11.37KN.m$				$M_a^{int} = 8.3KN.m$				$M_a^{riv} = 2.07KN.m$			
	0.038	0.04 8	0.177	1.84	0.18 0	0.25 0	0.16 1	1.47	0.04 4	0.056	0.17 6	0.33
Plancher bureaux	$M_t = 13.87KN.m$				$M_a^{int} = 9.74KN.m$				$M_a^{riv} = 2.43KN.m$			
	0.046	0.05 9	0.174	2.3	0.21 1	0.94 9	0.11 2	2.49	0.05 3	0.067	0.17 4	0.40
Plancher commercial	$M_t = 20.15KN.m$				$M_a^{int} = 13.37KN.m$				$M_a^{riv} = 3.34KN.m$			
	0.067	0.08 7	0.173	3.33	0.29 0	0.44	0.14 8	2.60	0.07 2	0.094	0.17 3	0.55

-Choix des barres :

Tableaux III.24 : Choix des barres de ferrailage.

Plancher	En travée	En appuis intermédiaire	En appuis de rive
Terrasse accessible	3T10=2.36 cm^2	1T10+1T12=1.92 cm^2	1T10=0.79 cm^2
Habitation	3T10=2.36 cm^2	1T10+1T12=1.92 cm^2	1T10=0.79 cm^2
Bureaux	2T12+1T10=3.05 cm^2	1T14+1T12=2.67 cm^2	1T10=0.79 cm^2
commercial	2T14+1T10=3.87 cm^2	1T14+1T12=2.67 cm^2	1T12=1.13 cm^2

-Vérification au cisaillement :

Tableaux III.25 : Vérification au cisaillement.

Plancher	V_u (KN)	La jonction table-nervure τ (Mpa)	Cisaillement τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)
Terrasse accessible	15.73	1.02	0.87	3.33
Habitation	14.3	0.93	0.79	3.33
Bureaux	16.79	1.09	0.93	3.33
Commercial	23.03	1.50	1.27	3.33

-Choix des armatures transversales :

Pour tous les types de poutrelles on prend $A_t = 2 * \Phi 6 = 0.57cm^2$.

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

➤ Vérification a l'ELS :

a)Etat limite de compression de béton :

Tableaux III.26 : Vérification des états limites de compression de béton.

Plancher	En travée			En appuis			/ $\bar{\sigma}$ (Mpa)
	M_t	I	σ	M_a	I	σ	
	(KN.m)	(cm ⁴)	(Mpa)	(KN.m)	(cm ⁴)	(Mpa)	
Terrasse accessible	8.98	8023.97	4.29	6.61	4577.16	11.11	15
Habitation	8.21	8023.97	3.92	5.99	5656.55	9.15	15
Bureaux	9.89	15914.03	4.23	6.95	5656.55	10.62	15
Commercial	14.2	12497.65	5.56	9.37	5656.55	14.32	15

b) Etat limite de déformation :

Tableaux III.27 : Vérification de la flèche pour la terrasse accessible.

q_{jser} (KN/ml)	q_{gser} (KN/ml)	q_{pser} (KN/ml)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v
1.85	3.471	4.46	3.43	6.44	8.27	18326	0.0125	3.397	1.350
σ_{sj} Mpa	σ_{sg} Mpa	σ_{sp} Mpa	μ_j	μ_g	μ_p	I_{fij} cm ⁴	I_{fig} cm ⁴	I_{fip} cm ⁴	I_{fvg} cm ⁴
90.89	170.53	219.13	0.448	0.655	0.791	7986.6	6247.6	5852.2	10662
f_{ij} cm	f_{gi} cm	f_{pi} cm	f_{gv} cm	Δf cm	f_{adm} cm				
0.263	0.629	0.863	1.106	1.07	0.89				

La flèche n'est pas vérifiée la solution adoptée est d'augmenter la section de ferrailage comme suit : $2T12+1T10=3.05\text{cm}^2 \Rightarrow \Delta f=0.868\text{cm} < f = 0.890\text{cm}$. (C'est vérifié)

Tableaux III.28 : Vérification de la flèche pour le plancher d'habitation.

q_{jser} (KN/ml)	q_{gser} (KN/ml)	q_{pser} (KN/ml)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I_0 (cm^4)	ρ	λ_i	λ_v
1.85	3.05	4.03	3.43	5.66	7.48	18326	0.0125	3.397	1.358
σ_{sj} Mpa	σ_{sg} Mpa	σ_{sp} Mpa	μ_j	μ_g	μ_p	I_{fij} cm^4	I_{fig} cm^4	I_{fip} cm^4	I_{fvj} cm^4
90.89	149.85	198.004	0.448	0.618	0.694	7986.6	6502.1	5998.3	10955
f_{ij} cm	f_{gi} cm	f_{pi} cm	f_{gv} cm	Δf cm	f_{adm} cm				
0.263	0.531	0.760	0.946	0.913	0.89				

La flèche n'est pas vérifiée la solution adoptée est d'augmenter la section de ferrailage comme suit : $2T12+1T10=3.05\text{cm}^2 \Rightarrow \Delta f=0.738\text{cm} < f = 0.89\text{cm}$. (C'est vérifié).

Tableaux III.29 : Vérification de la flèche pour le plancher bureaux.

q_{jser} (KN/ml)	q_{gser} (KN/ml)	q_{pser} (KN/ml)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I_0 (cm^4)	ρ	λ_i	λ_v
1.85	3.471	4.680	3.43	6.44	8.68	19796	0.0169	2.517	1.006
σ_{sj} Mpa	σ_{sg} Mpa	σ_{sp} Mpa	μ_j	μ_g	μ_p	I_{fij} cm^4	I_{fig} cm^4	I_{fip} cm^4	I_{fvj} cm^4
68.079	127.73	172.22	0.452	0.658	0.733	10178	8194.2	7652	13094
f_{ij} cm	f_{gi} cm	f_{pi} cm	f_{gv} cm	Δf cm	f_{adm} cm				
0.205	0.479	0.692	0.900	0.907	0.89				

La flèche n'est pas vérifiée la solution adoptée est d'augmenter la section de ferrailage comme suit : $2T14+1T10=4.21\text{cm}^2 \Rightarrow \Delta f=0.76\text{cm} < f = 0.89\text{cm}$. (C'est vérifié).

Tableaux III.30 : Vérification de la flèche pour le plancher commercial

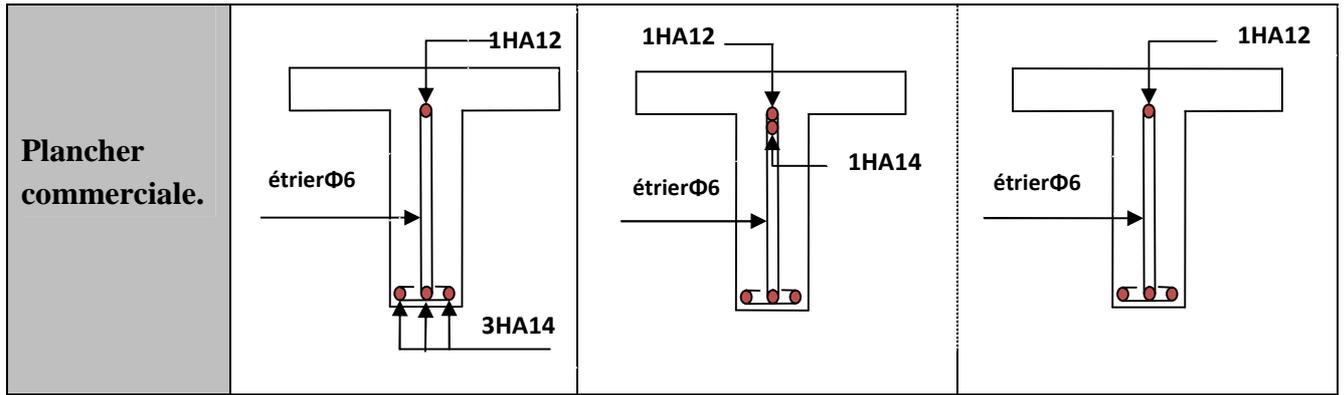
q_{jser} (KN/ml)	q_{gser} (KN/ml)	q_{pser} (KN/ml)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I_0 (cm^4)	ρ	λ_i	λ_v
1.85	3.471	6.305	3.43	6.44	11.705	21244	0.0215	1.984	0.736
σ_{sj} Mpa	σ_{sg} Mpa	σ_{sp} Mpa	μ_j	μ_g	μ_p	I_{fij} cm^4	I_{fig} cm^4	I_{fip} cm^4	I_{fvj} cm^4
54.16	101.62	184.60	0.456	0.660	0.795	12266	10110	9063.1	15328
f_{ij} cm	f_{gi} cm	f_{pi} cm	f_{gv} cm	Δf cm	f_{adm} cm				
0.170	0.388	0.787	0.769	0.997	0.89				

La flèche n'est pas vérifiée la solution adoptée est d'augmenter la section de ferrailage comme suit : $3T14=4.62cm^2 \Rightarrow \Delta f=0.87cm < f = 0.89cm$. (C'est vérifié).

Et le schéma de ferrailage des différentes poutrelles est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.31 : schéma de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher terrasse inaccessible			
Plancher terrasse accessible + habitation			
Plancher Bureaux			



❖ **Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

• **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1(\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55\text{cm}^2/\text{ml}$$

5TS6/ml=1.41cm² perpendiculaires aux poutrelles → St=20cm ≤ 20cm..... condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml=0.85cm² parallèles aux poutrelles → St=30cm < 30cm.....condition vérifiée.

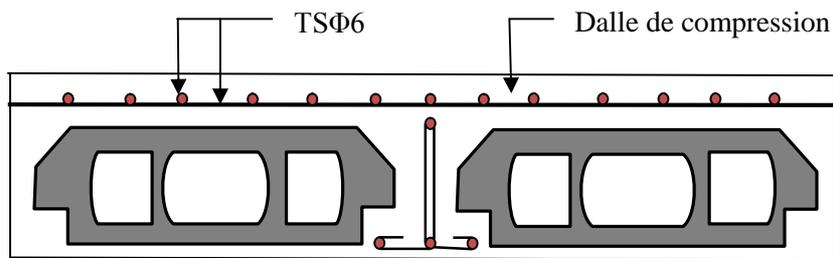


Figure. III.6.Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3) Etude des dalles pleines:

Les dalles sont des pièces minces et plane, elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} .$$

Si : $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

-1^{er} type

il s'agit de panneau de dalle qui repose sur 01 appui :

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

$Q_{gu} = 1.35 * 1 = 1.35 \text{KN}$

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

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

$P_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 11.136 \text{KN/m}$

$P_s = G + Q = 7.86 \text{KN/m}$

$L_x = 0.90 \text{m}$

$L_y = 3.47 \text{m}$

$\rho = 0.26 < 0.4$

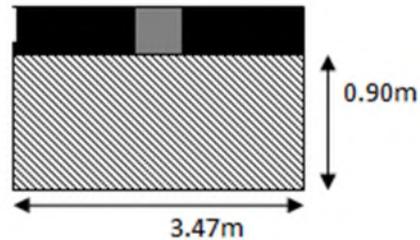


Figure. III.7. schéma de la dalle type (01)

▪ **Les sollicitations**

La dalle porte sur un seul sens.

a) Calcul à l'ELU : [BAEL91]

-Les sollicitations

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

$M_U = -5.72 \text{KN.m}$

▪ $V_u = P_u * l + Q_{gu} = 11.37 \text{Kn}$

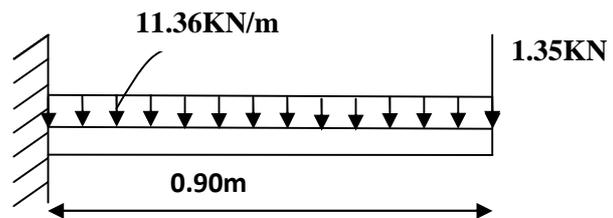


Fig. III.8. schéma statique de la dalle type (01)

b) Ferrailage.

✓ **Armatures principales**

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

Les résultats sont montrés sur le tableau suivant :

$b = 100 \text{cm}$, $h = 12 \text{cm}$, $d = 08 \text{cm}$, $f_{bu} = 14,2 \text{Mpa}$.

Tableau.III.32 : ferrailage de panneau sur 01 appui (type1).

M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculé(cm ² /ml)	A adopté(cm ² /ml)
-5.72	0,063	0.081	0,077	2.12	4T10=3.14

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

✓ **Armatures secondaires**

$$A_{sec} = \frac{A_{min}}{3} = \frac{3.14}{3} = 1.05 cm^2$$

On adopte : 3T8 = 1.51 cm².

✓ **Espacement des barres**

// à l_x : St ≤ min (2.12 , 25cm) = 24 cm.

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

On prend:

Parallèle à l_x : St =24 cm.

Parallèle à l_y : St =33 cm.

Vérifications: [BAEL91]

✓ **l'effort tranchant**

b =100 cm, d = 08cm, Vu = 11.37 kn.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b * d} = \frac{11.37}{1000 * 1 * 0.08} = 0.14 Mpa < \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,166 Mpa \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

✓ **condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,0008 * b * e = 0,0008 * 100 * 12 = 0.96 cm^2 < 2.36 cm^2 \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

b) à l'ELS :

• **la contrainte dans le béton**

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

$$M_{ser} = -\frac{p_s \times l^2}{2} - Q_{gs} \times l = -\frac{7.86 \times 0.90^2}{2} - 1 * 0.90 = -4.08 KN.m$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.08 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.31 cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1.93 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.88 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

-La contrainte dans l'acier

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 180.43 MPa.$$

$\sigma < \overline{\sigma}_s$ C'est vérifier

-la flèche

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,12}{0,90} = 0,133 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0^x} \right] = 0,05.$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0039 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005$$

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

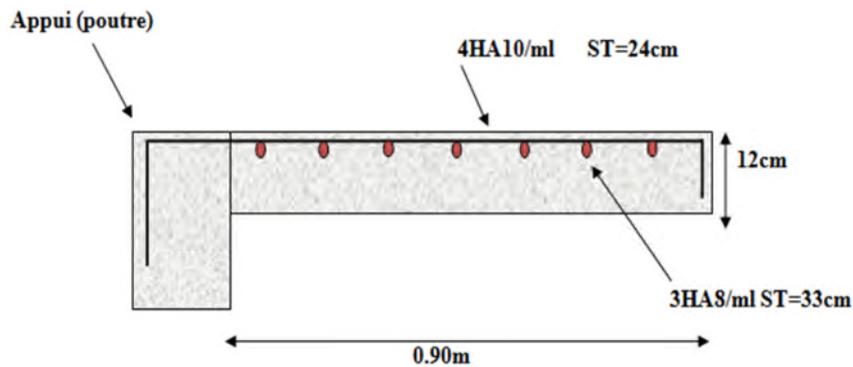


Figure III.9. : Schéma de ferrailage de la dalle pleine (type 1)

-2^{eme} type balcon sur deux appuis perpendiculaires

On étudiera le panneau le plus sollicité

$$\left. \begin{aligned} L_x &= 0,90m \\ L_y &= 4,90m \end{aligned} \right\}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,18 < 0,4$$

La dalle travaille sur un seul sens.

✓ Charges et surcharges :

$$G = 4,36KN/m^2$$

$$Q = 3,50KN/m^2$$

a) à l'ELU : $P_u = 1,35G + 1,5Q = 11,136KN/m^2$

$Q_{gu} = 1,35KN$

b) à l'ELS : $P_s = G + Q = 7,86KN/m^2$

$Q_{gs} = 1KN$

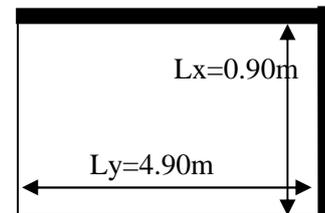


Figure III.10 : 2eme type de dalle pleine.

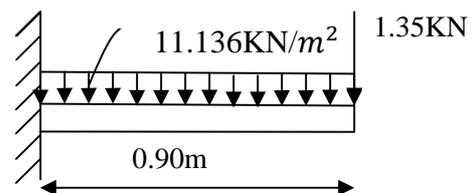


Figure III.11 : Schéma statique de 2eme type de la dalle pleine.

Remarque : nous avons les mêmes sollicitations avec la dalle de type 01 et son ferrailage sera comme suite :

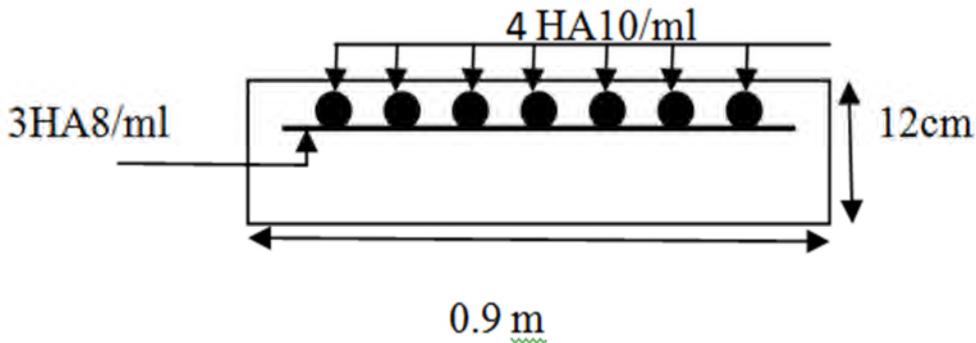


Figure III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine (type 02)

III.3 : Etude de l'escalier :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations, et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul mené par la méthode de la résistance des matériaux.

-III.3.1 : L'escalier de l'étage courant : (type 01 escalier droit à 02 volées)

Ce type d'escalier est composé de :

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

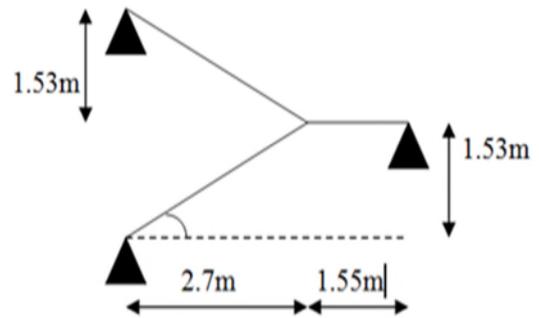


Figure III.13 : Schéma statique de la volée I et II

Pour déterminer les sollicitations on a la méthode R.D.M.

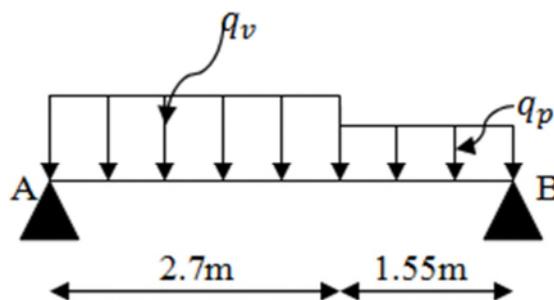


Figure III.14 : Schéma statique d'escalier avec chargement

a) Charges et surcharges :

Palier : $G_{palier} = 6.36 \text{KN/m}^2$

Volée : $G_{volée} = 9.27KN/m^2$

$Q_{escalier} = 2.5KN/m^2$

b) Moments et efforts tranchant

-à l'ELU :

$q_{vu} = 1.35 * 9.27 + 1.5 * 2.5 = 16.26KN/ml$

$q_{pu} = 1.35 * 6.36 + 1.5 * 2.5 = 12.33KN/ml$

Par la méthode de R.D.M on trouve :

$R_{Au} = 33.44KN$

$R_{Bu} = 29.56KN$

$M_{u\ max} = 35.44KN.m$

$M_{tu}^{max} = 26.58KN.m$

$M_{au} = -17.72KN.m$

$V_u = 22.83KN.$

à l'ELS :

$q_{vs} = 9.27 + 2.5 = 11.77KN/ml$

$q_{ps} = 6.36 + 2.5 = 8.86KN/ml$

Par la méthode de R.D.M on trouve :

$R_A = 24.18KN$

$R_B = 21.32KN$

$M_{max} = 25.62KN.m$

$M_{ts}^{max} = 19.22KN.m$

$M_{as} = -12.81KN.m$

$V_s = 16.33KN$

c) Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait a la flexion simple pour une section rectangulaire (b*h) :

Avec :

En travée : $M_t = 26.58KN.m.$

En appuis : $M_a = 17.72KN.m$

$B=100cm$

$d=18cm$

$h=20cm$

Le calcul pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.33 : Résumé des résultats de ferrailage.

	M(KN.M)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{adopté}(cm^2/ml)$
En travée	26.58	0.057	0.073	0.174	4.38	4.52
En appuis	17.72	0.038	0.048	0.165	2.88	3.14

III.3.1.1 : Vérification à l'ELU ET à l'ELS :

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) *Vérification de la condition de non fragilité*

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.18 * \frac{2.1}{400} = 2.173cm^2/ml$$

On a : $A > A_{min}$condition vérifiée.

-Vérification de l'effort tranchant :

$$V = 22.83KN$$

$$\tau = \frac{V}{b} * d = 22.83 * \frac{10^{-3}}{1*0.18} = 0.126Mpa.$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa \right) = 3.33Mpa \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$ et $St = 25cm$.

$$\text{En appuis : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84cm^2$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$ et $St = 25cm$

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min (3.h, 33cm) = 33cm > 25cm$Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min (4.h, 45cm) = 45cm > 25cm$Condition vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS :**

a) vérification de la contrainte d'adhérence:

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

$$\bar{\tau} = 0.6 * \Psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83Mpa \quad \text{avec } \Psi = 1.5 \text{ pour les HA.}$$

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

$$\sum U_i : \text{somme des périmètres des barres} = \pi * n * \phi$$

$$\sum U_i = 4 * 1.2 * 3.14 = 15.07cm$$

$$\tau_{ser} = \frac{16.33 * 10^{-3}}{0.9 * 0.18 * 15.07 * 10^{-2}} = 0.661Mpa$$

$\tau_{ser} < \bar{\tau}$condition vérifiée.

b) vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \qquad \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15Mpa$$

$$0.5y^2 + 4.52 * 10^{-4}y - 15 * 4.52 * 10^{-4} * 0.18 = 0 \Rightarrow y = 49cm$$

$$I=15556.79cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19.22*10^{-3}}{15556.79*10^{-8}} * 4.9 * 10^{-2} = 6.05Mpa \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

-vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions a vérifié sont les suivantes :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} \Leftrightarrow \frac{0.2}{4.25} = 0.047 > \frac{3}{80}=0.0375\dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0*20} \Leftrightarrow \frac{0.2}{4.25} = 0.047 > \frac{19.22}{20*25.26}=0.038\dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

$$3) \frac{A}{b_0*d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4.52*10^{-4}}{1*0.18} = 0.00251 < \frac{2}{400}=0.005\dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

-Les trois conditions sont vérifiées d'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4 : L'escalier de R.DC :(type 02 escaliers droits à 04 volées).

Etude de la troisième volée :

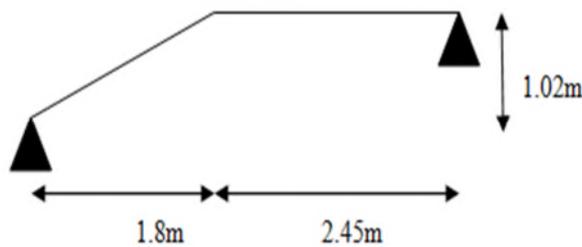


Figure III.16 : Schéma statique de la volée 03 de type 02 (R.D.C).

-Pour déterminer les sollicitations on a la méthode R.D.M.

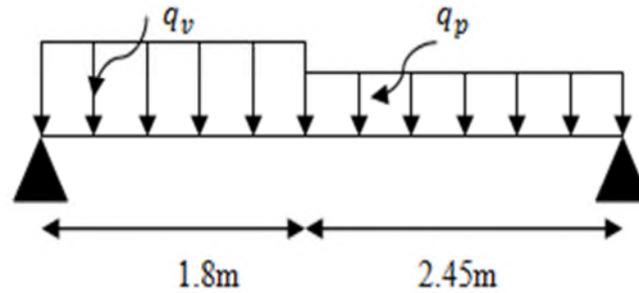


Figure III.17 : Schéma statique d'escalier avec chargement.

-Charges et surcharges :

$$\text{Palier : } G_{\text{palier}} = 6.36 \text{KN/m}^2$$

$$\text{Volée : } G_{\text{volée}} = 9.27 \text{KN/m}^2$$

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

• **Moments et efforts tranchant**

-à l'ELU :

$$q_{vu} = 1.35 * 9.27 + 1.5 * 2.5 = 16.26 \text{KN/ml}$$

$$q_{pu} = 1.35 * 6.36 + 1.5 * 2.5 = 12.33 \text{KN/ml}$$

Par la méthode de R.D.M on trouve :

$$R_{Au} = 31.77.44 \text{KN}$$

$$R_{Bu} = 27.69 \text{KN}$$

$$M_{u \text{ max}} = 31.09 \text{KN.m}$$

$$M_{tu}^{\text{max}} = 23.31 \text{KN.m}$$

$$M_{a u} = -15.54 \text{KN.m}$$

$$V_u = 24.70 \text{KN.}$$

-à l'ELS :

$$q_{vs} = 9.27 + 2.5 = 11.77 \text{KN/ml}$$

$$q_{ps} = 6.36 + 2.5 = 8.86 \text{KN/ml}$$

Par la méthode de R.D.M on trouve :

$$R_A = 22.19 \text{KN}$$

$$R_B = 19.93 \text{KN}$$

$$M_{\text{max}} = 22.42 \text{KN.m}$$

$$M_{ts}^{\text{max}} = 16.81 \text{KN.m}$$

$$M_{a s} = -11.21 \text{KN.m}$$

$$V_s = 17.04 \text{KN}$$

III.4.1 : Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b*h) :

Avec :

En travée : $M_t = 23.31 \text{KN.m.}$

En appuis : $M_a = 15.54KN.m$

$b=100cm$

$d=18cm$

$h=20cm$

Le calcul pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.35: Résumé des résultats de ferrailage.

	M(KN.M)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{adopté}(cm^2/ml)$
En travée	23.31	0.055	0.070	0.175	3.83	4.52
En appuis	15.54	0.033	0.042	0.177	2.52	3.14

III.4.2: Vérification à l'ELU ET à l'ELS :

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.18 * \frac{2.1}{400} = 2.173cm^2/ml$$

On a : $A > A_{min}$condition vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$V = 24.70KN$$

$$\tau = \frac{V}{b} * d = 24.70 * \frac{10^{-3}}{1*0.18} = 0.137Mpa.$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa \right) = 3.33Mpa \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

En travée : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$ et $St = 25cm$.

En appuis : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84cm^2$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$ et $St = 25cm$

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min (3.h, 33cm) = 33cm > 25cm$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min (4.h, 45cm) = 45cm > 25cm$Condition vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS :**

a) vérification de la contrainte d'adhérence:

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

$$\bar{\tau} = 0.6 * \Psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83Mpa \quad \text{avec } \Psi = 1.5 \text{ pour les HA.}$$

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

$\sum U_i$: somme des périmètres des barres = $\pi * n * \phi$

$$\sum U_i = 4 * 1.2 * 3.14 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{17.04 * 10^{-3}}{0.9 * 0.18 * 15.07 * 10^{-2}} = 0.697 \text{ Mpa}$$

$\tau_{ser} < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

b) vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \qquad \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$0.5y^2 + 4.52 * 10^{-4}y - 15 * 4.52 * 10^{-4} * 0.18 = 0$$

y=4.9cm.

$$I=15556.79 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{16.81 * 10^{-3}}{15556.79 * 10^{-8}} * 4.9 * 10^{-2} = 5.29 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma} \text{condition vérifiée.}$$

c) vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} \Leftrightarrow \frac{0.2}{4.25} = 0.047 > \frac{3}{80} = 0.037 \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{M_0 * 20} \Leftrightarrow \frac{0.2}{1} = 0.2 > \frac{16.81}{20 * 22.42} = 0.037 \text{condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b_0 * d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4.52 * 10^{-4}}{1 * 0.18} = 0.00251 < \frac{2}{400} = 0.005 \text{condition vérifiée.}$$

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

III.5 : Escaliers à palier balancé (sous sol) :

- **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

Ce type se calcule comme une console.

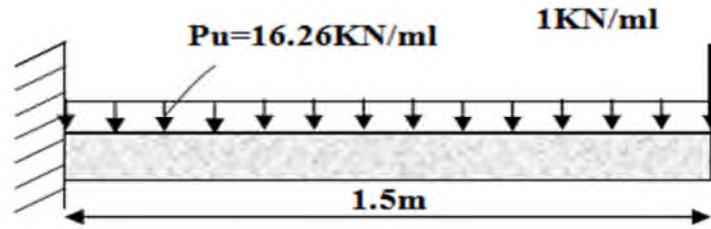


Figure III.18 : Schéma statique de l'escalier balancé avec chargement.

a) Calcul à l'ELU :

- La charge qui revient sur la volée' :

$$G=9.27 \text{ KN/m}^2. \quad Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_v=1.35G_v+1.5Q_v$$

$$q_v=(1.35 \times 9.27)+(1.5 \times 2.5)=16.26 \text{ KN/ml}.$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.36 : Résultats de ferrailage de l'escalier balancé.

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ² /ml)	A répartition (cm ² /ml)
20.31	0.044	0.056	0.175	3.31	2.17	4HA10/ml 4.52	4HA8/ml 2.01

- Vérification de l'espacement :

$$S_t \leq \min (3 \times h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (3 \times 12, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On a choisi 5HT10, soit $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$ donc c'est vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{25.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.143 \text{ MPa} < \bar{\tau}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = G_v + Q_v = 17.65 KN/ml.$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.37 : les résultats de la vérification à la compression de béton.

M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
14.74	4.9	15556.79	4.64	15	Vérifiée

• **Etat de déformation :**

- $\frac{h}{l} = \frac{0.2}{1.5} = 0.133 > \max\left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20}\right] = 0.05 \dots \dots \dots$ Vérifiée.
- $\frac{As}{bd} = 0.0025 < \frac{2}{fe} = 0.005 \dots \dots \dots$ Vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Les Schémas de ferrailage de différents types d'escalier :**

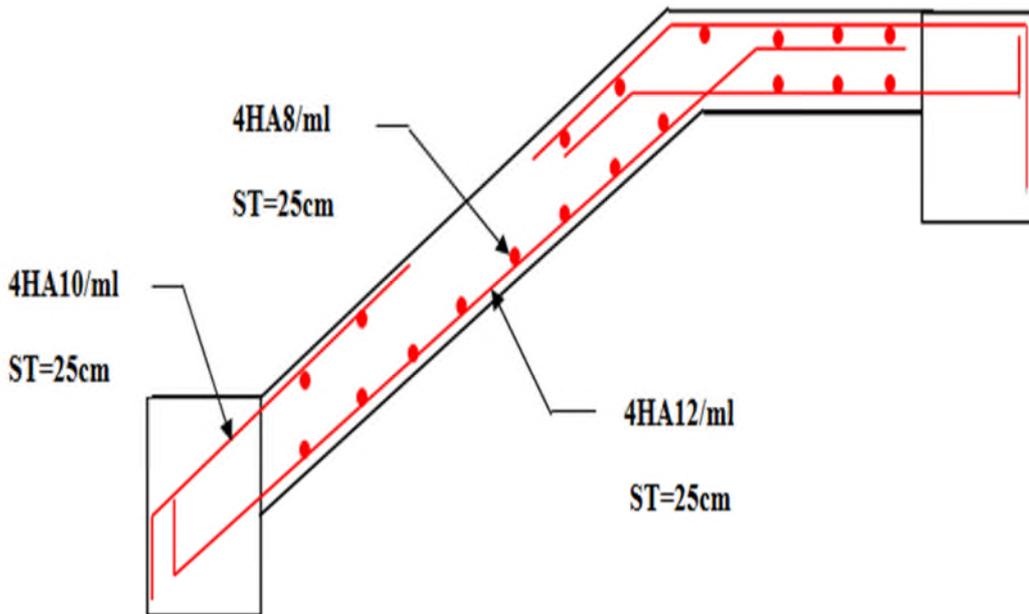


Figure III. 19: Schéma de ferrailage d'escalier type 01 et 02 (R.D.C+étages courants)

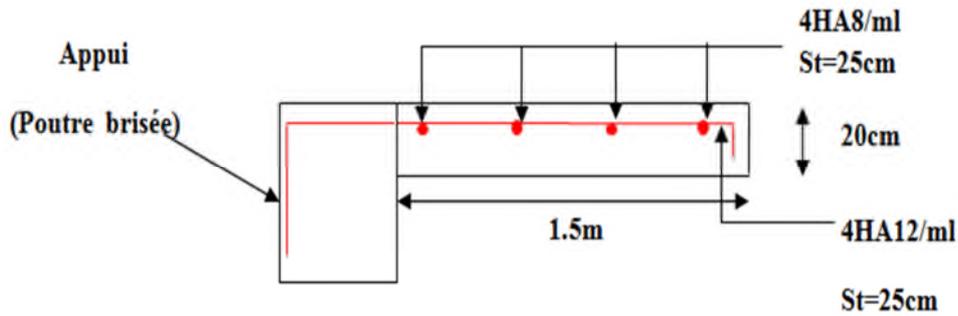


Figure III. 20: Schéma de ferrailage de l'escalier balancé (sous sol).

III.6 : Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

- Pré dimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 36 \leq h \leq 54$$

- Vérification

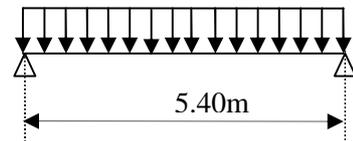


Figure III.21 : Schéma statique de la poutre palière

D après le RPA99 version 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (40*45) \text{ cm}^2$$

III.6.1 : Calcul à la flexion simple

Les charges revenant à la poutre palière sont :

Poids propre : $G = 25 \times 0.4 \times 0.45 \Rightarrow G = 4.5 \text{ KN / ml}$

Réactions (poids transmis par la volée+ poids transmis par le palier)

À L'ELU : $R_b = 29.56 \text{ KN/ml}$.

À L ELS : $R_b = 21.32 \text{ KN/ml}$.

-Calcul des sollicitations

a)à l ELU

$$q_u = 1.35 \times 3.5 + 29.56 = 35.63 \text{ KN / ml}$$

$$M^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{35.63 \times 5.4^2}{8} = 129.88 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_t = 0.85 \times M^{\max} = 110.40 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a = -0.4 \times M^{\max} = -51.95 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 35.63 \times \frac{5.40}{2} = 96.20 \text{ KN}$

b)à l ELS

$q_s = 25.82 \text{ KN / ml}$

$M^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{25.82 \times 5.4^2}{8} = 94.11 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M^{\max} = 79.99 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a = 0.4 \times M^{\max} = -37.67 \text{ KN.m}$

▪ **Ferraillage**

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

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)
Travée	110.40	0.105	0.139	0.406	7.81
Appuis	51.95	0.049	0.063	0.419	3.56

Tableau III.38: Résultat du ferraillage de la poutre palière

▪ **Vérifications**

-Vérifications à L'ELU

-Condition de non fragilité

$A_t = 7.81 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.4 \times 0.43 \times \frac{2.1}{400} = 2.07 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$

$A_a = 3.56 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.4 \times 0.43 \times \frac{2.1}{400} = 2.07 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

-Contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{96.2 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.43} = 0.56 \text{ MPa}$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa.$$

$$\tau_u = 0.53MPa \leq \tau_{adm} = 3.33MPa \quad \text{Vérifiée}$$

▪ **Calcul des armatures transversales**

$$A_t \geq (0.4 * b * S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.8cm^2$$

Avec $S_t = 20cm$.

-Vérification des espacements

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{0.8 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.4} = 20cm \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 38.7cm \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm \quad \text{Vérifiée}$$

▪ **Vérifications à L'ELS**

• **Etats limite de compression de béton**

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

$$\text{En travée : } \frac{40 \times y^2}{2} + (15 \times 7.81) \times y - 15 \times 7.81 \times 43 = 0 \Rightarrow y = 13.20 \text{ cm}$$

$$\text{En appui : } \frac{40 \times y^2}{2} + (15 \times 3.56) \times y - 15 \times 3.56 \times 43 = 0 \Rightarrow y = 9.46 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$\text{En travée : } I = \frac{40 \times 13.46^3}{3} + 15 \times 7.81 \times (43 - 13.46)^2 \Rightarrow I = 134740.71 \text{ cm}^4$$

$$\text{En appui : } I = \frac{40 \times 9.46^3}{3} + 15 \times 3.56 \times (43 - 9.46)^2 \Rightarrow I = 71359.22 \text{ cm}^4$$

$$\text{Entravée } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{79.99 \times 10^{-3}}{134740.71 \times 10^{-8}} \times 13.46 \times 10^{-2} = 7.99MPa \leq 15MPa \dots \text{vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{37.67 \times 10^{-3}}{71359.2 \times 10^{-8}} \times 9.46 \times 10^{-2} = 4.99MPa \leq 15MPa \dots \text{vérifiée.}$$

• **État limite de déformation**

Vérification de la flèche

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

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

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{540} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.083 < \frac{79.99}{10 \times 94.11} = 0.084 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{7.81 \times 10^{-4}}{0.4 \times 0.43} = 0.0046 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une poutre encastree de ses extremités, la flèche est : $f = \frac{p_s l^4}{384 EI}$

I : l'inertie de la poutre

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0,4 \times 0,45^3 / 12 = 0.0030 \text{ m}^4$$

E : Module de Young E = 32000 MPa

L : longueur de la poutre L = 5,4 m

P_s= 25.82KN/m

On doit vérifier que

$$f < \bar{f} = \frac{l}{500} = 1.08\text{cm} \quad , \quad f = 0,0020\text{cm.}$$

$f < \bar{f}$ Condition vérifier donc la poutre ne risque pas de fléchir

III.6.2 : Calcul à la torsion

Le moment de torsion $M_T = -17.72KN.m$ est le moment statique au niveau de l'appui B

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

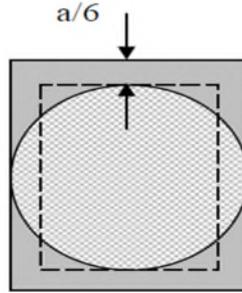


Figure III. 22: Section fictive.

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

$$e = \frac{b}{6} = \frac{40}{6} = 6.66\text{cm}$$

$$\Omega = (40 - 6.66) \times (45 - 6.66) = 1278.03\text{cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

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

$$U = 2 \times [(40 - 6.66) + (45 - 6.66)] = 71.68\text{cm}$$

Ferrailage

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_t = \frac{17.72 \times 10^{-3} \times 71.68 \times 10^{-2}}{2 \times 1278.03 \times 10^{-4} \times 348} = 1.42\text{cm}^2$$

Choix d'armature

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée : } A_t = A_L(\text{tor})/2 + A_L(\text{flexion}) = 1.42/2 + 7.81 = 8.52\text{cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } \mathbf{5HA14+1HA12=8.83\text{cm}^2}$$

$$\text{En appuis : } A_a = A_L(\text{flexion}) + A_L(\text{tor})/2 = 3.56 + 1.42/2 = 4.27\text{cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } \mathbf{4HA12=4.52\text{cm}^2}$$

-Vérification des contraintes tangentes a la torsion :

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{17.72 \times 10^{-3}}{2 \times 1278.03 \times 10^{-4} \times 0.0666} = 1.04\text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

Condition vérifiée

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 1.04\text{MPa} < \tau_{adm} = 3.25\text{MPa}$$

-Calcul des armatures transversales

On fixe l'espacement comme suit :

En travée $S_t = 20cm$

$$A_r = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{17.72 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 1278.03 \times 10^{-4} \times 348} = 0.4cm^2$$

En appuis $S_t = 10cm$

$$A_r = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{17.72 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 1278.03 \times 10^{-4} \times 348} = 0.20cm^2$$

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_r = 0.8 + 0.4 = 1.12cm^2 . On opte 02 cadre \Phi 8 \Rightarrow 4 \Phi 8 = 2.01cm^2$$

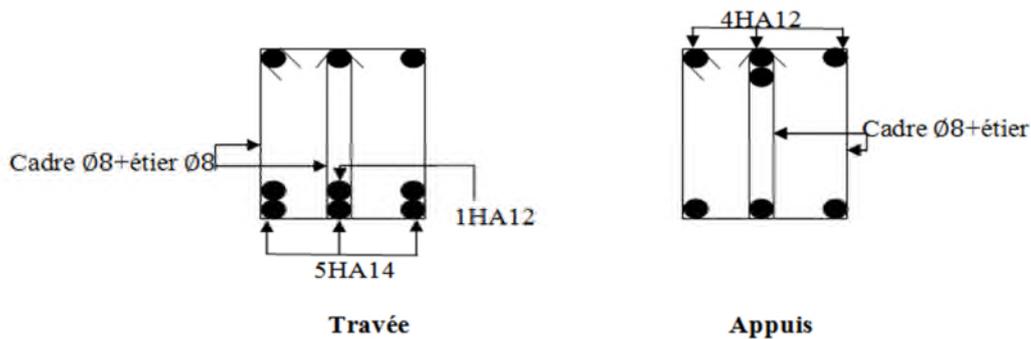


Figure III.23: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.7 : Calcul de la poutre brisée :

-Dimensionnement :

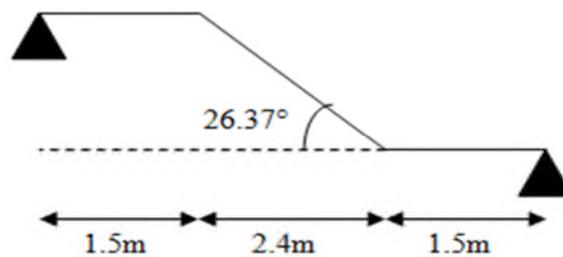


Figure III.24 : Schéma statique de la poutre brisée.

1-Selon la condition de rigidité :

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

$$l = 1.5 + (2.4 / \cos 26.37^\circ) + 1.5 = 5.67m$$

$$567/15 \leq h \leq 567/10 \Rightarrow 37.8 \leq h \leq 56.7$$

Donc soit $h = 45$ cm et $b = 40$ cm.

2- Vérification des conditions du RPA 99 version 2003 :

$b = 40\text{cm} > 25\text{cm}$vérifiée

$h = 45\text{cm} > 30\text{cm}$vérifiée

$h/b = 1.125 < 4$vérifiée

La poutre brisée est soumise à la flexion simple comme elle est soumise à la torsion.

- **Charge revenant a la poutre brisée :**

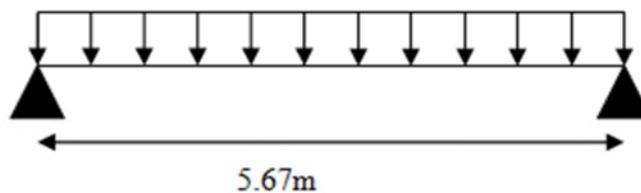


Figure III.25 : Schéma statique de la poutre brisée avec chargement

✓ Poids propre de la poutre : $G_{pb} = \frac{0.45 \cdot 0.4 \cdot 25}{\cos 26.37^\circ} = 5.02 \text{KN/ml}$.

✓ Réactions : $\begin{cases} ELU: 24.39 \text{KN/ml} \\ ELS: 17.65 \text{KN/ml} \end{cases}$

Alors, $\begin{cases} q_u = (1.35 \cdot 5.02) + 24.39 = 31.16 \text{KN/ml} \\ q_s = 5.02 + 17.65 = 22.67 \text{KN/ml} \end{cases}$

- **Sollicitations :**

ELU : $M^{max} = \frac{q_u}{8} l^2 = 125.21 \text{KN.m}$, $V^{max} = \frac{q_u}{2} l = 88.33 \text{KN}$.

$M_{travée} = 0.85 \cdot M^{max} = 106.43 \text{KN.m}$

$M_{appuis} = -0.4 \cdot M^{max} = -50.08 \text{KN.m}$

ELS : $M^{max} = \frac{q_s}{8} l^2 = 91.10 \text{KN.m}$, $V^{max} = \frac{q_s}{2} l = 64.27 \text{KN}$.

$M_{travée} = 0.85 \cdot M^{max} = 77.43 \text{KN.m}$,

$M_{appuis} = -0.4 \cdot M^{max} = -36.44 \text{KN.m}$

III.7.1 : Ferrailage a la flexion simple :

Tableau III.39 : Résultat de ferrailage de la poutre brisée a la flexion simple.

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2)$
En travée	106.43	0.101	0.133	0.406	7.51
En appuis	50.08	0.047	0.061	0.419	3.43

-Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.07cm^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée.

-Vérifications à L'ELU

-Contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{88.33 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.43} = 0.51MPa$

Et $\tau_{adm} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3.33MPa.$

$\tau_u = 0.51MPa \leq \tau_{adm} = 3.33MPa$ Vérifiée

▪ **Calcul des armatures transversales**

$A_t \geq (0.4 * b * S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.8cm^2$

Avec $S_t = 20cm.$

Vérification des espacements

$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{0.8 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.4} = 20cm$ Vérifiée

$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 38.7cm$ Vérifiée

$S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$ Vérifiée

▪ **Vérifications à L'ELS**

• **Etats limite de compression de béton**

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

En travée : $\frac{40 \times y^2}{2} + (15 \times 7.51) \times y - 15 \times 7.51 \times 43 = 0 \Rightarrow y = 12.99 cm$

En appui : $\frac{40 \times y^2}{2} + (15 \times 3.43) \times y - 15 \times 3.43 \times 43 = 0 \Rightarrow y = 9.30 \text{ cm}$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$

En travée : $I = \frac{40 \times 12.99^3}{3} + 15 \times 7.51 \times (43 - 12.99)^2 \Rightarrow I = 130678.38 \text{ cm}^4$

En appui : $I = \frac{40 \times 9.30^3}{3} + 15 \times 3.43 \times (43 - 9.30)^2 \Rightarrow I = 69156.01 \text{ cm}^4$

Entravée $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{77.43 \times 10^{-3}}{130678.38 \times 10^{-8}} \times 12.99 \times 10^{-2} = 7.69 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée.}$

En appuis : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{36.44 \times 10^{-3}}{69156.01 \times 10^{-8}} \times 9.30 \times 10^{-2} = 4.9 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée.}$

• **État limite de déformation**

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

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

$\frac{h}{L} = \frac{45}{567} = 0.079 > \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition vérifiée

$\frac{h}{L} = 0.079 < \frac{77.43}{10 \times 91.10} = 0.085$ Condition non vérifiée.

$\frac{7.51 \times 10^{-4}}{0.4 \times 0.43} = 0.0043 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ condition vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une poutre encastree de ses extremités, la flèche est : $f = \frac{P_s l^4}{384 EI}$

I : l'inertie de la poutre

$I = \frac{bh^3}{12} = 0,4 \times 0,45^3 / 12 = 0.0030 \text{ m}^4$

E : Module de Young E = 32000 MPa

L : longueur de la poutre L = 5,67 m

$P_s = 22.67 \text{KN/m}$

On doit vérifier que

$$f < \bar{f} = \frac{l}{500} = 1.134 \text{cm} \quad , \quad f = 0,0019 \text{cm}.$$

$f < \bar{f}$ Condition vérifiée donc la poutre ne risque pas de fléchir.

III.7.2 : Calcul à la torsion

Le moment de torsion $M_T = -20.31 \text{KN.m}$ est le moment statique au niveau de l'appui B pour l'escalier balancé.

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

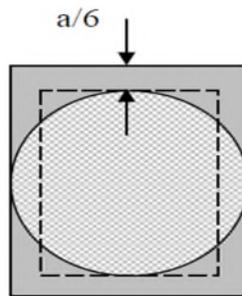


Figure III. 26: Section fictive.

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

$$e = \frac{b}{6} = \frac{40}{6} = 6.66 \text{cm}$$

$$\Omega = (40 - 6.66) \times (45 - 6.66) = 1278.03 \text{cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

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

$$U = 2 \times [(40 - 6.66) + (45 - 6.66)] = 71.68 \text{cm}$$

-Ferrailage

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_t = \frac{20.31 \times 10^{-3} \times 71.68 \times 10^{-2}}{2 \times 1278.03 \times 10^{-4} \times 348} = 1.63 \text{cm}^2$$

-Choix d'armature

La section totale des armatures à adoptée est :

En travée : $A_t = A_L(tor) / 2 + A_L(flexion) = 1.63 / 2 + 7.51 = 8.325cm^2$

On opte pour : **5HA14+1HA12=8.83cm²**

En appuis : $A_a = A_L(flexion) + A_L(tor) / 2 = 3.56 + 1.63 / 2 = 4.375cm^2$

On opte pour : **4HA12=4.52cm²**

-Vérification des contraintes tangentes a la torsion

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.31 \times 10^{-3}}{2 \times 1278.03 \times 10^{-4} \times 0.0666} = 1.19MPa$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa$$

Condition vérifiée

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 1.19MPa < \tau_{adm} = 3.25MPa$$

-Calcul des armatures transversales

On fixe l'espacement comme suit :

En travée $S_t = 20cm$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{20.31 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 1278.03 \times 10^{-4} \times 348} = 0.45cm^2$$

En appuis $S_t = 10cm$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{20.31 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 1278.03 \times 10^{-4} \times 348} = 0.23cm^2$$

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.8 + 0.45 = 1.25cm^2 . \text{On opte } 02 \text{ cadre } \Phi 8 \Rightarrow 4 \Phi 8 = 2.01cm^2$$

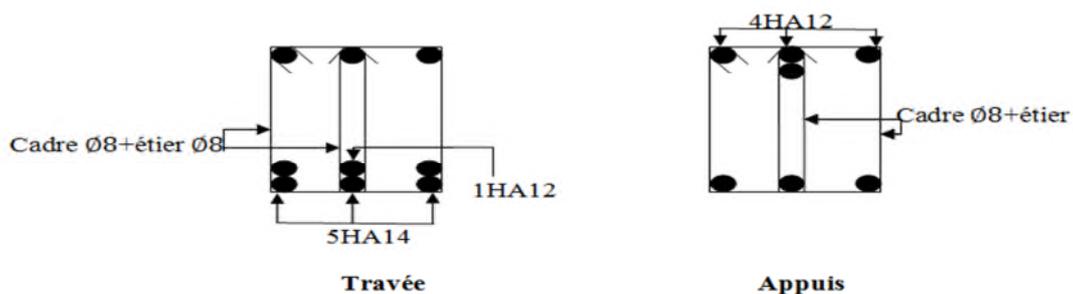


Figure III. 27: Schéma de ferrailage de la poutre brisé

III.8 : Calcul des chainages :

Les poutres de chainages sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque au niveau des planchers, ainsi qu’au couronnement des murs qui sont reliés au droit de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale, il doit régner sur tout l’épaisseur du mur .il a pour but :

- ✓ Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
 - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
 - Le mouvement d’un immeuble sous l’effet d’un tassement du sol ou charges appliquées.
- ✓ Rigidité longitudinal pour tenir compte des risques de fissurations.

- Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3).

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

- Hauteur minimale $h \geq 15cm$.
- Largeur minimale $b \geq \frac{2}{3}$ de l’épaisseur de mur.

On opte : $(b \cdot h) = (30 \cdot 35) cm^2$.

III : Sollicitations :

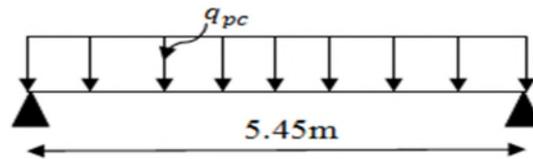


Figure III. 28: Schéma statique de la poutre chaînage.

$$\begin{aligned}
 & \checkmark G_{pc} = 25 * 0.3 * 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml} \\
 & \checkmark G_{mur} = 2.76 * (3.06 - 0.35) = 7.479 \text{ KN/ml} \\
 \left. \begin{aligned}
 & q_u = 1.35(G_{pc} + G_{mur}) + 1.5 * Q = 15.89 \\
 & M_u = q_u * \frac{l^2}{8} = 58.99 \text{ KN.m} \\
 & V_u = q_u * \frac{l}{2} = 43.30 \text{ KN.}
 \end{aligned} \right\} \text{ELU}
 \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned}
 & q_s = (G_{pc} + G_{mur}) = 10.104 \text{ KN} \\
 & M_s = q_s * \frac{l^2}{8} = 37.51 \text{ KN.m}
 \end{aligned} \right\} \text{ELS}$$

-Correction des moments :

$$\text{Travée} \begin{cases} M_{tu} = 0.75M_u = 44.24 \text{ KN.m} \\ M_{ts} = 0.75M_s = 28.13 \text{ KN.m} \end{cases} , \quad \text{Appuis} \begin{cases} M_{au} = -0.5M_u = -29.49 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0.5M_s = -18.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III. : Ferrailage :

Tableau III.40 : Ferrailage de la poutre de chaînage.

	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{cchoisie}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)
Travée	44.24	0.095	0.125	0.313	4.05	2HA14+1HA12=4.21	$0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.19$
Appuis	29.49	0.063	0.082	0.319	2.65	2HA12+1HA10=3.05	$0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.19$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.432 \text{Mpa} < \bar{\tau} = 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{Mpa}$$

-Calcul de l'espacement :

$$A_t = 1 \text{cadre } \varnothing 8 + 1 \text{étrier } \varnothing 8 = 4 \varnothing 8 = 2.01 \text{cm}^2$$

$$\textcircled{1} S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b} = 0.67 \text{m} \quad \textcircled{2} S_t \leq \min[0.9 * d; 40 \text{cm}] = 0.297 \text{m}$$

$$\textcircled{3} S_t \leq \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha) A_t}{b(\tau_u - 0.3 * K * f_{c28})} ; K = 1 \text{ car } \begin{cases} FN \\ \alpha = 90^\circ \end{cases} \text{ sans reprise de bétonnage } \Rightarrow S_t = 25 \text{cm}.$$

-Vérification des contraintes :

- Etats limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \quad \frac{b}{2} y^2 + 15 * A_s * y - 15 * d * A_s = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2. \quad \sigma_{bc}^{adm} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}.$$

En travée : $y=9.86 \text{cm}$ $I=43375.41 \text{cm}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.93 \text{Mpa} < \sigma_{bc}^{adm} = 15 \text{Mpa} \dots \dots$ Vérifiée.

En appuis : $y=8.62 \text{cm}$ $I=33592.12 \text{cm}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.811 \text{Mpa} < \sigma_{bc}^{adm} = 15 \text{Mpa} \dots \dots$ Vérifiée

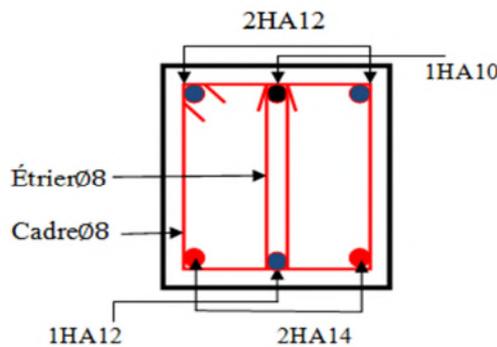


Figure III.29 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.9) Acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la terrasse des infiltrations des eaux pluviales.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.9.1) Hypothèse de calcul

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

III.9.2) Evaluation des charges et surcharges

- Surface de l'acrotère

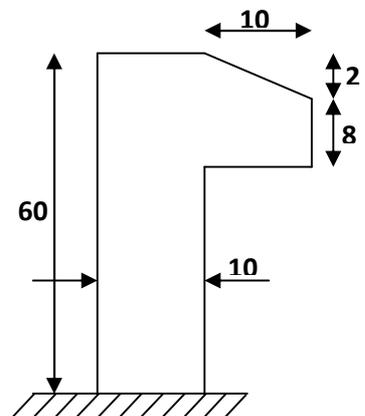


Figure III.30 : Coupe d'acrotère

$$S = 60 \times 10 + 8 \times 10 + \frac{10 \times 2}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

▪ **Poids de l'acrotère**

G_{crot} = Le poids propre de l'acrotère + Le poids d'enduit en ciment

$$G_{crot} = 2,125 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation : $q = 1 \text{ KN/ml}$.
- Charge sismique : $F_p = 4.A.C_p.W_p \dots \dots \text{RPA99 (article 6.2.3)}$.

Où :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99)

W_p : Poids de l'élément considéré ; $W_p = 2,125 \text{ KN/ml}$.

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,125 \Rightarrow F_p = 1,02 \text{ KN}$.

III.3.3) Calcul des sollicitations

a) Calcul du centre de pression

$$x_c = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A} = 0,0628m$$

$$y_c = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = 0,332m$$

b) Moment engendré par les sollicitations

$$N_G = 2,125 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1,02 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = 1,02 * 0,332 \Rightarrow M_{F_p} = 0,3386 \text{ KN.m}$$

	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
Sollicitation	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N (KN)	2,125	2,868	2,125
M (KN.m)	0,9386	0,9	0,6

Tableau III.41 : sollicitations et combinaisons d'action.

c) Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9386}{2,125} = 0,441\text{ m} \\ \frac{H}{6} &= \frac{0,6}{6} = 0,1\text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que:

e_a : l'excentricité additionnelle:

e_1 : l'excentricité structurale.

$$e_a = \max (2 \text{ cm}; L / 250) = \max (2 \text{ cm}; 60/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$\text{D'ou : } e_2 = 0,441 + 0,02 \Rightarrow e_2 = 0,461 \text{ m.}$$

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

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} \Rightarrow \alpha = 0.$$

\emptyset : le rapport de la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée.

l_f : longueur de flambement de l'élément considéré

$$l_f = 2 \times 1 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$e_3 = \frac{3 \times (1,2)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,1} = 0,864 \text{ cm}$$

$$D'où : e_t = 46,1 + 0,864 = 46,964 \text{ cm}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$A \text{ l'ELU} : N_u = 2,125 \text{ KN} ; M_u = N_u * e_t = 2,125 * 0,4696 \Rightarrow M_u = 0,9979 \text{ KN.m}$$

d) Ferrailage

▪ **l'ELU**

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

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

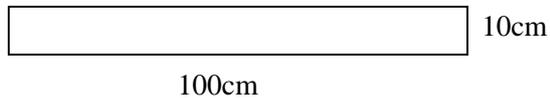


Fig.III.30.Section à ferrailer

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif $M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d-h/2)$.

Tel que :

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

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

$$M_{uA} = 0,9979 + 2,125 * (0,08 - 0,1 / 2) \Rightarrow M_{uA} = 1,0616 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,0616 * 10^{-3}}{1 * 0,08^2 * 14,2} = 0,01168 < \mu_l = 0,392$$

$$D'où A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0146$$

$$z = d(1 - 0,4 * \alpha) = 0,0795$$

$$A_{1s} = \frac{M_{uA}}{z \sigma_s} = \frac{1,0616 * 10^{-3}}{0,0795 * 348} = 0,3837 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{1s} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0,3837 * 10^{-4} - \frac{2,125 * 10^{-3}}{348} = 0,3226 \text{ cm}^2$$

e) Vérifications à L'ELU : [BAEL91]

- **Vérification de la condition de non fragilité**

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

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

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A_s / 3 = 2,01 / 3 = 0,67 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{Ø6} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- **Espacement des armatures**

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

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

- **Vérification au cisaillement**

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

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0,1 * f_{c28}; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1,02 + 1 = 2,02 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2,02 * 10^{-3}}{1 * 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0252 \text{ KN}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{es} = v_u / (0,9 * d \sum * \mu_i) \text{ tel que } \sum \mu_i : \text{ la somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n * \pi \Phi = 7,54 \text{ cm}.$$

$$\tau_{es} = 2,02 \cdot 10^{-3} / (0,9 \cdot 0,08 \cdot 0,0754) \rightarrow \tau_{es} = 0,372 \text{ Mpa}$$

$$0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,83 \text{ Mpa}$$

$\tau_{es} < 2,83 \rightarrow$ pas de risque par rapport à l'adhérence.

f) Vérifications à l'ELS : [BAEL91]

▪ Vérification des contraintes

$$d = 0,08 \text{ m}$$

Selon le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

• Position de l'axe neutre

$$C = d - e_1$$

Tel que : e_1 : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_a = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) = 0,6 / 2,125 + (0,08 - 0,1/2) = 0,31235 \text{ m.}$$

$$e_a > d \implies C \text{ à l'extérieur de la section} \rightarrow C = 0,08 - 0,31235 = -0,23235 \text{ m.}$$

$$C = -0,23235 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c + C ; y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

Tel que :

$$p = -3 \cdot c^2 + (d - c) \cdot 6nA_s/b$$

$$p = -3 \cdot (-0,23235)^2 + (0,08 + 0,23235) \cdot (6 \cdot 15 \cdot 2,01) / 1 = 56,342 \text{ m}^2.$$

$$q = -2c^3 - (d - c)^2 \cdot 6nA_s/b = -2 \cdot (-0,197)^3 - (0,08 + 0,197)^2 \cdot (6 \cdot 15 \cdot 2,01) / 1$$

$$q = -17,6234 \text{ m}^3$$

$$\Delta = q^2 + 4 \cdot p^3 / 27 = 26807,57 \text{ m}^6$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0,5 \cdot (\Delta^{1/2} - q) = 90,676 \text{ m}^3$$

$$Z = t^{1/3} = (90,676)^{1/3} = 4,49 \text{ m.}$$

$y_c = Z - p/(3*Z) = 4,49 - 56,34215/(3*4,49) = 0,307$ (distance de l'axe neutre au centre de pression)

$y_{ser} = 0,307 - 0,23235 = 0,07465$ m (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section

• **Calcul des contraintes**

$I = b*y_{ser}^3/3 + 15 * (d - y_{ser})^2 \rightarrow$ moment d'inertie de la section homogène réduite

$I = 1*(0,07465)^3/3 + 15 * 2,01 * (0,08 - 0,07465)^2 = 1,0016*10^{-3} m^4.$

$\sigma_{bc} = M_{ser}*(y_{ser})/I = 0,04862 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,04862 < 15Mpa \rightarrow$ verifier .

$\sigma_s = 15 * M_{ser} * (d - y_{ser})/I = 0,05226Mpa.$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(3/2 f_e ; 110 * \sqrt{n * f_{tj}}) = 201,6MPa$

$\sigma_s = 0,05226 MPa \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow$ vérifiée

• **Schéma de ferrailage de l'acrotère.**

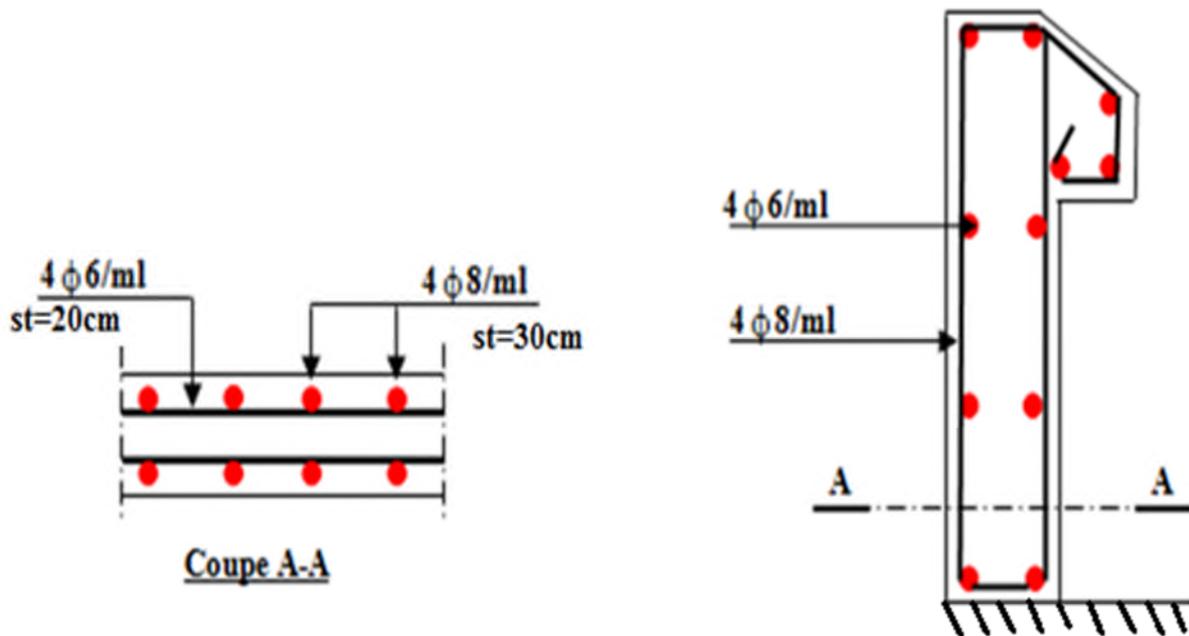


Figure III.31 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.10. ÉTUDE DE L'ASCENSEUR

L'ascenseur est un appareille mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment. Il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on adopte un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes : (Annexe II)

L : Longueur de l'ascenseur.

l : Largeur de l'ascenseur.

H : Hauteur de l'ascenseur.

W : Puissance de l'ascenseur =6.8KW.

Fc : Charge due à la cuvette =145KN.

Pm : Charge due à l'ascenseur =15KN.

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

La Charge nominale est de 630Kg.

La vitesse V =1.6m/s.

Donc g =Dm+Pm+P personnes =72.3KN.

III.10.1.Étude de la dalle pleine de locale des machines

▪ **Évaluation des charges et surcharges**

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur e = 14 cm

On a Lx =1.70m et Ly =2.00m donc une surface S =1.70*2.00 =3.40m²

$$G_1 = 4.36KN/m^2$$

$$G_2 = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.40} = 42.64KN/m^2$$

$$G_{tot} = G_1 + G_2 = 47KN/m^2$$

$$Q = 1.5 KN/m^2$$

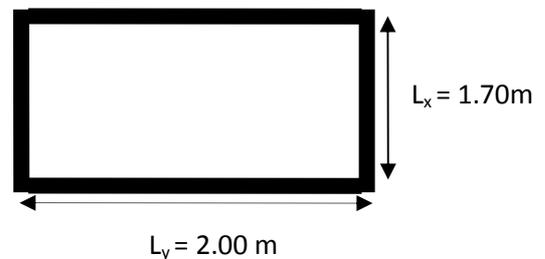


Figure III.32 : Dalle sur quatre appuis

III.10.1.1 :Cas d'une charge répartie :

III.10.1.1.a :Calcul des sollicitations :

-A l'ELU :

$$q_u = 1.35 * G_{tot} + 1.5 * Q = 65.7 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.85 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$(v = 0)$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\text{Sens x-x': } M_x = \mu_x q_x l \Rightarrow M_x = 0.0506 \times 65.7 \times 1.70^2 = 9.61 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y': } M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.6864 \times 9.61 = 6.59 \text{KN.m}$$

-Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 9.61 = 8.17 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 6.59 = 5.60 \text{KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = -0.3 M_x = -0.3 \times 9.61 = -2.88 \text{KN.m} \quad (\text{A.de rive}).$$

On vérifie que :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 * M_0 \quad \text{CBA 93(Article E.2)}$$

$$M_g = 0.3 * M_0$$

$$M_D = 0.3 * M_0$$

$$M_t = 0.85 * M_0$$

$$\Rightarrow 13.02 > 12.01 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

III.10.1.1.b :Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m et de 14cm d'épaisseur avec $d_x = 12\text{cm}$ et $d_y = 11\text{cm}$.

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow$$

$$d_x = 14 - \left(\frac{1,4}{2} + 2\right) = 12 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right)$$

$$\Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{1,4}{2} + 1,4 + 2\right) = 11 \text{ cm}$$

Tableau III.42 : Tableau de ferrailage de la dalle de la machine

	Sens	Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} cm^2/ml	A_{adop} cm^2/ml	St(cm)
Travée	x-x	8.17	0.04	0.051	0.117	2.00	4T10=3.14	25
	y-y	5.60	0.032	0.041	0.108	1.49	4T8=2.01	25
Appuis	Rive	2.88	0.014	0.017	0.119	0.69	3T8=1.51	33

III.10.1.1.c : Vérification de condition de non fragilité

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\alpha \geq 0.4$:

-En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) b h$

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.85}{2}\right) \times 100 \times 14 = 0.12 \text{ cm}^2$$

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 b h$

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 14 = 0.112 \text{ cm}^2$$

-En appui : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) b h$

$$A_x = 1.51 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 0.12 \text{ cm}^2$$

-Espacement des armatures

Armatures // L_x : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

III.10.1.1.d : Vérification de l'effort tranchant :

$\rho = 0.85 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = \frac{q_u \cdot l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 \cdot l_y^4} = 36.69 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \cdot l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 \cdot l_y^4} = 22.53 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{36.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.305 \text{Mpa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \text{ C'est vérifié.}$$

III.10.1.1.e :Vérification à l'ELS

-État 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.

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

$$q_s = G + Q = 48.5 \text{KN/m}$$

à l'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$\text{Sens x-x'} : M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0576 \times 48.5 \times 1.7^2 = 8.07 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.7794 \times 8.07 = 6.29 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 * M_x = 6.86 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 * M_y = 5.35 \text{KN.m}$$

Sens x- x' :

$$\sigma_{bc} = 3.89 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

Sens y-y' :

$$\sigma_{bc} = 3.98 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

III.10.2 :Cas des charges concentrées :

La charge P qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impacte ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire (u.v).

On calcul le rectangle d'impact (u.v).

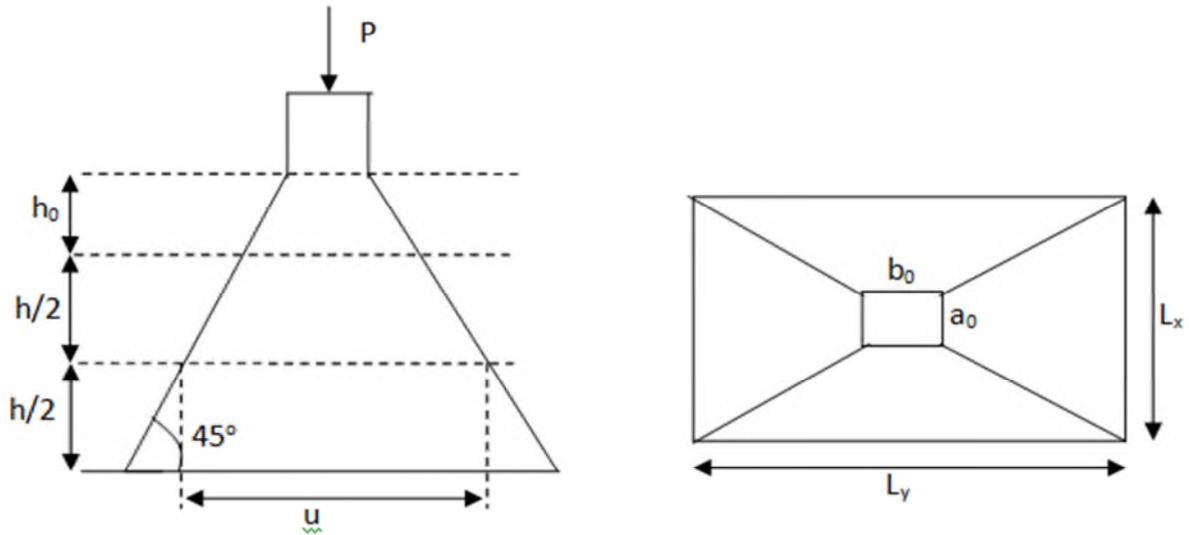


Figure III33: L'ascenseur

$$u = a_0 + h_0 + 2 \xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \xi h$$

Avec : a_0 et u : dimension // à L_x

b_0 et v : : dimension // à L_y

$(a_0 \times b_0)$ surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi = 1$)

$$(a_0 \times b_0) = (90 \times 100) \text{ cm}^2$$

$$u = 90 + 14 + 2 \times 1 \times 4 = 112 \text{ cm}$$

$$v = 100 + 14 + 2 \times 1 \times 4 = 122 \text{ cm}$$

Calcul les moments selon le BAEL 91

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) q$$

ν : coefficient de poisson

$$\begin{cases} v = 0 \text{ à l' ELU} \\ v = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

À ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.85 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{112}{170} = 0.66 \rightarrow M_1$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{122}{200} = 0.61 \rightarrow M_2$$

En se référant à l'annexe (3) on trouve $M_1=0.085$ et $M_2=0.067$.

-Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u * M_1 \\ M_{y1} = P_u * M_2 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 * G = 63.45 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 5.39 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 4.25 \text{ KNm} \end{cases}$$

- Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 * 4.36 + 1.5 * 1.5 = 8.14 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0506 \times 8.14 \times 1.7^2 = 1.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.6864 \times 1.19 = 0.82 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.39 + 1.19 = 6.58 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.25 + 0.82 = 5.07 \text{ KN.m}$$

III.10.2.2 : Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bonde de 1m de longueur et en prenant $dx=12\text{cm}$ et $dy=11\text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.43 : résultats des calculs

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculé (cm ²)	A _a calculé (cm ²)	A _t adopté (cm ²)	A _a adopté (cm ²)
Sens xx	5.39	2.63	1.30	0.63	4T10=3.14	4 T10
Sens yy	4.25	2.63	1.02	0.63	4T10=3.14	4T10

-Vérification à l'ELU :

-Vérification de condition de non fragilité

Pour $e > 12$ cm et $\rho \geq 0.4$:

-En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h$

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.85}{2}\right) \times 100 \times 14 = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 b h$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-En appui : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h$

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Vérification au poinçonnement

La condition de poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l' ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2 * (\mu + \nu) = 468 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 63.45 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 4.68 \times 0.14 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 491.4 \text{ KN.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{Mpa}$$

L'effort tranchant max aux voisinage de la charge

$$v > \mu \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{Q_u}{3 * v} = \frac{63.45}{3 \times 1.22} = 17.34 \text{KN}$$

$$\text{au milieu de } v : V_u = \frac{Q_u}{2v + u} = \frac{63.45}{3 \times 1.22 + 1.12} = 13.27 \text{KN}$$

$$\tau_u = 0.14 \text{Mpa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{max} < \frac{h}{10} = 14 \text{mm.}$$

$$\phi_{max} = 10 \text{mm} < 14 \text{mm.}$$

-Espacement des armatures

$$\text{Sens } xx : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sens } yy : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Verification à l'ELS:

À l'ELS : ($v = 0.2$)

1. Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{ser} = G = 47 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q_s * (M_1 + v * M_2) = 4.62 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = q_s * (M_2 + v * M_1) = 3.95 \text{KN.m}$$

2) Les moments dues aux poids propre de la dalle

$$q_{ser} = G + Q = 4.36 + 1.5 = 5.86 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0576 \times 5.86 \times 1.7^2 = 0.97 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.7794 \times 0.97 = 0.76 \text{KN.m}$$

3. La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.62 + 0.97 = 5.59 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.95 + 0.76 = 4.71 \text{ KN.m}$$

-Vérification de contrainte :

Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 5.59 = 4.75 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4.71 = 4.00 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 5.59 = -1.67 \text{ KN.m}$$

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.44: résultats de calculs.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t ado (Cm ² /ml)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} travée (MPa)	σ_{bc} appui (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
x- x'	4.75	1.67	3.14	0.0292	2065.51	6.71	2.36	15
y- y'	4.00	1.67	3.14	0.0278	1729.69	6.42	2.68	15

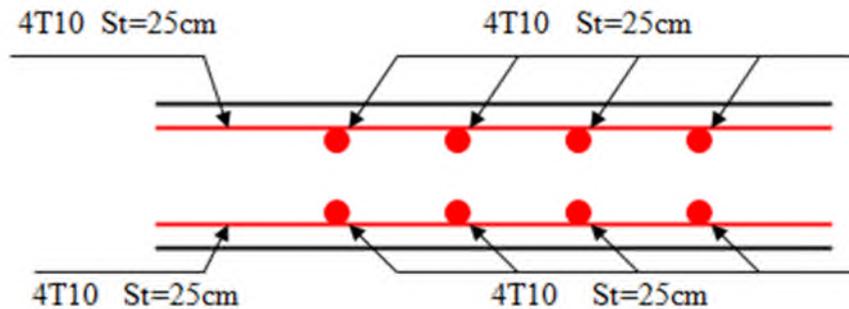


Figure III.34 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Chapitre IV

Etude dynamique

Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser. Le logiciel utilisé est le **SAP2000.V.14**

IV.1 Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Dans le cas particulier de ce projet, les objectifs sont les suivants :

- ❖ Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dans l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'**ELU**).
- ❖ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'**ELS**). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels leur stabilité doit être assurée à l'**ELS**.

IV.2. Méthodes de calcul

Le *RPA99* propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV.2.1 Méthode statique équivalente

a. Principe : Selon *RPA99.Art (4.2.1)* les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts 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 concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

b. Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone *I* et *Ila* et 30m en zone *Iib* et *III*.

- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le *RPA article 4.1.2*.

IV.2.2. Analyse sismique de la structure

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

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le *RPA 99/version 2003* pour un calcul statique équivalent.

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

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi l'effort tranchant à la base est calculé par la méthode statique équivalente.

IV.3.1 Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T_1 = C_T * h_N^{\frac{3}{4}} \quad T_2 = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Article 4.2.4)}$$

Avec : $T = 1,3 \times \min(T_1; T_2)$

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

$$\Rightarrow h_N = 36.21m$$

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

$$\Rightarrow C_T = 0.05$$

RPA99 (tableau 4.6)

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

D'où : $T_1 = 0,738s$.

$$\text{sens (X): } L_x = 21.94m \quad \text{donc: } T_x = 0,695s.$$

$$\text{sens (Y): } L_y = 17.35m \quad : T_y = 0,782s.$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % donc on a :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1,3 \times \min(0,738 ; 0,695) = 0.904s \\ T_{Sy} = 1,3 \times \min(0,738 ; 0,782) = 0.959s \end{cases}$$

IV.3.2. Calcul de la force sismique totale

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquée à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. (RPA tableau 4.1)

Dans ce cas : $\begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \quad A = 0,15$

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

Dans ce projet on à un Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. RPA 99 (Article .4.2.3).

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non. Elle est donnée dans tableau 4.4 du RPA99 2003,

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q .

Critère	Q_x	Q_y
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de qualité de matériaux	0	0
Contrôle de qualité de d'exécution	0	0
Total	1	1,2

Donc : $Q_x = Q_y = 1,2$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3)}$$

.4.2.3)

Avec T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 du (RPA99/version 2003).

Selon notre rapport de sol, le sol appartient a un site ferme, donc $T_2 = 0.4s$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir *tableau 4,2* du RPA99/V2003.

On a un contreventement mixte :

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$.

RPA (Article 4.2.3)

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10\%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8,5\% \\ \eta = 0,186. \end{cases}$

T : Est la période fondamentale de la structure, tel que : $\begin{cases} T_{Sx} = 0,904s \\ T_{Sy} = 0,959s \end{cases}$

$$T_2 = 0,4s \leq T_{Sx} \leq 3s \quad d'ou \quad 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{Sx}} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,816 \left(\frac{0,4}{0,904} \right)^{2/3} \quad donc: D_x = 1,185$$

$$T_2 = 0,4s \leq T_{Sy} \leq 3s \quad d'ou \quad 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{Sy}} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,816 \left(\frac{0,4}{0,959} \right)^{2/3} \quad donc: D_y = 1,138$$

W : Poids total de la structure

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad RPA 99 (Article .4.2.3).$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_Q : Surcharge d'exploitation

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

A partir du logiciel **SAP2000V14** on trouve : $W_{tot} = 39098.942 \text{ KN}$

Soit : $W_{tot} = = \mathbf{39098.942 \text{ KN}}$

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

$$\text{sensX: } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,185 \times 1,2}{5} \times 39098.942$$

$$\text{sensY: } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,138 \times 1,2}{5} \times 39098.942$$

$$\begin{cases} V_x = 1667.960KN \\ V_y = 1601.805KN \end{cases}$$

IV.4.Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque cette structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

a. Principe

Il est recherché par cette méthode 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3)}$$

Avec : A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q:Facteur de qualité.

Concernant l'étude de ce projet le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**), le graphe donne S_a/g en fonction du temps.

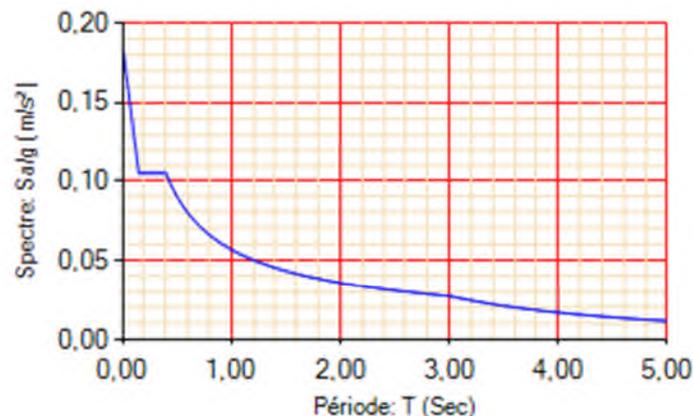


Figure IV.1 spectre de réponse

b. Les hypothèses

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

IV.5. Exigences du RPA99 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.
2. 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.

3. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.
4. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel **SAP2000 V14** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.
5. 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 :
6. La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
7. 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.
8. Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

IV.6.1 Disposition des voiles de contreventement

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 :

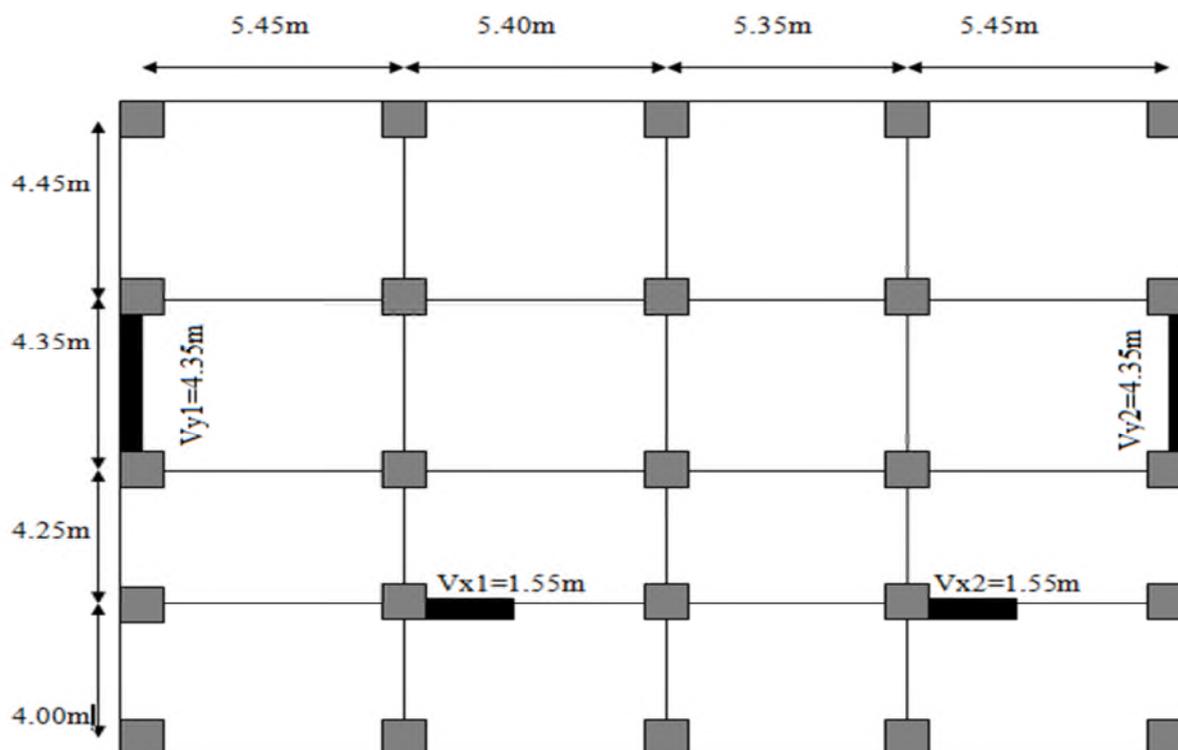


Figure IV.2. Disposition des voiles.

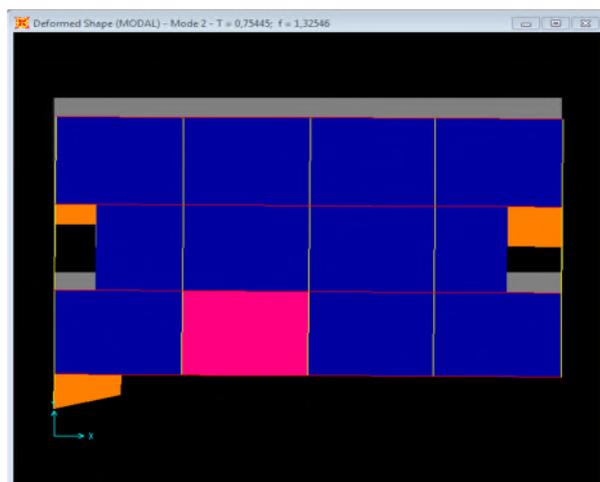
Résultats obtenus :**a). Périodes de vibration et participation massique :****Tableau IV.2.**Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0,879848	0,68357	0,00107	68,35	0,10
Mode 2	0,754454	0,00091	0,61904	68,44	62,01
Mode 3	0,579527	0,01106	0,00193	69,55	62,20
Mode 4	0,285095	0,12702	0,00007081	82,25	62,21
Mode 5	0,200512	0,0000309	0,18856	82,25	81,06
Mode 6	0,157955	0,01138	0,00003499	83,39	81,07
Mode 7	0,156804	0,05014	9,328E-07	88,41	81,07
Mode 8	0,114869	4,228E-07	0,05724	88,41	86,79
Mode 9	0,103707	0,0306	0,000000474	91,47	86,79
Mode 10	0,100657	0,00016	0,000006075	91,48	86,79
Mode 11	0,094254	0,00231	0,00000306	91,71	86,79
Mode 12	0,07814	0,00001767	0,0446	91,72	91,25

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées, on constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure a celle calcule parles formule empirique du RPA 99 majeure de 30 %

($T_y=0.754s \leq T_{Sy}=0.959s$; $T_x=0.879s \leq T_{Sx}=0.904s$), et on remarque que le taux de participation massique exigé par le RPA99-2003 a atteint les 90% dans le 12eme mode pour les deux sens .

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.2, IV.3 et IV. 4.

**Figure. IV.3.1** 1^{ère} mode (translation suivant X)**Figure. IV.4.2** 2^{ème} mode (translation suivant Y)

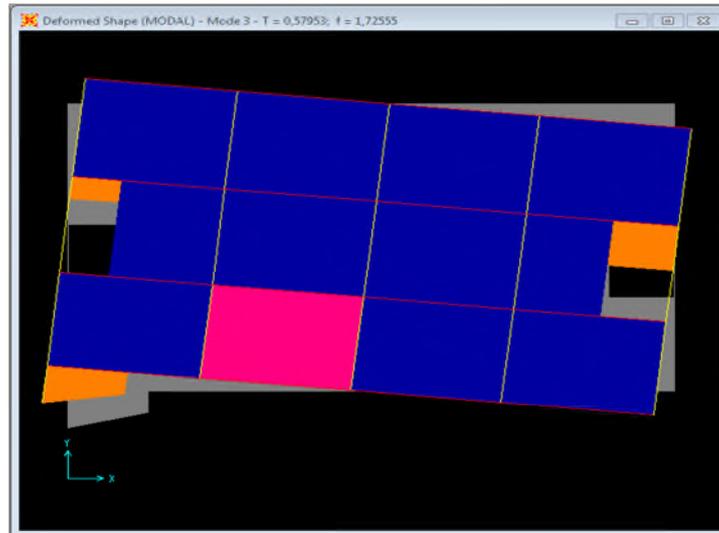


Figure. IV.5.3^{ème} mode (torsion suivant Z)

b. Vérification de l'interaction "Voiles-portiques"

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux, selon RPA (art3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

sous charges verticales : On doit vérifier que :

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

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

sous charges horizontales : On doit vérifier que :

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

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

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
RDC	37921,946	6441,218	85,480	14,519
Sous pente	33716,151	5836,003	85,244	14,755
1 ^{er} étage	29467,239	5250,586	84,876	15,123
2eme étage	25064,029	4930,22	83,562	16,437
3éme étage	21921,157	4314,466	83,554	16,445
4éme étage	19059,308	3416,576	84,798	15,201
5éme étage	16022,131	2869,429	84,811	15,188
6éme étage	12958,152	2348,399	84,657	15,342
7éme étage	9772,714	1947,729	83,381	16,618
8éme étage	6744,161	1499,278	81,812	18,187
9éme étage	3933,118	977,23	80,098	19,901
Terrasse accessible	1962,081	/	100	0

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales.

Niveau	Charges repris(KN)				Pourcentage en (%)			
	Portiques		Voiles		Portiques		Voiles	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	645,607	523,652	417,577	808,465	60,723	39,309	39,276	60,690
Sous pente	628,613	299,977	384,258	1020,994	62,062	22,708	37,937	77,291
1 ^{er} étage	664,302	317,653	290,578	850,387	69,569	27,195	30,430	72,804
2éme étage	510,273	254,923	336,918	791,761	60,231	24,355	39,768	75,644
3éme étage	468,91	226,129	294,237	725,013	61,444	23,774	38,555	76,225
4éme étage	434,793	263,392	251,613	592,499	63,343	30,774	36,656	69,225
5éme étage	398,16	241,078	224,06	512,940	63,990	31,972	36,009	68,027
6eme étage	359,82	237,21	193,182	416,633	65,066	36,279	34,933	63,720
7éme étage	298,287	216,515	169,168	350,069	63,810	38,214	36,189	61,785
8éme étage	234,7	186,073	146,725	285,35	61,532	39,470	38,467	60,529
9éme étage	244,029	194,823	114,859	292,542	67,995	39,974	32,004	60,025
Terrasse accessible	178,704	237,04	0	0	100	100	0	0

- **Analyse des résultats :**

-On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.6.2. Vérification de l'effort normal réduit : Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul 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.5.

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit :

Niveaux	Type de poteaux	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC+1 ^{er} étage	85*85	7225	3854.046	0.213	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	80*80	6400	2668.386	0.166	Vérifiée
4 ^{ème} ,5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	75*75	5625	2008.92	0.142	Vérifiée
7 ^{ème} étage	70*70	4900	1087.207	0.088	Vérifiée
8 ^{ème} étage	65*65	4225	794.742	0.075	Vérifiée
9 ^{ème} étage	60*60	3600	503.321	0.055	Vérifiée
Terrasse accessible	55*55	3025	264.15	0.034	Vérifiée

IV.6.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Sens	V _{dy} (KN)	V _{st} (KN)	V _{dy} /V _{st}	Observation
Sens X-X	1333.928	1667.960	0.80	Vérifiée
Sens Y-Y	1374.146	1601.805	0.85	Vérifiée

IV.5.4 Justification vis à vis des déformations :

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal 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)	Δ_K/h_K (%)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_K/h_K (%)
RDC	0,04	0,2	0	0,20	300,0	0,001	0,02	0,100	0	0,10	0,000
Sous pente	0,12	0,6	0,2	0,40	261,0	0,002	0,07	0,350	0,1	0,25	0,001
1 ^{er} étage	0,25	1,25	0,6	0,65	306,0	0,002	0,13	0,650	0,35	0,30	0,001
2 ^{eme} étage	0,39	1,95	1,25	0,70	306,0	0,002	0,22	1,100	0,65	0,45	0,001
3 ^{eme} étage	0,54	2,7	1,95	0,75	306,0	0,002	0,31	1,550	1,1	0,45	0,001
4 ^{eme} étage	0,68	3,4	2,7	0,70	306,0	0,002	0,42	2,100	1,55	0,55	0,002
5 ^{eme} étage	0,81	4,05	3,4	0,65	306,0	0,002	0,54	2,700	2,1	0,60	0,002
6 ^{eme} étage	0,94	4,7	4,05	0,65	306,0	0,002	0,66	3,300	2,7	0,60	0,002
7 ^{eme} étage	1,04	5,2	4,7	0,50	306,0	0,002	0,77	3,850	3,3	0,55	0,002
8 ^{eme} étage	1,13	5,65	5,2	0,45	306,0	0,001	0,89	4,450	3,85	0,60	0,002
9 ^{eme} étage	1,21	6,05	5,65	0,40	306,0	0,001	1,01	5,050	4,45	0,60	0,002
Terrasse	1,27	6,35	6,05	0,30	306,0	0,001	1,12	5,600	5,05	0,55	0,002

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.5 Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [RPA (5.9)]

Les effets du 2^{ième} 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",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : hauteur 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 $1/(1-q_k)$.
- ✓ 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)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	Θ_k	Δ_k	V_k (KN)	Θ_k
RDC	3	39024,437	0,2	1122,791	0,02317109	0,1	1332,117	0,00976502
Sous pente	2,61	35246,57	0,4	1069,658	0,0505	0,25	1320,971	0,02555778
1 ^{er} étage	3,06	31138,479	0,65	1008,415	0,06559187	0,3	1168,04	0,02613602
2eme étage	3,06	26864,405	0,7	894,689	0,06868814	0,45	1046,684	0,03774442
3eme étage	3,06	23481,049	0,75	805,932	0,07140998	0,45	951,142	0,03630473
4eme étage	3,06	20096,716	0,7	724,889	0,06342058	0,55	855,891	0,04220344
5eme étage	3,06	16887,83	0,65	657,105	0,05459225	0,6	754,018	0,04391592
6eme étage	3,06	13678,366	0,65	584,007	0,04975172	0,6	653,843	0,04101952
7eme étage	3,06	10467,97	0,5	493,664	0,03464811	0,55	566,584	0,03320775
8eme étage	3,06	7366,996	0,45	402,809	0,02689567	0,6	471,423	0,03064146
9eme étage	3,06	4404,57	0,4	379,008	0,01519126	0,6	487,365	0,01772062
Terrasse	3,06	1792,345	0,3	188,724	0,00931096	0,55	237,04	0,01359068

Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les résultats abordables vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

La bonne disposition des voiles a un rôle très important dans l'étude dynamique, et pour but de satisfaire les vérifications exigées par le RPA 99 / V2003, qui sont : la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit.

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 entravée 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

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol .Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux-poutre) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, ce pendant ces derniers doivent être bien armé et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.1. Etude des poteaux :

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait a la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduite dans le logiciel SAP2000/V14.2.2 dans l'ordre suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \quad ; \quad G+Q+E \quad ; \quad 0,8G+E \quad \text{RPA99 (Article 5.2)} \\ G+Q \quad ; \quad G+Q-E \quad ; \quad 0,8G-E \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal N_{max} et le moment correspondant M_{corr}
- L'effort normal minimal N_{min} et le moment correspondant M_{corr}
- Le moment maximal M_{max} et l'effort normal correspondant N_{corr}

V.1.1.Recommandation du RPA 99/Version2003 :

a) Armatures longitudinale ;(Article 7.4.2.1)

- Elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal : $A_{min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
- Leur pourcentage maximal :
 - ✓ $A_{max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
 - ✓ $A_{max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\phi_{min} > 12mm$ (Diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définit par *l'et h'*

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau

h_e : Hauteur d'étage.

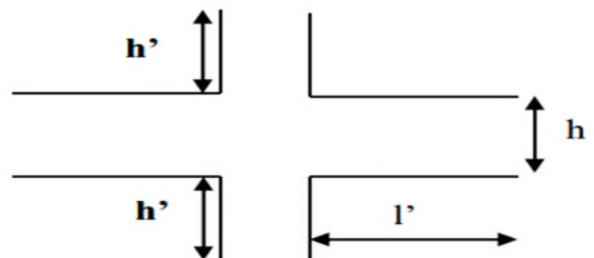


Fig.V.1. Zone nodale

• **Les armatures longitudinales min et max données par le RPA :**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau.V.1. Les sections minimales et maximales dans les poteaux Préconisés par le RPA99/V2003 .

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S. sol+RDC+1ere étage	85*85	57.8	289	433.5
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	80*80	51.2	256	384
4 ^{ème} +5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	75*75	45	225	337.5
7 ^{ème} étage	70*70	39.2	196	294
8 ^{ème} étage	65*65	33.8	169	253.5
9 ^{ème} étage	60*60	28.8	144	216
Terrasse	55*55	24.2	121	181.5

b) Armature transversale :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(1) \quad \text{RPA99(Article7.4.2.2)}$$

V_u : Est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute

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

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il pris égal a :

2.5 Si $\lambda_g \geq 5$ λ_g : l'élancement géométrique

3.75 Si $\lambda_g < 5$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad (l_f : \text{Longueur de flambement du poteau})$$

Avec a et b : Sont les démentions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (1)

Par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale $t \leq \min(10\phi_t^{\min}, 15cm)$ en zone IIa.

Dans la zone courante $t \leq 15\phi_t^{\min}$ en zone IIa.

La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{tb_1}$ en %, est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5; \frac{A_t}{tb_1} = 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3; \frac{A_t}{tb_1} = 0.8\% \dots\dots\dots \text{RPA99(Article7.4.2.2)} \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 \text{ interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres est les étriers doivent être fermés par les crochets a 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t^{\min}$.

Les cadres est les étriers doivent ménager et cheminées verticales en nombre de diamètre suffisants $\phi_{cheminé} > 12cm$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2.Sollicitation dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel SAP2000/V14.2.2 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau. V.2. Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	Section (cm²)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
S.sol+RDC+1ere étage	85*85	-4265.299	-10.283	-7.030	38.011	-199.225	-1819.824
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	80*80	-2606.723	-14.495	-36.708	33.465	-121.903	-1315.291
4 ^{ème} +5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	75*75	-1967.993	-12.262	-41.926	29.939	-125.740	-710.045

7 ^{ème} étage	70*70	-1071.160	-13.071	-53.196	20.303	-120.173	-479.616
8 ^{ème} étage	65*65	-785.956	-11.053	-40.992	19.202	-121.719	-286.582
9 ^{ème} étage	60*60	-500.102	-22.278	-38.726	18.753	-86.363	-140.052
Terrasse	55*55	-245.393	8.018	-38.083	27.499	69.448	-132.913

V.1.3.Ferrailage des armatures longitudinales :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

Les résultats de calcul des armatures longitudinales des différents types de poteaux sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau. V.3. Armatures longitudinales des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
S. sol+RDC+1ere étage	85*85	72.25	57.8	16HA25=78.56
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	80*80	64.00	51.2	8HA25+8HA20=64.4
4 ^{ème} +5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	75*75	56.25	45	4HA25+12HA20=57.34
7 ^{ème} étage	70*70	49.00	39.2	16HA20=50.27
8 ^{ème} étage	65*65	42.25	33.8	12HA20+4HA16 = 45.74
9 ^{ème} étage	60*60	36	28.8	4HA20+12HA16 = 36.70
Terrasse	55*55	30.25	24.2	12HA16+4HA14 =30.29

V.1.4.Ferrailage des armatures transversales :

➤ **Exemple de calcul :**

On prend pour exemple de calcul le poteau du *sous sol* (85×85) cm²:

Soit :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) = \frac{0.7 \times 5.10}{0.85} = 4.2 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

D'où :
$$A_t = \frac{3.75 \times 145.562 \times 10^{-3} \times 15}{85 \times 400} = 2.40 \text{ cm}^2$$

➤ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40\phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 100 \text{ cm}$$

➤ **Espacement**

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{l_{\min}}, 15 \text{ cm}) = \min(25 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_{l_{\min}} = 15 \times 2.5 = 37.5 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

➤ **Quantité d'armature minimale**

On a : $\lambda_g < 5$, d'où :

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.5\%(t \times b) = 0.5\%(10 \times 85) = 4.25\text{cm}^2$
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.5\%(t \times b) = 0.5\%(15 \times 85) = 6.375\text{cm}^2$

Donc : on adopte pour 4 cadre HA10= 3.14cm^2

➤ **Résultats du calcul des armatures transversales :**

Les tableaux ci-dessous résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau. V.4. Armature transversale des poteaux rectangulaires.

Niveaux	S.sol,RDC et 1 ^{er} étage	2eme et 3eme étage	4eme,5eme et 6eme étage	7eme étage	8eme étage	9eme étage	Terrasse
Section (cm ²)	85*85	80*80	75*75	70*70	65*65	60*60	55*55
ϕ_t^{\max} (cm)	2.5	2.5	2.5	2	2	2	1.6
ϕ_t^{\min} (cm)	2.5	2	2	2	1.6	1.6	1.4
l_0 (cm)	510	306	306	306	306	306	306
l_f (cm)	357	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.2	2.67	2.85	3.06	3.29	3.57	3.89
V_u (KN)	-145.562	-127.046	-137.418	-137.466	-132.676	44.592	-38.647
l_r (cm)	100	100	100	80	80	80	64
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
t' zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t (cm ²)	2.4	2.23	2.57	2.76	2.87	1.045	0.98
A_t^{\min} (cm ²)	4.25	6.2	6	3.5	3.25	3	2.75
A_t^{adop} (cm ²)	6.28	6.28	6.28	4.02	4.02	4.02	3.02
Nombre des barres	8HA10	8HA10	8HA10	8HA8	8HA8	8HA8	6HA8

Conformément aux règles du RPA 99/version2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. $(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{\max}) \Rightarrow$ ce qui est vérifiée dans ce cas.

V.1.5.Vérification :

V.1.5.1.Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement) :

Selon le BAEL (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifier vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est définit comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement, On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art B.8.4.1)}$$

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

B_r =Section réduite du béton.

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

γ_s = 1.15 : coefficient de sécurité de l'acier.

α : est un coefficient réduction qui fonction de λ .

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ Pour les poteaux rectangulaires

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

Avec ,

$l_f = 0.7l_0$ Longueur de flambement.

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ Pour les poteaux rectangulaires.

A_s = Section d'armature

La vérification se fait pour chaque poteau à chaque niveau.

• Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicités, avec les sollicitations suivantes :

$$N_d = 4265.299 \text{ KN}$$

$$l_f = 3.57 \text{ m} \rightarrow \lambda = 14.55 < 50 \rightarrow \alpha = 0.82$$

$$B_r = (0.85 - 0.02) \times (0.85 - 0.02) = 0.688 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0.82 \times \left[\frac{0.688 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + \frac{78.56 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 10449.650 \text{ KN}$$

$N_d = 4265.299 \text{ KN} < N_u = 10449.650 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

Les autres résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.5. Vérification du flambement pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _d (KN)	N _u (KN)	Observation
S.sol+RDC+1ere étage	85*85	5.1	3.57	14.55	0.82	78.56	0.688	4265.29	10449.65	Vérifiée
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	80*80	3.06	2.14	9.26	0.83	64.4	0.608	2606.72	9353.19	Vérifiée
4 ^{ème} +5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	75*75	3.06	2.14	9.88	0.84	57.34	0.532	1967.99	8291.23	Vérifiée
7 ^{ème} étage	70*70	3.06	2.14	10.59	0.83	50.27	0.462	1071.16	7102.56	Vérifiée
8 ^{ème} étage	65*65	3.06	2.14	11.40	0.83	45.74	0.396	785.95	6087.98	Vérifiée
9 ^{ème} étage	60*60	3.06	2.14	12.35	0.83	36.70	0.336	500.10	5171.65	Vérifiée
Terrasse	55*55	3.06	2.14	13.47	0.82	30.29	0.280	245.393	4292.39	Vérifiée

On remarque bien que $N_d < N_u$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

V.1.5.2. Vérification des contraintes de compression :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

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

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

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

$B = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

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



Fig. V.2. Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci dessous:

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

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy'} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc1} (MPa)	σ _{bc2} (MPa)	σ _{bc} (MPa)
Ssol,RDC et 1 ^{er} étage	85*85	80	78.56	37.24	47.76	0.0577	3097.702	113.53	3.4	4.04	15
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	80*80	75	64.4	31.03	48.97	0.0458	1900.587	34.43	1.65	4.03	15
4 ^{ème} +5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	75*75	70	50.27	33.65	41.35	0.0333	1434.69	39.72	2.092	2.44	15
7 ^{ème} étage	70*70	65	50.27	30.99	39.01	0.0258	780.652	41.67	1.50	1.22	15
8 ^{ème} étage	65*65	60	45.74	28.65	36.35	0.0193	572.71	47.17	1.53	0.693	15
9 ^{ème} étage	60*60	55	36.7	26.68	33.32	0.0135	364.388	62.38	1.82	0.53	15
Terrasse	55*55	50	30.29	24.56	30.44	0.0096	179.231	50.41	1.66	0.42	15

V.1.5.3. Vérification aux sollicitations tangentés :

D’après le RPA99/Version2003 (article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : $\tau_{bu} < \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec :
$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 ; \\ \rho_d = 0.04 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ et } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Avec : τ_{bu} est la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton.

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.7. Vérification des contraintes tangentielles

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
Ssol, RDC et 1 ^{er} étage	85*85	357	4.2	0.04	80	145.562	0.20	1	Vérifiée
2 ^{ème} + 3 ^{ème} étage	80*80	214	2.67	0.04	75	127.046	0.19	1	
4 ^{ème} + 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	75*75	214	2.85	0.04	70	137.418	0.24	1	Vérifiée
7 ^{ème} étage	70*70	214	3.05	0.04	65	137.466	0.28	1	
8 ^{ème} étage	65*65	214	3.29	0.04	60	132.676	0.31	1	Vérifiée
9 ^{ème} étage	60*60	214	3.56	0.04	55	44.592	0.12	1	
Terrasse	55*55	214	3.89	0.04	50	38.657	0.12	1	Vérifiée

On remarque que la condition exigée par le RPA99/Version2003 sur les sollicitations tangentielle est vérifiée pour tous les étages.

V.1.6. Disposition constructive des poteaux :

- **Longueur de recouvrement : L_r**

Soit L_r la longueur de recouvrement telle que : $L_r \geq 40 \times \phi$

$$\phi_l = 14\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 56\text{cm}, \text{ soit : } L_r = 60\text{cm}$$

$$\phi_l = 16\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 64\text{cm}, \text{ soit : } L_r = 65\text{cm}$$

$$\phi_l = 20\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 80\text{cm}, \text{ soit : } L_r = 80\text{cm}$$

$$\phi_l = 25\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 100\text{cm}, \text{ soit : } L_r = 100\text{cm}$$

- **Vérification des zones nodales :**

Selon le RPA99/Version2003 (Article 7.6.2)

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majoration de 1,25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

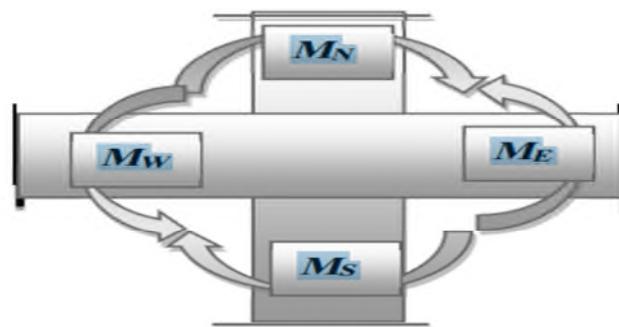


Figure. V.3. Schéma de la zone nodale.

- **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $Z = 0.9 \times h$

h : la hauteur de la section.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tab. V.08. Moments résistant dans les poteaux .

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	Mr (KN.m)
S-sol, RDC et 1 ^{er} étage	85*85	76.5	78.56	2090.37
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	80*80	72	64.4	1612.80
4 ^{ème} +5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	75*75	67.5	57.34	1346.24
7 ^{ème} étage	70*70	63	50.27	1101.56
8 ^{ème} étage	65*65	58.5	45.74	930.70
9 ^{ème} étage	60*60	54	36.70	689.32
Terrasse	55*55	49.5	30.29	521.51

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.9. Moments résistant dans les poutres.

/	section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
Poutre principale	45*40	40.5	10.65	150.02
Poutre secondaire	35*30	31.5	6.79	

Vérification :

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$ sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.10.Vérification de la zone nodale

Niveaux	Poutre	M_s (KN.m)	M_N (KN.m)	$M_w = M_E$ (KN.m)	$M_N + M_S$ (KN.m)	$1.25(M_w + M_E)$ (KN.m)	Observation
S-sol	PP	2090.37	2090.37	150.02	4180.74	375.505	vérifiée
	PS			74.39		185.99	vérifiée
RDC	PP	2090.37	2090.37	150.02	4180.74	375.505	vérifiée
	PS			74.39		185.99	vérifiée
1 ^{ère} étage	PP	2090.37	1612.8	150.02	3705.17	375.505	vérifiée
	PS			74.39		185.99	vérifiée
2 ^{ème} étage	PP	1612.8	1612.8	150.02	3225.6	375.505	vérifiée
	PS			74.39		185.99	vérifiée
3 ^{ème} étage	PP	1612.8	1346.24	150.02	2959.04	375.505	vérifiée
	PS			74.39		185.99	vérifiée
4 ^{ème} étage	PP	1346.24	1346.24	150.02	2692.48	375.505	vérifiée
	PS			74.39		185.99	vérifiée
5 ^{ème} étage	PP	1346.24	1346.24	150.02	2692.48	375.505	vérifiée
	PS			74.39		185.99	vérifiée
6 ^{ème} étage	PP	1346.24	1101.56	150.02	2447.8	375.505	vérifiée
	PS			74.39		185.99	vérifiée
7 ^{ème} étage	PP	1101.56	930.70	150.02	2032.26	375.505	vérifiée
	PS			74.39		185.99	vérifiée
8 ^{ème} étage	PP	930.70	689.32	150.02	1620.02	375.505	vérifiée
	PS			74.39		185.99	vérifiée
9 ^{ème} étage	PP	689.32	521.51	150.02	1210.83	375.505	vérifiée
	PS			74.39		185.99	vérifiée

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les Poteaux.

- Schéma de ferrailage :

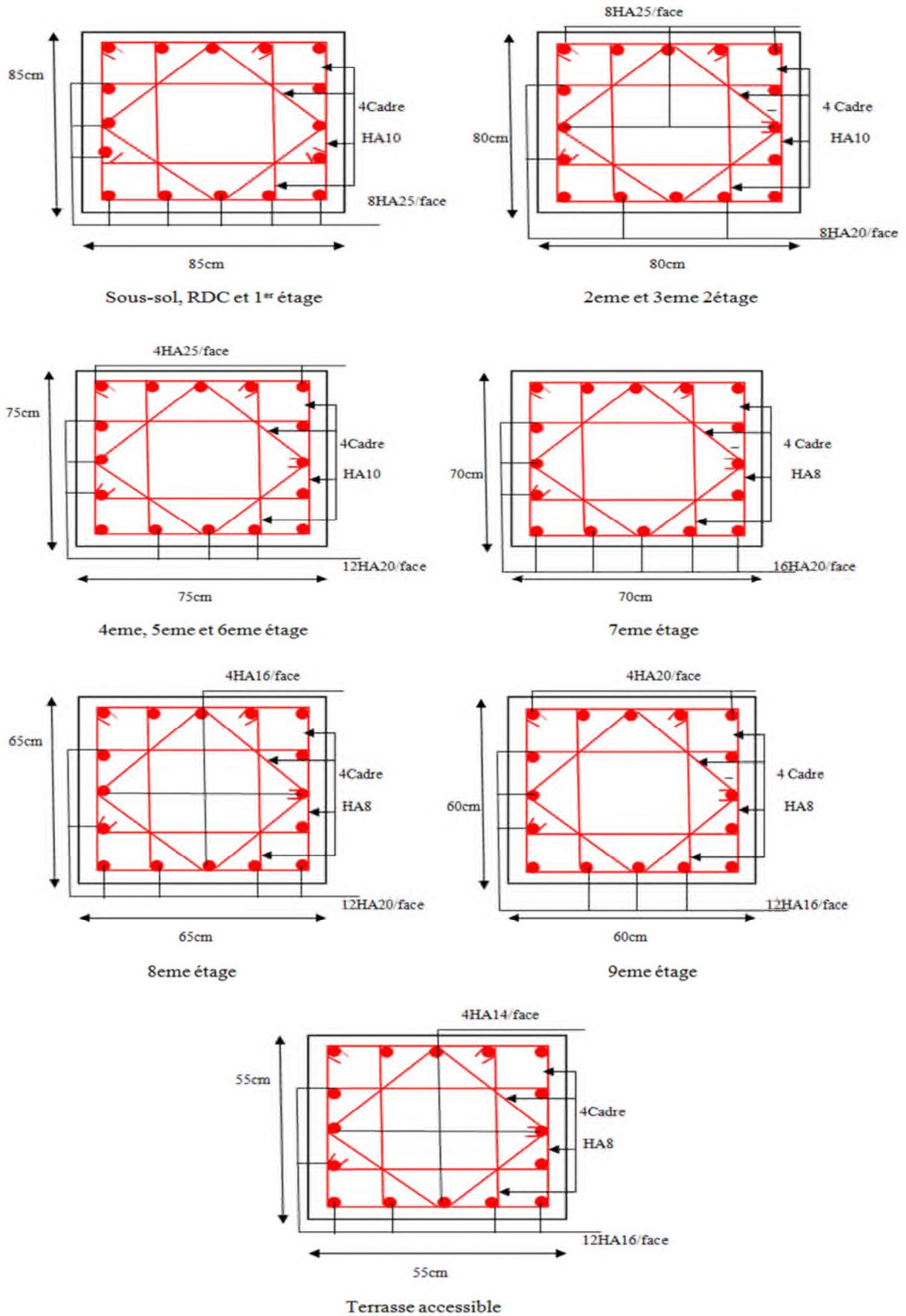


Fig. V.4. Schéma de ferrailage des poteaux.

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 (40×45) cm² qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires (30×35) cm² qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions donnée par le RPA99/Version2003 et celle donnée par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000V14.2.2 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \dots\dots\dots RPA99(Article5.2) \\ G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

V.2.1.Recommandation du RPA99/V2003 :

a) Armature longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section total du béton, c'est à dire $A_t^{min} = 0.5\% \times b \times h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4 % de la section de béton en zone courante.
6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ en Zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieurs et inferieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué a 90%.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Armature transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times s_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1\right) \text{ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées}$$

sont nécessaires. $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre ϕ est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus de nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99/V2003 :

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.11. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/v2003

Poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Z. recouvrement
Principale	45×40	09	72	108
Secondaire	30×35	5.25	42	63

V.2.3. Sollicitations de calculs :

Les résultats de calcul des sollicitations sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.12. Les sollicitations les plus défavorables

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)
S-sol, RDC	122.8057	-101.083	121.447	65.3948	-99.504	175.08
1 ^{er} étage	148.6876	-107.3362	144.436	48.3971	-95.3494	130.71
étages courants	136.27	-113.4747	134.195	41.4760	-93.0146	115.635
Terrasse accessible	35.9972	-51.7574	28.593	37.7867	-80.9524	100.515

V.2.4. Ferrailage des armatures longitudinales :

Les calculs de ferrailage des poutres sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.13. Armatures longitudinales des poutres.

Niveau	Type de poutre	Section (cm ²)	Localisation	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
Sous sol+RDC	P. Principales	45*40	Appuis	12.01	09	6HA16=12.06
			travées	10.30		3HA16+3HA14 = 10.65
	P. Secondaires	35*30	Appuis	9.02	5.25	3HA16+2HA14 = 9.11
			travées	8.57		3HA16+2HA14 = 9.11
1 ^{er} étage	P. Principales	45*40	Appuis	10.28	09	3HA16+3HA14 = 10.65
			travées	8.68		3HA16+3HA14 = 10.65

	P. Secondaires	35*30	Appuis	8.90	5.25	3HA16+2HA14 = 9.11
			travées	8.06		3HA16+2HA14 = 9.11
Etagé courant	P. Principales	45*40	Appuis	8.737	09	3HA16+3HA14 = 10.65
			travées	6.828		3HA16+3HA14 = 10.65
	P. Secondaires	35*30	Appuis	5.853	5.25	6HA12 = 6.79
			travées	6.733		6HA12 = 6.79
Terrasse	P. Principales	45*40	Appuis	6.29	09	6HA12 = 6.79
			travées	8.42		3HA16+2HA14 = 9.11
	P. Secondaires	35*30	Appuis	5.73	5.25	6HA12 = 6.79
			travées	6.01		6HA12 = 6.79

• **Longueur de recouvrement :**

Soit L_r la longueur de recouvrement Telle que : $L_r \geq 40 \times \phi$

$$\phi_l = 14mm \Rightarrow L_r \geq 56cm, \text{ soit : } L_r = 60cm$$

$$\phi_l = 16mm \Rightarrow L_r \geq 64cm, \text{ soit : } L_r = 65cm$$

$$\phi_l = 12mm \Rightarrow L_r \geq 48cm, \text{ soit : } L_r = 50cm$$

V.2.5.Ferraillage des armatures transversales :

• **Diamètre des armatures transversales :**

Soit ϕ_l le diamètre des armatures transversales avec : $\phi_l \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

Poutre principales :

$$\phi_l \leq \min\left(12, \frac{450}{35}; \frac{400}{10}\right) = \min(12; 12.85; 40) \text{ Donc on prend } \phi_l = 10mm$$

Poutre secondaires :

$$\phi_l \leq \min\left(14, \frac{350}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(12; 10; 30) \text{ Donc on prend } \phi_l = 10mm$$

Donc on prend 4HA10 = 3.14 cm² (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

• **Espacement des armatures transversales :**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l\min}\right)$

Poutre principales : $S_t \leq \min(11.25; 14.4) \Rightarrow$ Soit : $S_t = 10cm$

Poutre secondaires : $S_t \leq \min(8.75; 14.4) \Rightarrow$ Soit : $S_t = 10cm$

Zone courante : $S_t \leq h/2$

Poutre principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5cm \Rightarrow$ Soit : $S_t=15cm$

Poutre secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow S_t \leq 17.5cm \Rightarrow$ Soit : $S_t=15cm$

• **Section minimale d’armature transversale :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025cm^2$$

$$A_t = 3.14cm^2 > A_t^{\min} = 2.025cm^2 \text{ Condition vérifiée pour toutes les poutres.}$$

V.2.6.Vérification :

• **Vérification à l’ELU :**

Condition de non fragilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 2.17cm^2 \\ \text{Poutres secondaires} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.26cm^2 \end{array} \right.$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

• **Vérification de l’effort tranchant :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}, FPN \Rightarrow \overline{\tau_{bu}} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3.33MPa$$

Le calcul des poutres de différent niveau est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau.V.14. Vérification de l’effort tranchant.

Poutres	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	144.436	0.839	Vérifiée
Poutres secondaires	175.08	1.768	Vérifiée

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres}$$

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

- en appui de rives : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

- en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.15. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²) Appui	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Poutres principales	10.65	144.436	107.3362	4.15	-3.82	Vérifiée
Poutres secondaires	9.11	175.08	99.504	5.03	-4.59	Vérifiée

• **Vérification a L'ELS :**

Etat limite de compression de béton :

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

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_c = 15MPa$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.15. Vérification de la contrainte limite de béton à L'ELS.

Poutres	Eléments	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Principales	Appui	90.9529	22.93	225078.0943	9.26	15	Vérifiée
	Travée	91.0038	22.93	225078.0943	9.27	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	56.9191	18.28	95074.10856	10.94	15	Vérifiée
	Travée	34.1657	18.28	95074.10856	6.56	15	Vérifiée

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

Poutre principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{45}{545} = 0.082 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots(1) \\ \frac{50}{545} = 0.082 > \frac{0.75}{10} = 0.075 \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \dots\dots\dots(3)$$

$$\frac{10.65}{40 \times 43} = 0.0061 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots(3)$$

Poutre secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{35}{445} = 0.078 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots(1) \\ \frac{35}{445} = 0.078 < \frac{0.75}{10} = 0.075 \dots\dots\dots(2) \\ \frac{6.79}{35 \times 33} = 0.0058 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Exemple de ferrailage d'une poutre principale :**

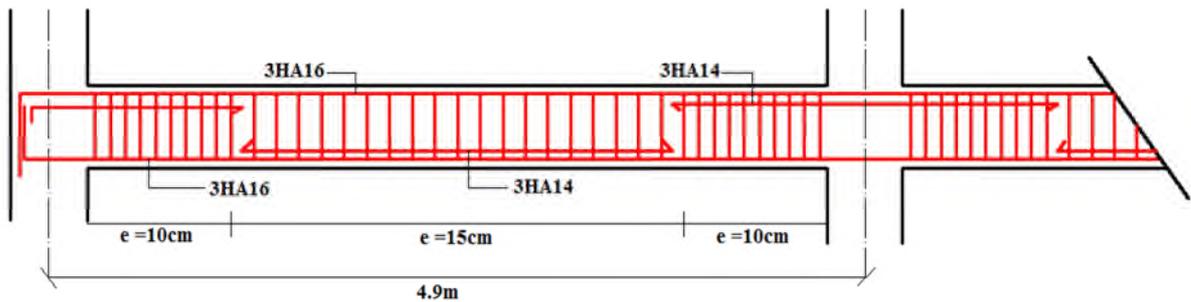
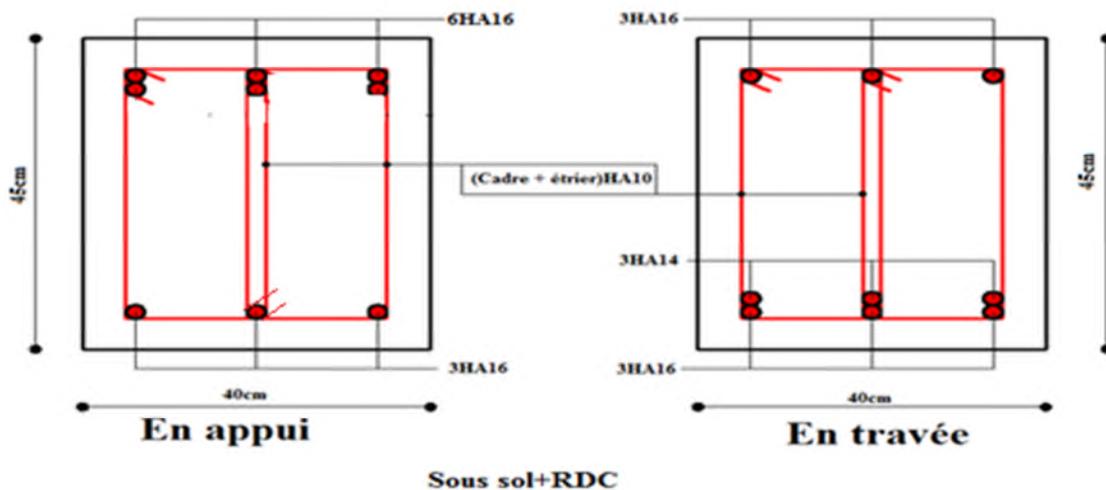


Fig. V.5. Disposition constructive des armateurs dans les poutres.

V.2.7. Schéma de ferrailage des poutres :

Poutres principales :



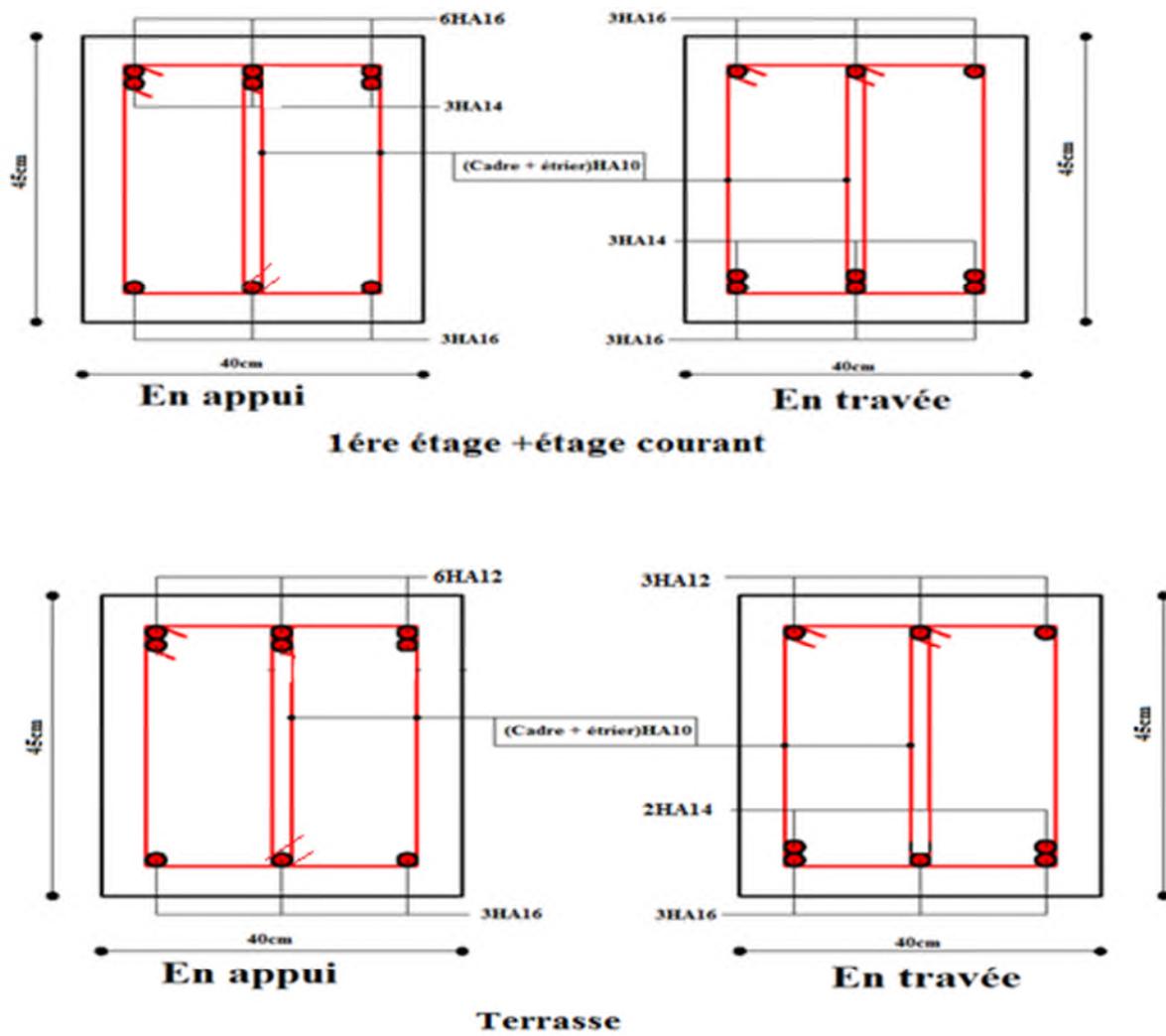
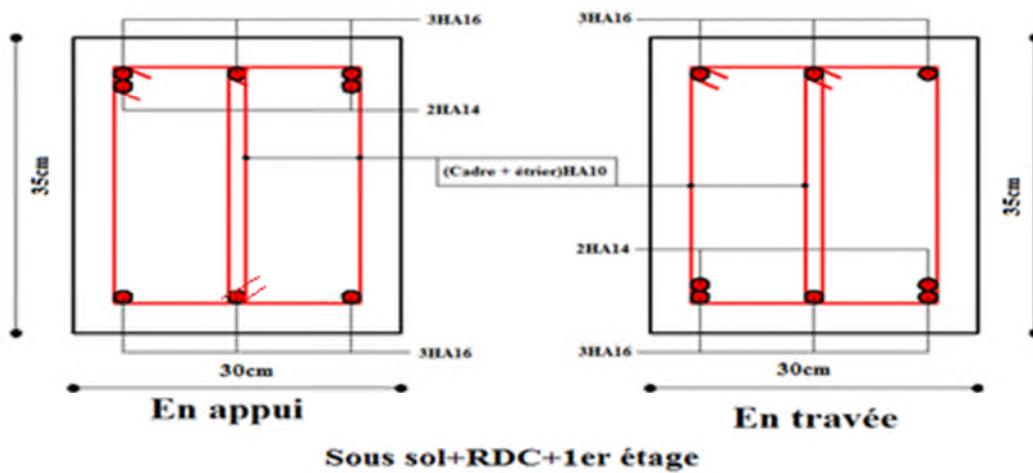


Figure. V.6. Schéma de ferrailage des poutres principales

Poutre secondaire :



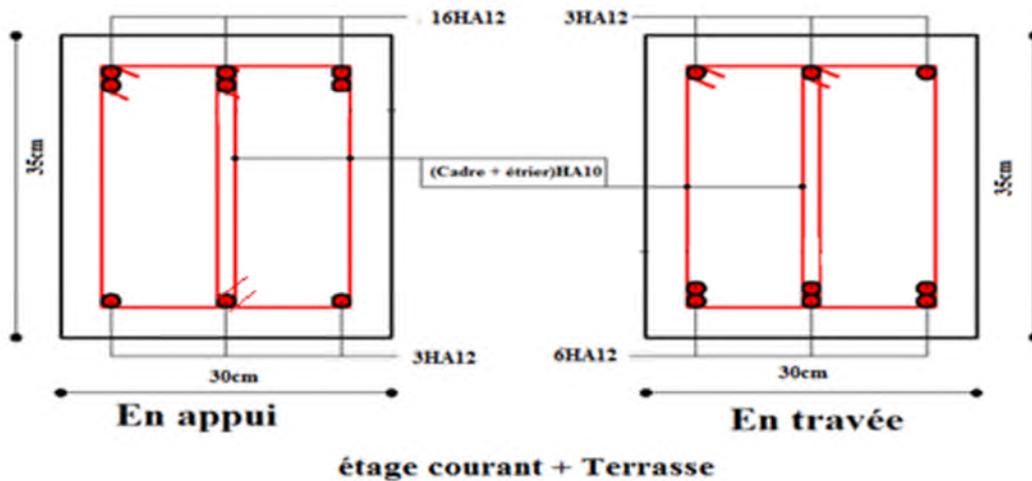


Fig. V.7. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

V.3. Etude des voiles :

Le RPA99/Version 2003 (article 3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis au voiles habituellement par les plancher qui jouent un rôle de diaphragme .Entre chaque voile la sollicitation ce répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP 2000/V14.2.2 dans l'ordre suivant :

$$\left\{ \begin{array}{lll} 1.35G+1.5Q & ; & G+Q+E & ; & 0.8G+E \\ G+Q & ; & G+Q-E & ; & 0.8G-E \end{array} \right.$$

V.3.1.Recommandation du RPA 99/V2003 :

a) Les armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec L_t longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

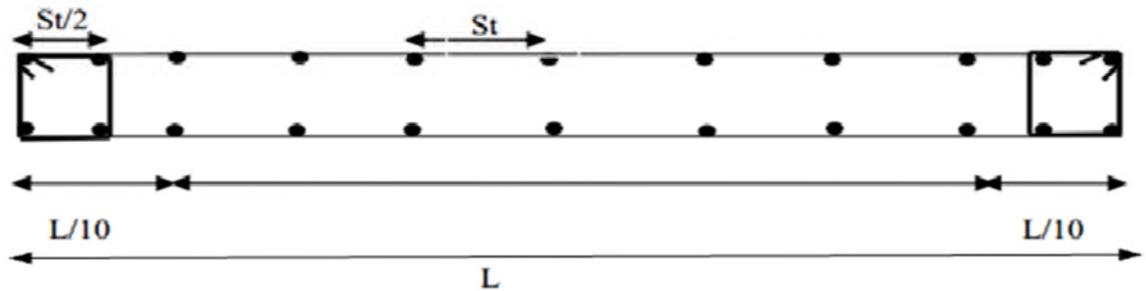


Figure. V.8. Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$.

c) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) Les règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h \dots\dots\dots \text{ Dans la zone extrême de voile}$$

$$A_{\min} = 0.10 \times b \times h \dots\dots\dots \text{ Dans la zone courante du voile.}$$

- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $S_v = \min(1.5 \times \alpha; 30cm)$ avec : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales a :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts et possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles :

Les sollicitations dans les voiles sont extraites du logiciel SAP 2000 /V14.2.2.

- Dans notre structure nous avons disposé les voiles symétriquement dans les deux sens x-x et y-y, donc le calcul sera fait pour un seul voile dans chaque sens.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Sens x-x :

Tableau. V.16. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1.55m$ à tous les niveaux.

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous sol	1326.519	-34.607	-594.8343	678.439	240.971	-0.838	-177.659
RDC+sous pente	1969.157	-2.7106	1295.1549	1000.406	407.436	4.5244	452.145
1 ^{er} +2 ^{ème} étage	942.975	-2.0045	118.6289	740.543	287.61	0.2837	70.969
3 ^{ème} étage	754,725	-6,9485	-90,8995	433,998	253,001	-7,4824	-62,161
4 ^{ème} +5 ^{ème}	604,758	-13,5292	-81,8123	330,86	152,714	-61,9778	-54,179
6 ^{ème} + 7 ^{ème} étage	403,919	-1,7208	-51,0286	200,289	79,219	-40,0275	38,692
8 ^{ème} + 9 ^{ème} étage	239,099	39,1459	69,0868	163,6	41,171	-27,7079	41,274

Sens y-y :

Tableau. V.17. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=4.35m$ à tous les niveaux

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous sol	2464,599	198,8176	2771,0319	1776,728	1080,951	912,732	577,769
RDC+sous pente	2158,073	94,0442	1736,4145	1555,5	880,921	479,9392	532,482
1 ^{er} +2 ^{ème} étage	1768,536	-26,297	1094,4732	1311,108	760,502	299,3354	-357,499

3 ^{ème} étage	1475,014	-1,2673	830,6819	749,854	666,847	218,4433	298,775
4 ^{ème} + 5 ^{ème}	1147,878	-14,6342	-633,5863	852,442	442,149	104,1054	238,214
6 ^{ème} + 7 ^{ème} étage	790,256	-27,4273	-460,5244	588,097	307,04	56,3994	-184,239
8 ^{ème} + 9 ^{ème} étage	516,832	-27,6655	-7746,887	260,087	162,217	-585,4397	145,868

V.3.4. Ferrailage des voiles :

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal

« N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000/V14.2.2 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$
- Effort normal avec son moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

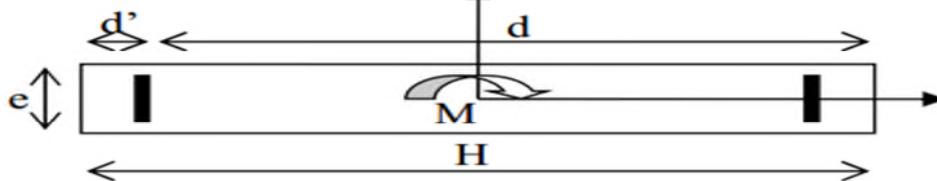


Figure. V.9. Schéma d'un voile plein.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times L$).

A_v^{min} : Section d'armatures verticales minimale dans la zone tendue.

$$A_v^{min} / ten = 0.2\% \times b \times L_t$$

$A_v^{min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.

$$A_v^{min} / comp = 0.1\% \times b \times L_c$$

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement entre armatures.

$A_h^{min} = 0.15\% \times b \times L$ Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

A_h^{cal} : Section d'armature horizontale calculée.

A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.

N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.

L_t : Longueur de la zone tendue.

• **Exemple de ferrailage :**

On va exposer un seul exemple de calcul $Vy1=4.35m$ de sous-sol et les autres seront résumés dans les tableaux.

• **Calcul sous N_{max} et M_{cor} :**

a) 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×l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99/V2003.

$L = 4.35m, d = 4.3 m, e = 0.25 m.$

$N_{max} = 2464.599KN$ (Compression), $M_{Cor} = 198.8176KN.m$ (Combinaison ELU)

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.080m < \frac{l}{2} = 2.175m \Rightarrow \text{(Le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (1).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M + N \times (d \times h / 2) = 198.8176 + 2464.599 \times (4.3 \times 4.35 / 2) = 23248.97KN.m$$

$$(0.337 \times 4.35 - 0.81 \times 0.05) \times 0.25 \times 4.35 \times 18.47 = 28.63MN.m$$

$$[2464.599 \times (4.3 - 0.05) - 23248.97] \times 10^{-3} = -12.77MN.m$$

(1) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par

assimilation à la flexion simple : $\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = 0.27$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} ; \xi_{st} = 3.5\% \left(\frac{1-a}{a} \right)$$

$$a = 0.406, Z=3.60\text{m}, \xi_{st} = 3.5\% \left(\frac{1-0.406}{0.406} \right) = 1.46\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.27 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow A_l = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = 161.54\text{cm}^2 ; A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 161.54 - \frac{2464.599 \times 10^{-3}}{400} = 99.90\text{cm}^2$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V y1 aux niveaux de sous sol.

$$A_v / \text{face} = 99.92\text{cm}^2$$

- **Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :**

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{2464.599 \times 10^{-3}}{0.25 \times 4.35} + \frac{198.8176 \times 10^{-3}}{1.714} \times 2.175 = 2.51\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{2464.599 \times 10^{-3}}{0.25 \times 4.35} - \frac{198.8176 \times 10^{-3}}{1.714} \times 2.175 = 2.014\text{MPa}$$

$$L_t = \frac{2.014 \times 4.35}{2.014 + 2.51} = 1.93\text{m}$$

b) Armatures horizontales :

Elle se calcule selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e} ; V_{\max} = 577.769\text{KN} ; \tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 577.769 \times 10^{-3}}{0.25 \times 4.35} = 0.74\text{MPa}$$

$$\text{Soit : } S_h = 0.15\text{m} \Rightarrow A_h = 0.86\text{cm}^2$$

- **Les vérifications nécessaires :**

Vérification au Cisaillement : La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003 comme suit :

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.74\text{MPa} < \tau_{adm} = 5\text{MPa}$$

Vérification des sections minimales :

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 9.65\text{cm}^2 . (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA99/V2003}).$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 6.18\text{cm}^2 . (A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL}).$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 \times L_t) = 1.22\text{cm}^2 . (A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA99/V2003}).$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 16.31\text{cm}^2 . (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA99/V2003}).$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{v(ZT)} = 99.90\text{cm}^2$$

On opte pour : 12HA25+14HA20 = 102.88cm²..... (Schéma ferrailage **Fig.V.11**).

Les résultats de calcul des différents voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau. V.18. Ferrailage le voile Vy1=4.35m sur toute la hauteur.

Niveaux	Sous-sol	RDC et S-pente	1er et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
e (cm)	25	20	20	20	15	15	15
M(KN.m)	198.8176	94.0442	-26.297	-1.2673	-14.6342	-27.4273	-27.6655
N(KN)	2464.599	2158.073	1768.536	1475.014	1147.878	790.256	516.832
V(KN)	577.769	532.482	357.499	298.775	238.214	184.239	145.868
Section	PC	EC	EC	EC	EC	EC	EC
τ_u (MPa)	0.74	0.86	0.58	0.48	0.51	0.4	0.31
A_v cal/face (cm ²)	99.92	80.961	51.367	42.43	33.292	23.26	15.40
A_v minl/face (cm ²)	16.31	13.05	13.05	13.05	9.75	9.78	9.78
A_v adopté/face (cm ²)	12HA25+14HA20=102.88	26HA20=81.64	26HA16=52.26	06HA16+20HA14=42.86	13HA14+13HA12=34.71	26HA12=29.38	26HA12=29.38
S_t (cm)	Extrémité	10	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	0.86	0.53	0,8	0,8	0,67	0.41	0.33
A_h minl/face (cm ²)	16.31	13.05	13.05	13.05	9.75	9.78	9.78
A_h adopté/face (cm ²)	27HA12=30.51	16HA12=18.08	16HA12=18.08	16HA12=18.08	16HA10=12.64	16HA10=12.64	16HA10=12.64
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tab. V.19. Ferrailage le voile $V_{x1}=1.55m$ sur toute la hauteur.

Niveaux	Sous-sol	RDC et S-pente	1er et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
e (cm)	25	20	20	20	15	15	15
M(KN.m)	-34.6079	-2.7106	-2.0045	-6.9485	-13.5292	-1.7208	39.145
N(KN)	2126.79	1969.157	942.975	754.725	604.758	403.919	239.099
V(KN)	520.03	452.145	70.969	-62.161	54.179	38.962	41.274
Section	EC	EC	EC	EC	EC	EC	EC
τ_u (MPa)	0.194	2.26	2.26	0.356	0.39	0.362	0.259
$A_{v\ cal}/face$ (cm ²)	53.68	52.25	27,22	22.085	18.40	11.70	9.052
$A_{v\ minl}/face$ (cm ²)	5.81	4.65	4.65	4.65	3.487	3.487	3.487
A_v adopté/face (cm ²)	11HA25= 54.00	11HA25= 54.00	6HA20+ 5HA16= 28.89	11HA16= 22.11	06HA16+ 05HA14= 19.76	11HA12= 12.43	11HA12= 012.43
S_t (cm)	Extrémité	10	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20	20
$A_h\ cal/face$ (cm ²)	0.24	2.84	2.84	0.45	0.39	0.34	0.26
$A_h\ min/face$ (cm ²)	5.81	4.65	4.65	4.65	3.487	3.487	3.487
A_h adopté/face (cm ²)	26HA08= 13.06	16HA8= 8.04	16HA8= 8.04	16HA8= 8.04	16HA8= 8.04	16HA8= 8.04	16HA8= 8.04
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Avec :

S.E.C : Section Entièrement Comprimée

Exemples de schéma de ferrailage du voile ($V_{x1} = 1.55m$) Sous-sol

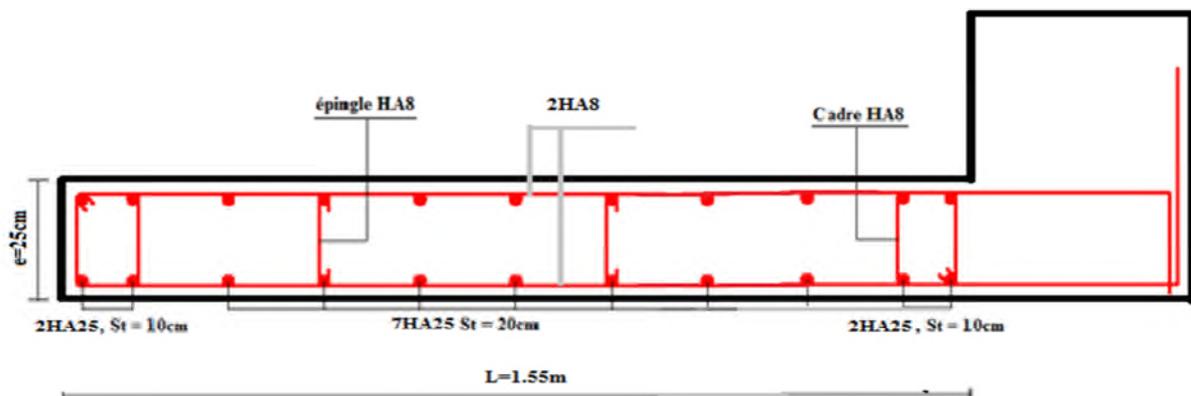


Fig. V.10. Schéma de ferrailage du voile V_{x1} .

Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adoptée est le maximum donnée par le BAEL .Il est notée que le ferrailage minimum du RPA 95/2003 est souvent plus important que celui calculé par le BAEL.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SAP 2000/V14.2.2.

Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée avec les sollicitations données par le SAP 2000/V14.2.2.

Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du RPA99/V2003 et du BAEL91.

Chapitre VI

Etude

des fondations

Introduction :

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Elle constitue un ensemble rigide capable à répondre aux fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise.
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structurale.

VI.1. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix de type des fondations, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filante et le radier générale et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le rapport de sol établie par le laboratoire la contrainte de sol et de 1.5 bar.

D'après le **RPA99/V2003(Article10.1.4.1)** les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q \pm E \qquad 0.8 \times G \pm E$$

VI.2. Eudes des fondations :

1. Vérification de la semelle isolée :

Les poteaux étant de section rectangulaire, donc on choisit des semelles rectangulaires la

vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

Avec :

N : L'effort normal agissant calculé selon les combinaisons Obtenu par le logiciel SAP2000/V14.2.2

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol} = 1.5bar$: Contrainte admissible du sol.

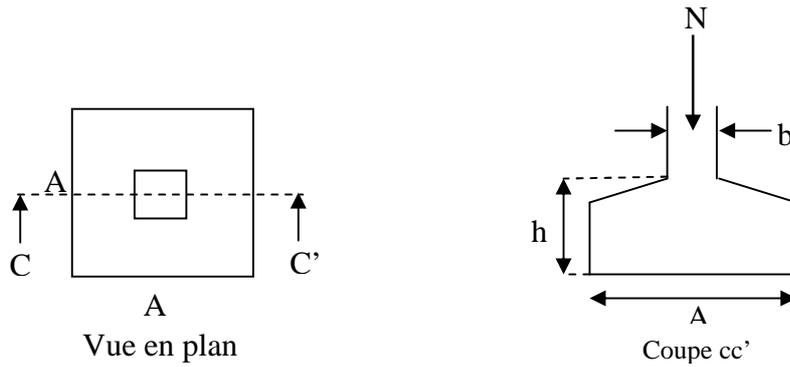


Figure.VI .1. Semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section (a×a), donc $S = A \times A$

$$N = 3097,702KN ; \bar{\sigma}_{sol} = 0.15MPa$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \times A \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{3097.702 \times 10^{-3}}{0.15}} = 4.54m .$$

$$\Rightarrow A = 4.54m$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens y varie entre 4.00m et 4.45 m, donc on remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

2. Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de cinq poteaux.

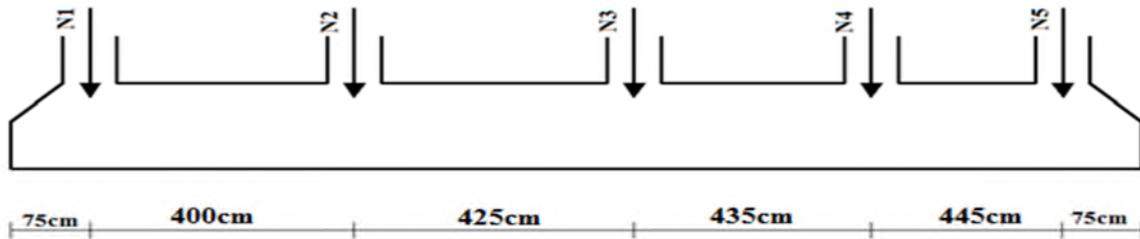


Figure.VI.2. Semelle filante.

Avec:

$$\left. \begin{array}{l} N1 = 647.457KN; N2 = 2573.03KN \\ N3 = 3097.702KN; N4 = 2804.8KN \\ N5 = 1965.644KN \end{array} \right\} \Rightarrow \sum N_i = 11088.633KN$$

Poids estimé de la semelle : $N_s = 5 \times 20 \Rightarrow N_s = 100KN$

Poids total de la structure : $N = N_s + \sum N_i = 11188633KN$

$$\text{Donc : } \frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{11.188633}{0.15 \times 14.3} = 5.21m$$

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc ce choix ne convient pas.

3. Vérification du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristique :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petite trame).

3.1. Pré dimensionnement :

- **La condition de coffrage :**

La plus grande portée entre deux éléments de contreventement est $L_{max} = 5.45m$

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{545}{10} = 54.5cm \Rightarrow \text{Soit : } h_t = 60cm$$

$$\text{Dalle : } h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{545}{20} = 27.25cm \Rightarrow \text{Soit : } h_0 = 30cm$$

- **Vérification de condition de rigidité :**

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e ; \text{ Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 32164200KPa$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de raideur du sol

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \times 10^{-4} \text{ KN/m}^3$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

On a :
$$\begin{cases} h_t = 55\text{cm} \\ I = 0.018\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 2.758\text{m} \\ L_{\max} = 5.45\text{m} \end{cases} > \frac{\pi}{2} \times L_e = 4.33\text{m} \Rightarrow \text{Non vérifié}$$

On redimensionne les nervures avec $h_t = 90\text{cm}$

Tel que :
$$\begin{cases} h_t = 90\text{cm} \\ I = 0.06075\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 3.738\text{m} \\ L_{\max} = 5.2 < \frac{\pi}{2} \times L_e = 5.870\text{m} \end{cases} \quad \text{C'est vérifié}$$

• **La surface du radier :**

$$\frac{N'}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma_s} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N'}{\overline{\sigma_s}}$$

$$N' = N_{ser} + P_{radier}$$

Avec :

N_{ser} : Donnée par le SAP2000/V14.2.2

P_{radier} : Le poids de radier

$$N' = 51433.679 + 2353.065 = 53786.744\text{KN}$$

On à la surface du bâtiment est $S_{bat} = 313.742\text{m}^2$

$$\text{Donc : } S_{rad} \geq \frac{N'}{\overline{\sigma_s}} = \frac{53786.744 \times 10^{-3}}{0.15} \Rightarrow S_{rad} \geq 358.578\text{m}^2$$

$S_{rad} > S_{bat} \Rightarrow$ D'où la nécessité d'utilisation d'un radier général avec débord.

$D > \max(h/2 ; 30\text{cm})$ on prend : $D = 45\text{cm}$; D : Débord.

$$S_{rad} = 359.07\text{m}^2$$

3.2. Vérifications nécessaires :

• **Vérification au poinçonnement :**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \dots\dots\dots\text{CBA93 (article A.5.2.4.2)}$$

Avec :

h: Hauteur total de radier.

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0.85 + 0.85 + 2 \times 0.9) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 7\text{m}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité ($Q_u = 70704.862\text{KN}$)

Donc : $Q_u = 4265.299\text{KN} < 0.045 \times 7 \times 0.9 \times \frac{25000}{1.5} = 4725\text{KN} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

• **Vérification de la contrainte du sol :**

Calcul des contraintes sous le radier :

Sens x-x :

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N' : Poids total de la structure.

$$N' = N_s + P_{\text{radier}}$$

M_Y, M_X: Moments sismique à la base.

D'après le programme SOCOTEC on a les caractéristiques suivantes :

$$I_{xx} = 5867.2074\text{m}^4 \text{ et } X_G = 10.97\text{m}$$

$$I_{yy} = 12981.3735\text{m}^4 \text{ et } Y_G = 7.38\text{m}$$

$$M_x = 1718,1854 \text{ KN.m}; M_y = 1352,454\text{KN.m}$$

$$N' = 53860.7915\text{KN}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{53860.791}{359.072} + \frac{1718.1854 \times 7.38}{5867.207} = 152.16\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{53860.791}{359.072} - \frac{1718.1854 \times 7.38}{5867.207} = 147.83\text{KN} / \text{m}^2$$

σ_{\max} et σ_{\min} sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{sol}} \dots\dots\dots\text{DTR BC 2.33 (Art 5.541(a))}$$

$$\sigma_m = \left(\frac{3 \times 152.16 + 147.83}{4} \right) \times 10^{-3} = 0.1510\text{MPa} > \sigma_{\text{sol}} = 0.15\text{MPa}$$

Donc : La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens x-x.

Sens y-y:

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_y X_G}{I_y}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{53860.791}{359.072} + \frac{1352,454 \times 10.97}{12981.3735} = 151.14\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{53860.791}{359.072} - \frac{1352,454 \times 10.97}{12981.3735} = 148.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \left(\frac{3 \times 151.14 + 148.85}{4} \right) \times 10^{-3} = 0.1507 \text{ MPa} > \sigma_{sol} = 0.15 \text{ MPa}$$

Donc : La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens y-y.

On voit que la contrainte moyenne selon l'axe x-x et l'axe y-y supérieure à la contrainte de sol, donc il faut augmenter la section de radier.

Soit $S_{radier} = 359.23 \text{ m}^2$.

Sens X-X : $\sigma_{moy} = 0.149 \text{ MPa} < 0.15 \text{ MPa}$.

Sens Y-Y : $\sigma_{moy} = 0.148 \text{ MPa} < 0.15 \text{ MPa}$.

• **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le RPA99/v2003 (Art : 10.1.5), on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- Sens x-x : $e = \frac{1718,1854}{53885.47} = 0.031 \text{ m} < \frac{21.94}{4} = 5.48 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérifiée
- Sens y-y : $e = \frac{1352,454}{53885.47} = 0.025 \text{ m} < \frac{14.9}{4} = 3.725 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

Donc il n'y a pas risque de renversement.

• **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

N : Le poids de la superstructure sans le poids du radier a l'ELU.

F_s : coefficient de sécurité (F_s = 1.5).

H : la hauteur d'ancrage du radier (H=5.1m).

γ_w : Poids volumique d'eau (γ_w = 10KN / m²).

$70704.862 \text{ KN} \geq 1.5 \times 5.1 \times 359.23 \times 10 = 27481.095 \text{ KN} \dots\dots\dots$ C'est vérifié.

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

On considéré une bande de largeur **b = 1mL**.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S_{rad}} = \frac{70704.862 \times 5.45 \times 1}{2 \times 359.23} = 536.34 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_{rad} = 0.9 \times 30 = 27 \text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{536.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.98 \text{MPa} > \bar{\tau} = 1.16 \text{MPa} \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

On doit augmenter la hauteur du la dalle de radier, on opte h=50cm ,d'où :

$$\tau_u = \frac{536.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.47} = 1.14 \text{MPa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.3. Ferrailage :

3.3.1. La dalle du radier :

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$$L_x = 4.45 \text{m} ; L_y = 5.45 \text{m}, \text{ On fait le calcul pour une bande de } 1 \text{ m.}$$

• **Calcul des sollicitations à l'ELU :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{73399.087}{359.23} \Rightarrow q_u = 204.32 \text{KN} / \text{m}^2$$

N_u : Effort normal (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \dots \dots \dots \text{(Annexe1)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 222.53 \text{KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 136.52 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 189.150 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 116.042 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appui : } M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -111.265 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$.

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

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; h_r = 30 \text{cm} ; b = 100 \text{cm} ; \rho = 0.81$

- En appui : $A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$\left. \begin{matrix} \text{- En travée : } h_r > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 2.628 \text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = 2.4 \text{cm}^2 \end{cases}$$

• **Espacement des armatures :**

- Armatures//L_x : S_t = 20cm ≤ min(2h;25cm) = 25cm.
- Armatures//L_y : S_t = 20cm ≤ min(3h;33cm) = 33cm.

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 2.4cm^2 > 0.657cm^2 \dots\dots\dots$ C'est vérifiée.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau.VI.1 Résumé des résultats de ferrailages du radier.

Sens		M (KN.m)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	189.150	22.42	2.628	8HA20=25.13	14
	Appui	-111.625	12.47	3.018	7HA16=14.07	16
Sens y-y	Travée	116.042	13.002	2.4	7HA16=14.07	16
	Appui	-111.625	12.47	3.018	7HA16=14.07	16

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$\left. \begin{aligned} V_x &= \frac{q_u \times l_x}{3} = 303.074KN. \\ V_y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 396.279KN. \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 396.279KN$$

$$\tau_u = \frac{396.279 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} \Rightarrow \tau_u = 1.585MPa > 1.25MPa \dots\dots$$
ce n'est pas vérifié.

Donc on augmente la hauteur du radier et soit :h_r = 40cm .

D'où $\tau_u = \frac{396.279 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} \Rightarrow \tau_u = 1.13MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots$ c'est vérifiée.

• **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = 153.177KN / m^2$$

$$\rho = 0.81 \Rightarrow \nu = 0.2 \Rightarrow \left. \begin{aligned} \mu_x &= 0.0617 \\ \mu_y &= 0.7246 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(Annexe 1)$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_0^x &= 187.15KN.m \\ M_0^y &= \mu_y \times M_0^x = 135.61KN.m \end{aligned} \right.$$

Travée :

$$\left\{ \begin{aligned} M_t^x &= 0.85 \times M_0^x = 159.07KN.m \\ M_t^y &= 0.85 \times M_0^y = 115.26KN.m \end{aligned} \right.$$

Appuis : $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -93.57 \text{ KN.m}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3f_e, 110\sqrt{f_{t28} * \eta}) = 201.63 \text{ MPa. Avec } \eta=1.6 \text{ pour HA.}$$

Avec :

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

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.2. Vérification des contraintes de la dalle du radier

Sens		M (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	159.07	12.90	255763.2559	8.02	206.17	Non vérifiée
	Appui	-93.57	10.22	165239.6996	5.78	210.48	Non vérifiée
y-y	Travée	115.26	10.22	165239.6996	7.12	259.27	Non vérifiée
	Appui	-93.57	10.22	165239.6996	5.78	210.48	Non vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.3. Vérification des contraintes de la dalle du radier après Redimensionnement de la section d'acier.

Sens		Nouvelle section As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	9HA20=28.27	13.50	278029.6125	7.72	184.51	Vérifiée
	Appui	9HA16=18.10	11.33	200523.1274	5.28	165.67	Vérifiée
y-y	Travée	7HA20=21.99	12.25	231984.22	6.08	169.54	Vérifiée
	Appui	9HA16=18.10	11.33	200523.1274	5.28	165.67	Vérifiée

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

• Schéma de ferrailage de radier :

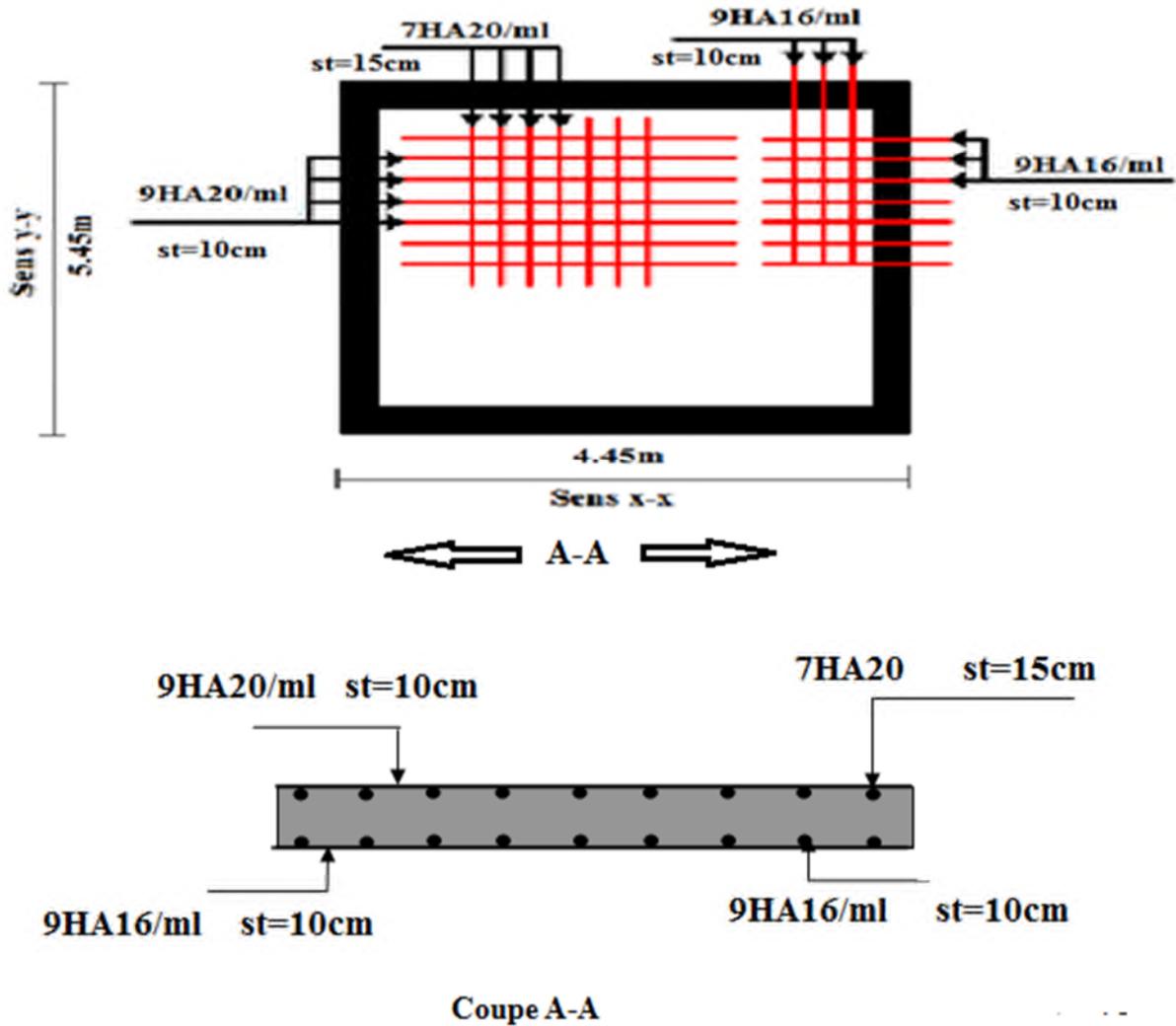


Figure.VI.3. Schéma de ferrailage de la dalle de radier.

.3.2. Calcul des nervures :

• Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

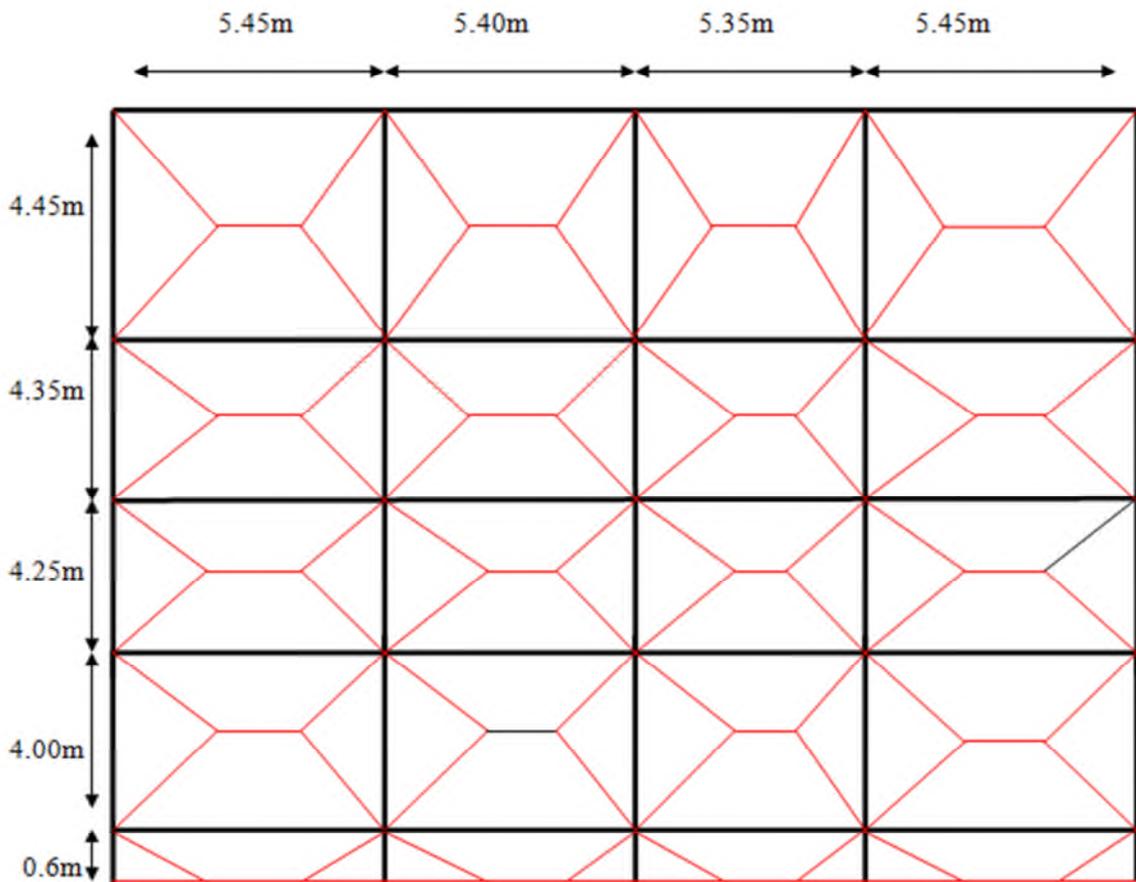


Figure.VI.4. Schéma de rupture de la dalle du radier.

On prend deux types de nervures les plus chargées.

$$q_u = 204.32 \text{KN/m}^2 ; q_s = 153.177 \text{KN/m}^2$$

• **Calcul des sollicitations :**

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

Les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$$

Moments en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{P \times x}{2}(l-x) \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{P \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

L'effort tranchant max : $V_{\max} = \frac{p \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$

Sens x-x:

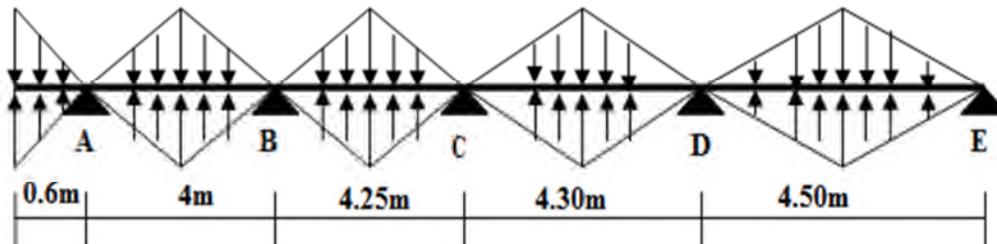


Figure.VI.5. Sollicitations sur la nervure du sens x-x.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.4. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens x-x à L'ELU.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)	V_{\max} (KN)
				M_g	M_d			
A-B	4.00	3.2	363.33	-369.14	-507.72	1.90	289.87	780.61
B-C	4.25	3.4	421.79	-507.72	-862.70	1.92	275.98	
C-D	4.30	3.44	436.74	-862.70	-870.65	2.14	242.71	
D-E	4.50	4.5	449.73	-870.65	-170.75	2.59	696.66	

Tableau.VI.5. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens x-x à L'ELS

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	4.00	3.2	272.38	-276.37	-369.44	1.90	222.81
B-C	4.25	3.4	316.21	-369.44	-443.01	1.92	215.04
C-D	4.30	3.44	327.42	-443.01	-647.69	2.14	198.02
D-E	4.50	4.5	333.44	-647.69	-126.60	2.59	479.28

- Sens y-y :

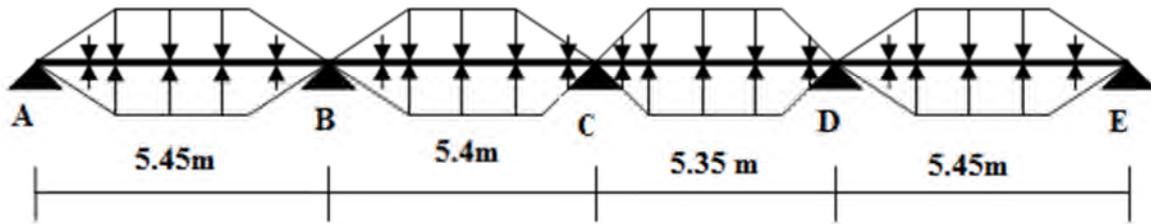


Figure.VI.6. Sollicitations sur la nervure du sens y-y.

Tableau.VI.6. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens y-y à L'ELU.

Travée	L _y (m)	l' _y (m)	P (KN/m)	M _a (KN.m)		Y (m)	M _t (KN.m)	V _{max} (KN)
				M _g	M _d			
A-B	5.45	5.45	706.88	-393.67	-1945.10	2.28	1456.74	1143.22
B-C	5.4	4.36	702.05	-1945.10	-1517.36	2.84	744.94	
C-D	5.35	4.28	697.16	-1517.36	-1901.47	2.71	707.69	
D-E	5.45	5.45	706.88	-1901.47	-393.67	2.98	1465.00	

Tableau.VI.7. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens y-y à L'ELS

Travée	L _y (m)	l' _y (m)	P (KN/m)	M _a (KN.m)		Y (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	5.45	5.45	529.94	-295.13	-1200.046	2.28	1020.3
B-C	5.4	4.36	526.32	-1200.046	-1151.96	2.84	729.30
C-D	5.35	4.28	522.66	-1151.96	-1212.72	2.71	523.50
D-E	5.45	5.45	529.94	-1212.72	-295.13	2.98	980.28

• **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple.

h = 90cm ; h₀ = 40cm ; b₀ = 60cm ; d = 85cm.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{545}{10}; \frac{450}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(54.5; 225)$$

soit : b₁ = 50cm

Donc : b = b₁ × 2 + b₀ = 160cm

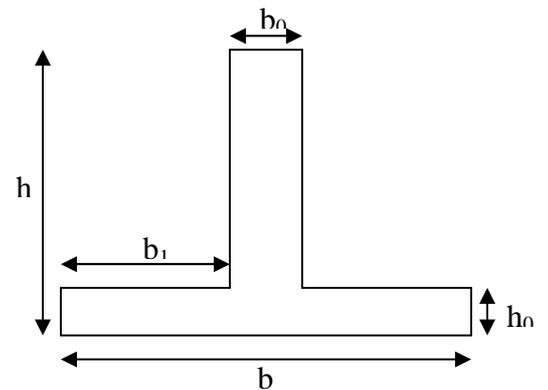


Figure.VI.7. Section à ferrailer

Les résultats du ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.8. Résumé des résultats de ferrailage des nervures

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
x-x	Travée	696.66	24.07	16.422	8HA20=25.13
	Appui	-870.65	31.87	16.422	8HA20+4HA16=33.17
y-y	Travée	1465.00	51.04	16.422	8HA25+4HA20=51.84
	Appui	-1945.10	75.29	16.422	16HA25=78.54

• **Vérifications :**

A l'ELU :

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

Sens x-x:

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

$$\tau_u = \frac{780.61 \times 10^{-3}}{1.6 \times 0.85} = 0.57MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots C'est vérifié$$

Sens y-y:

$$\tau_u = \frac{1143.22 \times 10^{-3}}{1.6 \times 0.85} = 0.84MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots C'est vérifié$$

A l'ELS :

• **État limite de compression du béton :**

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa. \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa. \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.9. Vérification des contraintes des nervures de radier

Sens		M (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	479.28	26,99	1661719,9	7,7845656	250,9722	Non vérifiée
	Appui	647.69	30,15	2045030,9	9,5489282	260,57647	Non vérifiée
y-y	Travée	1020.3	35,73	2799931,5	13,020076	269,31113	Non vérifiée
	Appui	1212,72	43,97	3683482,9	14,476326	202,62576	vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.10. Vérification des contraintes de la dalle du radier après redimensionnement de la section d'acier.

Sens		Nouvelle section As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	8HA20+4HA14=31.28	29,47	1958698,8	7,2111044	203,81708	Vérifiée
	Appui	12HA20=37.68	31,69	2242771,1	9,151757	230,93097	Vérifiée
y-y	Travée	12HA25+4HA20=71.48	40,07	3451187,2	11,846191	199,24483	Vérifiée

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

• **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(25.7mm; 60mm; 25mm) = 25mm \quad ; \text{ Soit : } \phi_t = 10mm$$

Soit : 4HA10 = 3.14cm² ⇒ (2Cadre)

• **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 400}{60 \times (1.745 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 15.019cm$$

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(76.5; 40cm) \Rightarrow S_t \leq 40cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 60} \Rightarrow S_t \leq 52.33cm$$

On prend S_t = 10cm en zone nodale et 15cm en travée.

Schémas de ferrailage des nervures :

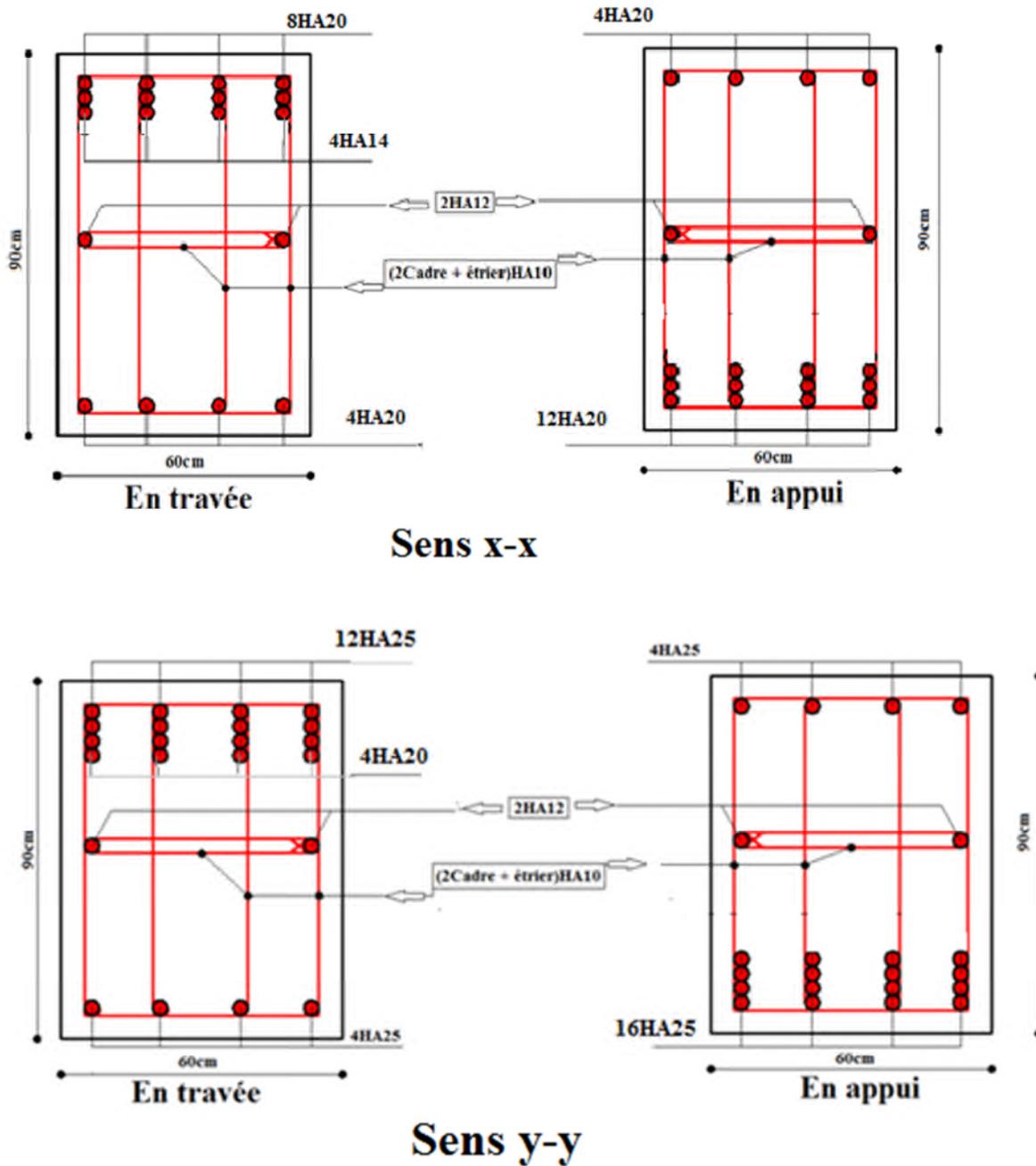


Figure.VI.8. Schéma de ferrailage des nervures de radier.

VI.3. Etude du voile périphérique :

Introduction :

Selon le RPA 99/Version2003, les ossatures au dessous de la base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimale suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1%(b×h) dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- **Dimensionnement des voiles :**
 - La hauteur h= 5.10m
 - La longueur L=5.45m
 - L'épaisseur e=20cm
- **Caractéristiques du sol :**
 - Le poids spécifique : $\gamma = 21.1 \text{ KN/m}^3$
 - L'angle de frottement : $\varphi = 4^\circ$
 - La cohésion : $c = 50 \text{ KN/m}^2$
- **Evaluation des charges et surcharges :**

Le voile périphérique est soumis a :

- **La poussée des terres :** $G = \gamma \times h \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$G = 21.1 \times 5.10 \times tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{4}{2}\right) - 2 \times 50 \times tg\left(\frac{180}{4} - \frac{4}{2}\right) = 0.325 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge accidentelles :** $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \times tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{4}{2}\right) = 9.32 \text{ KN/m}^2$$

- **Ferraillage du voile :**

- Le voile sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

- **A L'ELU :**

- $\sigma_{\max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 0.324 + 1.5 \times 9.32 = 14.41 \text{ KN/m}^2$

- $\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 9.32 = 13.98 \text{ KN/m}^2$

- $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 14.3 \text{ KN/m}^2$

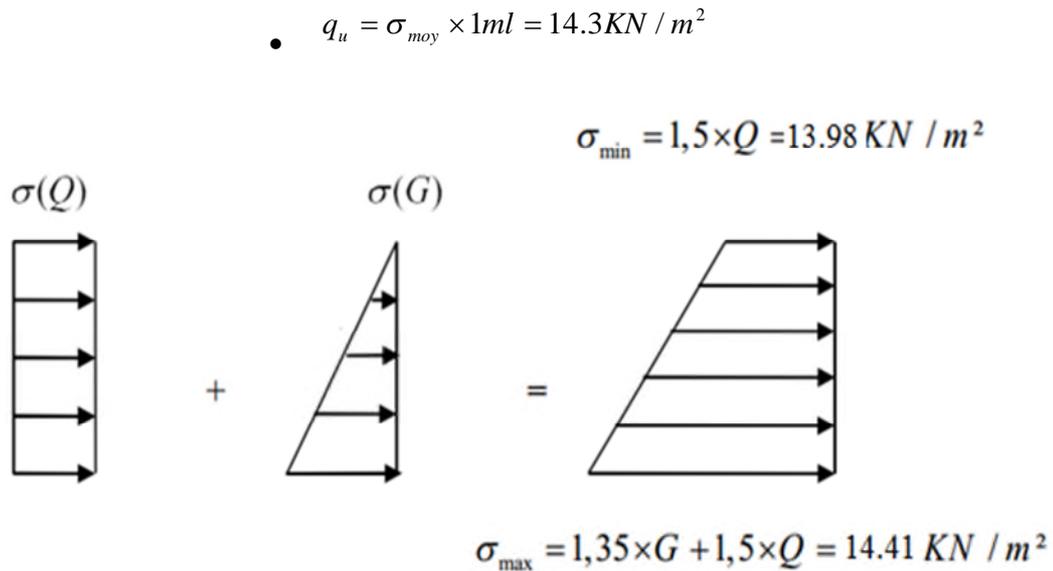


Figure.VI.9. Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

- Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :
- $b=100cm$, $L_x=5.10m$, $L_y=5.45m$, $e=20cm$
- $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.10}{5.45} = 0.93 > 0.4$ La dalle porte les deux sens (L_x et L_y)
- $\rho = 0.93 \Rightarrow ELU : \mu_x = 0.0428$, $\mu_y = 0.8450$ Annexe 1
- $M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u$; $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$
- $M_{0x} = 0.0428 \times 5.10^2 \times 14.3 = 15.91KN.m$
- $M_{0y} = 0.8450 \times 15.91 = 13.45KN.m$
- $M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 13.52KN.m$
- $M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 11.43KN.m$
- $M_a = -0.5 \times M_{0x} = -7.95KN.m$
- $A_{min} = 0.1\% \times b \times h$ Condition exigée par le RPA
- $A_{min} = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2cm$
- Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.VI.11. Section des armatures du voile périphérique

Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée x-x	13.52	0.029	0.037	0.177	2.91	2	4HA10 = 3.14cm ²
Travée y-y	11.43	0.001	0.0012	0.179	1.82	2	4HA10 = 3.14cm ²
Appuis	-7.95	0.0007	0.0009	0.180	1.26	2	4HA10 = 3.14cm ²

- **Espacement des armatures :**
Sens x-x : $S_t \leq \min (3e, 33cm) = 33cm$; on adopte $S_t = 25cm$.

Sens y-y : $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $S_t = 25\text{cm}$.

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

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{14.3 \times 5.45}{2} = 38.96\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{38.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.216\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Fissuration nuisible}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A L'ELS :

$$\sigma_{\max} = G + Q = 0.325 + 9.32 = 9.645\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 9.32\text{KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 9.56\text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 9.56\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.0500 \\ \mu_y = 0.8939 \end{array} \right\} \dots\dots\dots\text{Annexe 1}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 0.0500 \times 5.1^2 \times 9.56 = 12.43\text{KN.m} \\ M_{0y} = 0.4456 \times 12.43 = 11.11\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 10.56\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 9.44\text{KN.m} \\ M_a = -0.5 \times M_{0x} = -6.21\text{KN.m} \end{array} \right.$$

• **Vérification des contraintes :**

La fissuration est considérée nuisible. On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Dans le béton}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(1.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Dans l'acier}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.VI.12. Vérification des contraintes

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observations
Travée x-x	10.56	3.67	11319.62862	3.42	200.52	Vérifiée.
Travée y-y	9.44	3.67	11319.62862	3.06	179.25	Vérifiée.
Appuis	-6.21	3.67	11319.62862	2.01	117.92	Vérifiée.

On voit bien que les contraintes dans le béton et dans l'acier sont tous vérifiées.

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

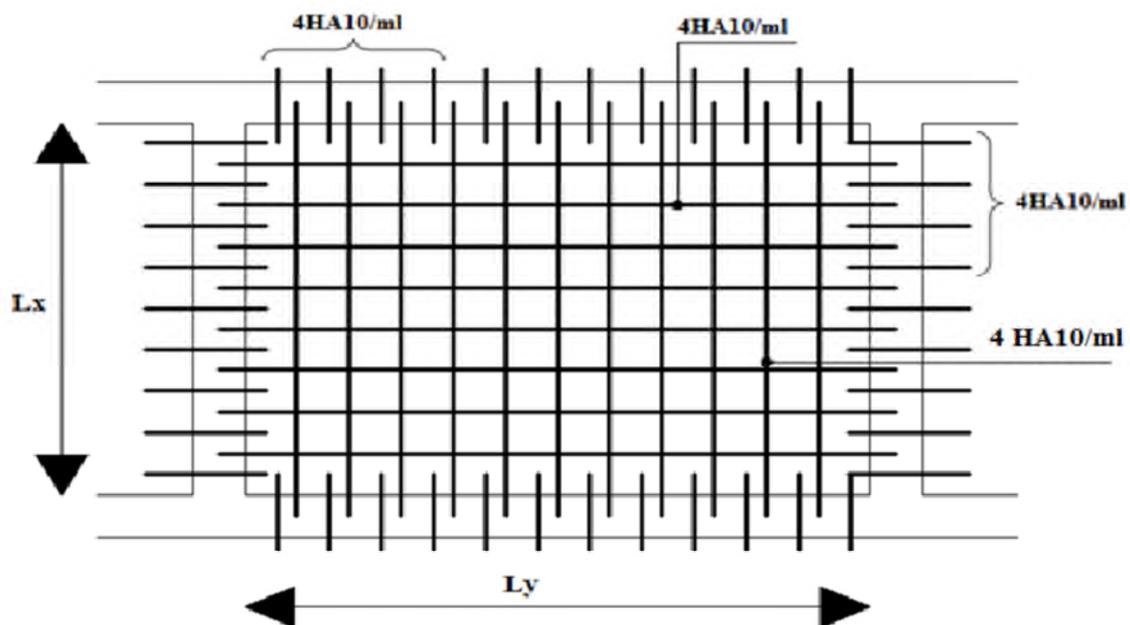


Figure.VI.10. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion :

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferraillage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussées des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encasté au niveau du radier.

Conclusion générale

Conclusion général.

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel SAP2000 version 14.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions.

Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important pour éviter la torsion dans les deux premières modes, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
3. Si la justification de l'interaction et de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
4. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

Références bibliographiques

- Document technique réglementaire (**DTR BC 2.2**).
- Règles Parasismiques Algériennes, (**RPA 99/version 2003**).
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (**BAEL91**).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**).
- Mémoires de fin d'étude.

Annexes

Annexe 1

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$

$$\rho = 0.9$$

		u/L_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		v/L_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3

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

Rapport de sol

Les Plans