

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur

Et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA de Bejaïa

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

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

Option : Structures

Thème :

Étude d'un bâtiment en béton armé (R+7+sous-sol) à usage D'habitation et commercial contreventé par un système mixte <<voile-portique>>.

Réalisé par :

- MAUCHE OUANIS
- KASDI AMER

promoteur :

M^{me} :A.SELLAMI

Membres de jury :

❖ M^{me} : LAOUBI

❖ M^r : OUDNI

Promotion: 2021-2022

Remerciements

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

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

A nos familles, et nos amis qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toute la période de nos études.

A M^{me} sellami notre promotrice, qui nous a guider sur le bon chemin de travail durant toute cette période.

Aux membres de jury, qui nous ont fait l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Nous n'oublions pas aussi tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

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

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents.

A mes chers frères et sœurs

*Et à toute la famille et aussi tous mes
amis.*

M.Ouanis

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents.

A mes chers frères et sœurs

*Et à toute la famille et aussi tous mes
amis.*

K.AMER

Symboles et notation

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

H : la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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

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

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

Symboles et notation

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

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

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

V : Effort tranchant.

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

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

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

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

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

Symboles et notation

f_e : Limite d'élasticité.

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

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

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poison

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

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

q : chargement KN/ml..

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Figure I.1 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U.....	2
Figure I. 2 Diagramme des contraintes du béton à l'ELS.....	3
Figure I. 3 Diagramme des contraintes à l'ELS Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	4
Figure II. 1 Plans Disposition des poutrelles étages RDC.....	6
Figure II. 2 Plans Disposition des poutrelles étage service.....	7
Figure II. 3 Plans Disposition des poutrelles étage 2.....	7
Figure II. 4 Plans Disposition des poutrelles étage 3,4,5,6,7.....	8
Figure II. 5 Plans Disposition des poutrelles étage Terrasse inaccessible.....	8
Figure II. 6 Planché à corps creux.....	9
Figure II. 7 Coupe transversale d'une poutrelle.....	9
Figure II. 8 Schéma d'escalier.....	11
Figure II. 9 Schéma statique d'un escalier intérieur.....	12
Figure II. 10 Schéma statique d'un escalier extérieur.....	12
Figure II. 11 Schéma statique d'un escalier 1er à 7ème étage.....	13
Figure II. 12 Coupe transversale l'acrotère.....	13
Figure II. 13 Coupe transversale d'un voile.....	15
Figure II. 14 Surface afférente du poteau (17).....	19
Figure II. 15 Surface afférente du poteau (14).....	22
Figure .III 1 Diagramme des moments aux appuis pour une poutre a 2 et a plus de 2 travées.....	29
Figure .III 2 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre a 2 et a plus de 2 travées.....	29
Figure .III 3 Schéma statique de la poutrelle (type 1).....	31
Figure .III 4 ferrailage de la dalle de compression.....	47
Figure .III 5 Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	52
Figure .III 6 section de la dalle pleine à ferrailer.....	53
Figure .III 7 Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis(RDC).....	55
Figure .III 8 schéma statique du balcon.....	56
Figure .III 9 section transversale du D2.....	56
Figure .III 10 section transversale du D3et D4.....	57
Figure .III 11 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	61
Figure .III 12 Schéma statique avec chargement.....	62
Figure .III 13 Schéma de ferrailage de l'escalier.....	66
Figure .III 14 Schéma statique de la volée 2.....	67
Figure .III 15 schéma de ferrailage des volées.....	68
Figure .III 16 Schéma statique de la poutre brisée.....	69
Figure .III 17 Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	72
Figure .III 18 Cage de l'ascenseur.....	72
Figure .III 19 L'ascenseur.....	75
Figure .III 20 schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines.....	79
Figure IV. 1 Spectre de réponse sens x et y	85
Figure IV. 2 Schéma de disposition des voiles.	86
Figure IV. 3 1ere mode de déformation (translation suivant x-x)	86

Liste Des Figures

Figure IV. 4 2éme mode de déformation (translation suivant y-y)	87
Figure IV. 5 3éme mode de déformation (torsion autour de z-z).....	87
Figure V. 1 Zone nodale.....	95
Figure V. 2 Section du poteau.....	100
Figure V. 3 ferrailage des sections des poteaux.....	102
Figure V. 4 Les moments résistant dans la zone nodale.....	112
Figure V. 5 dispositions constructives des poutres.....	114
Figure V. 6 Schéma des contraintes.....	121
Figure V. 7 Schéma de ferrailage du voile $Vy1 = 2,3$ (sous sol +RDC).....	123
Figure VI .1 schéma d'une semelle isolée.....	126
Figure VI .2 Semelle filante F.....	126
Figure VI. 3 vue en plan de la disposition des semelles filantes.....	127
Figure VI.5 Semelle sous voile.....	131
Figure VI .4 Schéma statique de la poutre de rigidité.....	132
Figure VI .5 Schémas de ferrailages de la poutre de rigidité.....	134
Figure VI .6 Schémas de ferrailages de la semelle filante.....	134
Figure VI .7 Poussée des terres sur le mur.....	135
Figure.VI .8 panneau le plus sollicite.....	136
Figure VI .9 Schéma du ferrailage du mur soutènement.....	139

Liste des tableaux

Tableau .II 1 pré dimensionnement des poteaux.....	14
Tableau .II 2 Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.....	16
Tableau .II 3 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux.....	16
Tableau .II 4 Évaluation des charges du balcon en dalle pleine.....	17
Tableau .II 5 Évaluation des charges revenant plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.....	17
Tableau .II 6 Évaluation des charges revenant au palier en dalle pleine.....	17
Tableau .II 7 Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.....	18
Tableau .II 8 Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.....	18
Tableau .II 9 Évaluation des charges revenant aux murs intérieurs.....	18
Tableau .II 10 évaluation des charges des planchers dalles pleines.....	18
Tableau .II 11 Résultats de la descente de charge du poteau (17).....	21
Tableau .II 12 Résultats de la descente de charge du poteau (14) :.....	23
Tableau .II 13 Vérification des poteaux à la compression simple.....	25
Tableau .II 14 Vérification au flambement des poteaux.....	26
Tableau .III 1 Type de poutrelles.....	31
Tableau .III 2 Choix des méthodes de calculs pour les différents types des poutrelles.....	31
Tableau .III 3 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du E.C.....	33
Tableau .III 4 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du E.S.....	34
Tableau .III 5 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de T.I.....	34
Tableau .III 6 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de RDC.....	34
Tableau .III 7 Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.....	42
Tableau .III 8 Vérification des poutrelles à l'ELU des différents niveaux.....	43
Tableau .III 9 Vérification des contraintes à l'ELS.....	43
Tableau .III 10 Vérification de la flèche a l'ELS.....	44
Tableau .III 11 Schéma de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	46
Tableau .III 12 Calcul du ferrailage à l'ELU.....	48
Tableau .III 13 Vérifications nécessaires.....	50
Tableau .III 14 Vérification de la flèche a l'ELS.....	50
Tableau .III 15 Ferrailage de la dalle sur 2 appuis (D1).....	54
Tableau .III 16 Vérification des états limites de compression du béton.....	55
Tableau .III 17 Calcul du ferrailage à l'ELU.....	56
Tableau .III 18 Vérifications nécessaires.....	56
Tableau .III 19 vérification de la flèche.....	56
Tableau .III 20 Combinaisons d'actions de l'acrotère.....	59
Tableau .III 21 Résultats des ferrailages des volées.....	64
Tableau .III 22 Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier.....	65
Tableau .III 23 Résultats des ferrailages des volées1 RDC (intérieur).....	67
Tableau .III 24 ferrailage.....	68

Liste des tableaux

Tableau .III 25 Vérification des contraintes à l'ELS.....	68
Tableau .III 26 Résultats des ferraillements de la poutre brisée.....	70
Tableau .III 27 Vérifications nécessaires.....	71
Tableau .III 28 Tableau de ferraillement de la dalle de locale des machines.....	74
Tableau .III 29 Résultats de calcul des contraintes.....	75
Tableau .III 30 Tableau de ferraillement de la dalle de local des machines.....	77
Tableau .III 31 Résultats de calcul des contraintes.....	79
Tableau .IV 1 Valeurs des pénalités P_q	84
Tableau .IV 2 Période de vibration et taux de participation massique	88
Tableau .IV 3 Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	89
Tableau .IV 4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon x-x	89
Tableau .IV 5 Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon y-y	90
Tableau .IV 6 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	90
Tableau .IV 7 Vérification des déplacements selon x-x	91
Tableau .IV 8 Vérification des déplacements selon y-y	91
Tableau .IV 9 Vérification à l'effet P-D.	92
Tableau .IV10 Vérification de l'effort normal réduit.....	93
Tableau V. 1 Armatures minimales et maximales dans les poteaux.....	95
Tableau V. 2 Les sollicitations dans les poteaux.....	96
Tableau V. 3 Armatures longitudinale dans les poteaux.....	98
Tableau V. 4 Calcul des armatures transversales pour les poteaux.....	99
Tableau V. 5 Vérifications du flambement des poteaux.....	100
Tableau V. 6 Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux.....	101
Tableau V. 7 Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	101
Tableau V. 8 Schémas de ferraillement des poteaux.....	103
Tableau V. 9 Armatures minimales et maximales dans les poutres.....	105
Tableau V. 10 Les sollicitations dans les poutres.....	105
Tableau V. 11 choix d'armatures des poutres principales et secondaires.....	107
Tableau V. 12 Vérifications des contraintes tangentielles.....	109
Tableau V. 13 Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement.....	110
Tableau V. 14 Vérifications de l'état limite de compression du béton.....	110
Tableau V. 15 Vérification de la flèche pour les poutres.....	111
Tableau V. 16 Evaluation de la flèche pour les poutres.....	111
Tableau V. 17 Les moments résistant dans les poteaux.....	112
Tableau V. 18 Les moments résistant dans les poutres.....	113
Tableau V.19. Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	113

Liste des tableaux

Tableau V. 20 Vérifications de la zone nodale des poutres secondaires.....	114
Tableau V. 21 Schémas de ferrailage des poutres (étages commerce).....	115
Tableau V. 22 Schémas de ferrailage des poutres (étages service+ étages courants).....	116
Tableau V. 23 .Schémas de ferrailage des poutres (Terrassé).....	117
Tableau V. 24 Sollicitations maximales dans le voile V_{x2} // à X-X.....	119
Tableau V. 25 Sollicitations maximales dans le voile V_{y2} // à y-y.....	120
Tableau V. 26 Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	122
Tableau V. 27 Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux.....	123
Tableau VI.1 résumé le dimensionnement des déférents semelles.....	128
Tableau VI.2 Les efforts sollicitant des différentes semelles filantes à l'ELU	131
Tableau VI.3 calcul des sollicitations.....	133
Tableau VI.4 ferrailage de la poutre de rigidité.....	133
Tableau VI.5 Résumé des résultats de ferrailage du mur.....	137
Tableau VI.6 Vérifications des contraintes à l'ELS.....	138
Tableau VI.7 Ferrailage des nervures à l'ELS.....	139

SOMMAIRE

Introduction Générale

CHAPITRE I : GENERALITES

I.1 Introduction :	1
I.2 Présentation de l'ouvrage	1
I.3 Caractéristique géométrique (architecturale) :	1
I.4 Présentation de l'ossature	1
I.5. Données géotechnique du site	1
I.6 Caractéristiques des matériaux de construction :	1
I.6.1 Le béton :	1
I.6.2 Acier :	4
I.7 Sollicitation et Combinaison de calcul :	5
I.8 Règlements et normes utilisés :	5

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Introduction :	6
II.2. pré-dimensionnement des éléments secondaires :	6
II.2.1 Les planchers :	6
II.2.1.1 Planchers à corps creux :	6
II.2.1.2. Planches à dalles pleines :	9
II.2.2. Les Escaliers :	11
II.2.2.1. Définition :	11
II.2.2.2. Dimensionnement :	11
II.2.3 L'acrotère :	13
II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :	13
II.3.1 les poteaux :	13
II.3.2 Les poutres :	14
II.3.3 Les voiles :	15
II.4 Evaluation des charges et des surcharges :	16
II.5 Descente des charges :	19
II.6 Vérification pour le poteau:	24
II.7 Conclusion :	27

SOMMAIRE

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 Introduction	28
III.2 Etude des planchers	28
III.2.1 Calcul des poutrelles.....	28
III.2.2 Etude et ferrailage des planchers dalles pleines.....	47
III.3 Etude de l'acrotère	59
III.4 Etude des escaliers :(étagé courant)	62
III.5 Etude de la poutre brisée :(RDC)	69
III.6 ÉTUDE DE L'ASCENSEUR	72
III.7 Conclusion.....	80

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction :.....	81
IV.2 Méthodes de calcul :.....	81
IV. 3 Méthode statique équivalente	81
IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :	82
IV.5 Méthode dynamique modale spectrale :	85
IV.5.1 Principe	85
IV.6. Disposition des voiles.....	86
IV.7 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003 :.....	88
IV.8. Conclusion :	93

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1 Introduction.....	94
V.2 Etude des Poteaux.....	94
V.2.1 Recommandations du RPA99/2003.....	94
V.2.2 Les sollicitations dans les poteaux.....	96
V.2.3. Calcul de ferrailage.....	96

SOMMAIRE

V.2.4 Vérifications nécessaire.....	99
V.3 Etude des Poutres	104
V.3.1 Recommandation du RPA99.....	104
V.3.2 Recommandation de BAEL 91/99.....	105
V.3.3 Les sollicitations dans les poutres	105
V.3.4 Calcul du ferrailage.....	106
V.3.5 Vérification des zones nodales.....	112
V.3.6 Schéma de ferrailage des poutres	115
V.4 Etude des Voiles	118
V.4.1 Introduction.....	118
V.4.2 Recommandation du RPA99 version 2003.....	118
V.4.3 Exemple de calcul.....	120
V.4.4 Ferrailages.....	123
V.5 Conclusion.....	124

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction	125
VI.2. Choix du type de fondation.....	125
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer.....	125
VI.4. Etude des fondations.....	125
VI.4.1. Vérification des semelles isolées.....	125
VI.4.2. Vérification des semelles filantes.....	126
VI.4.3. Calcul de la hauteur de la semelle.....	128
VI. 4.3. Calcul de l'effort sollicitant de la semelle filante (SF.f) à l'ELU.....	130
VI. 4.4. Ferrailage transversal de la semelle	131
VI.5. Etude de semelle filante (sous voiles)	131
VI.6. Calcul de la poutre de rigidité	132
VI.6.1. Dimensionnement	132

SOMMAIRE

VI.6.2.Ferraillage	133
VI.6.3.Schéma de ferraillage	134
VI.7. ETUDE DU MUR DE SOUTÈNEMENT.....	135
VI.7.1. Définition.....	135
VI.7.2. Dimensionnement des mur.....	135
VI.7.3. Détermination des contraintes	136
VI.7.4. Ferraillage du mur	136
VI.7.5. Schéma de ferraillage du mur de soutènement.....	139
VI.8.CONCLUSION.....	139

Introduction Générale

Introduction générale

Le génie civil est le domaine d'activité dont l'objectif est la construction d'ouvrage, il concerne la création, l'amélioration (rénovation, restructuration, réhabilitation) et la protection des structures et des constructions utiles pour l'environnement de la population.

L'ingénieur en génie civil doit appliquer le règlement en vigueur afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes d'architectures, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Notre travail consiste à l'étude d'un bâtiment en (R+7+sous-sol), contreventé par un système mixte (voiles-portiques) conformément aux règles parasismiques algériennes en vigueur.

Nous avons structuré cette étude en six chapitres : ou nous avons présenté un bref résumé comme suit :

- Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier).
- Le deuxième chapitre : Un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux ensuite été fait.
- Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, les balcons, les escaliers et l'acrotère ont été calculé et ferrailé en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre.
- Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique pour notre structure. Cette dernière a été donc modélisée à l'aide du logiciel « ETABS V16 » et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien.
- Le choix du type de fondation qui convient à notre structure en tenant compte des caractéristiques du site en place ainsi que celles de notre structure fait l'objet du sixième chapitre.

Nous terminons, notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralité

I.1 Introduction :

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

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et description de projet étudiée.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé en (R+7+ un sous sol) à usage d'habitation et commercial et service qui sera implantée à chauf el kedad ville de Sétif qui est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa) et groupe d'usage 2 d'après les Règles Parasismiques Algériennes « RPA99 /version 2003 ».

I.3 Caractéristique géométrique (architecturale) :

Le bâtiment aux dimensions suivantes

- ❖ Longueur totale de bâtiment :27,6 m
- ❖ Largeur totale de bâtiment :11,0 m
- ❖ Hauteur totale de bâtiment :26,18m (sans acrotère < à 48 m)
- ❖ Hauteur de RDC :4.08 m
- ❖ Hauteur de sous sol :3,06 m
- ❖ Hauteur de étage courant :3.06 m

I.4 Présentation de l'ossature :

Les planchers sont constitués des dalles en corps creux et en dalle pleine

L'accès aux étages supérieur s'effectuer au moyen d'un ascenseur et deux cage d'escalier constituer de deux et 3 volées.(accès service et accès habitation)

- ❖ Selon RPA99/2003 pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en (zone IIa) il est indispensable d'introduire des voiles. donc le système proposé est un contreventement mixte voile-portique.

I.5. Données géotechnique du site

D'après les résultats obtenus par le laboratoire technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte de sol de 3.3 bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 4 m.
- Le sol est classé en catégorie S1 (sol très dense et rigide) selon sa nature géotechnique.

I.6 Caractéristiques des matériaux de construction :**I.6.1 Le béton :**

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage dans les domaines et des bâtiments des travaux public ...

Il est constitué par le mélange de ciment, d'eau et de granulats (sable, gravier) et dans certains cas d'adjuvant.

➤ **Résistance de béton à la compression :**

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ sa résistance à la compression est calculée comme suite :

- $f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$
- $f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} \cdot f_{c28}$ Pour $f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$

Avec $f_{cj} = f_{c28} = j = 28$ jours

Pour notre étude de projet on adoptera un béton de classe c25/30 telque $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

➤ **Résistance de béton a la traction :**

La résistance caractéristique a la traction de béton a j jours est définie selon BAEL91 art A : 2-1-2 par la relation suivante :

- $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ si $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$.
- $f_{tj} = 0,275 f_{cj}$ si $f_{c28} > 60 \text{ MPa}$.

Pour notre étude $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

➤ **Les contraintes limites :**

- **Contraintes limites ultime à la compression :**

Pour le calcul à l'ELU on adoptera le diagramme parabole-rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

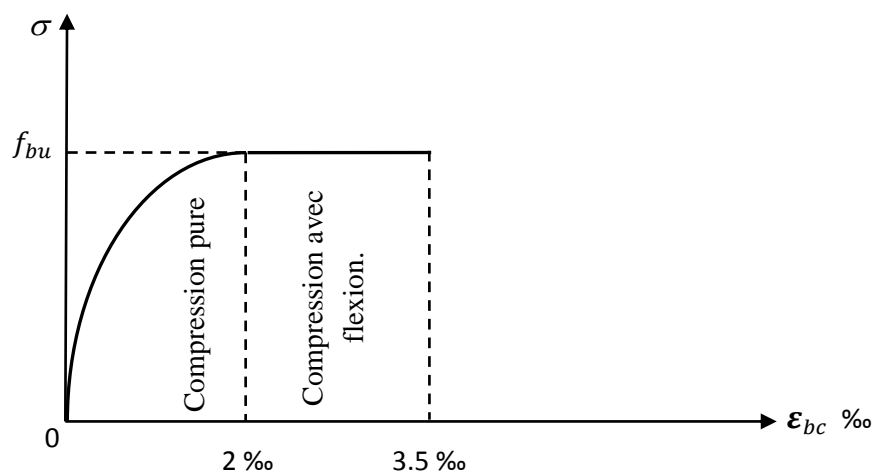


Figure I.1 Diagramme contrainte-déformation du béton à l'E.L.U

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en situation durable ou transitoire. } \rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle. } \rightarrow f_{bu} = 18.48 \text{ Mpa}$$

• **Contrainte limite de service a la compression :**

Le diagramme des contraintes a l'ELS donné par la loi

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} . \text{ Et le suivant :}$$

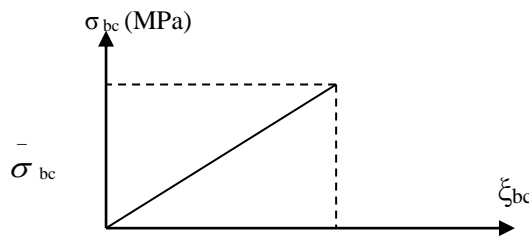


Figure I. 2 Diagramme des contraintes du béton à l'ELS

Dans notre étude on prend $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$.

• **Contrainte ultime de cisaillement :**

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

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

$$\tau_u = \begin{cases} 3,33 \text{ Mpa} & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 4,34 \text{ Mpa} & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

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

$$\tau_u = \begin{cases} 2,5 \text{ Mpa} & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 3,26 \text{ Mpa} & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\text{Telque : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

➤ **Module de déformation longitudinale de béton :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

• **Le module de Young**

Le module de déformation instantané pour les charges de durée d'application inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$$

• **Le module différé**

Le module de déformation différé pour les charges de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{vj} = 10721.4 \text{ MPa}$$

➤ **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

- $\nu = 0 \rightarrow$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU
- $\nu = 0.2 \rightarrow$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

I.6.2 Acier :

L'acier est un alliage de fer et carbone en faible pourcentage son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton.

➤ **Type d'acier**

Barres à haute adhérence HA \rightarrow FeE400

Treillis soudé \rightarrow FeE500

Contrainte limite

➤ **Contrainte limite ultime (ELU)**

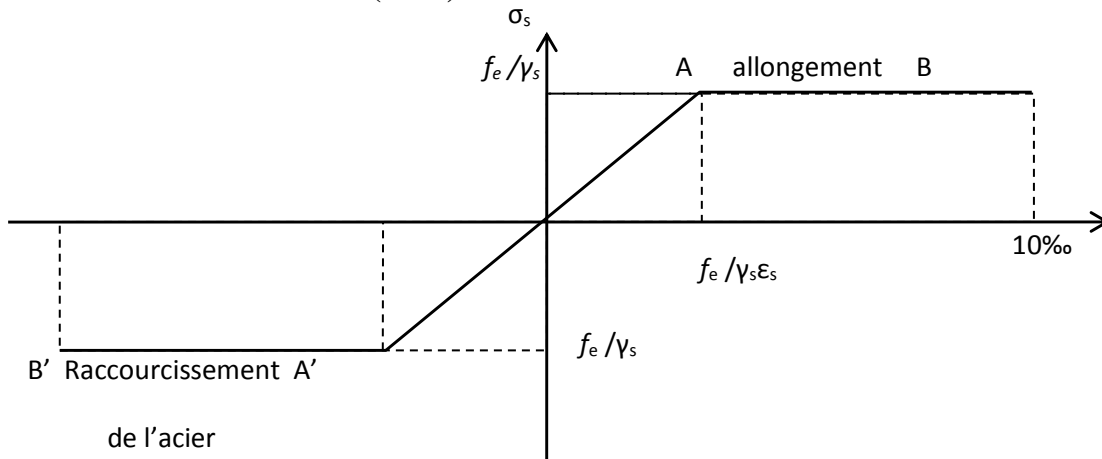


Figure I. 3 Diagramme des contraintes à l'ELS Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \longrightarrow \quad \text{aciers naturels}$$

$$\sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s \quad \longrightarrow \quad \text{aciers écrouis}$$

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1.15 & \text{en situation courante} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 & \text{en situation accidentelle} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➤ **Contrainte limite de service (ELS)**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$
Pour ce cas $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$
Pour ce cas $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 167.53 \text{ Mpa}$ par les (HR)

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1,65$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.7 Sollicitation et Combinaison de calcul :

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

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations donné par le RPA99 version 2003 sont :

- **Situation durable** : $\begin{cases} \text{ELU} \rightarrow 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS} \rightarrow G + Q \end{cases}$
- **Situation accidentelle** : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G + Q \end{cases}$

Tel que G : charges permanentes

Q : charges d'exploitations

E : charges sismiques

I.8 Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- Règlement Parasismique Algérienne (RPA99 /version 2003).
- Code du Béton Armé (CBA93).
- Règles du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91/version 99).
- Document Technique Règlementaire (DTR BC2.2).

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments à pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant le bâtiment conformément aux règlements et norme de construction.

II.2. pré-dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1 Les planchers :

Les planchers sont des plans horizontales séparent deux niveaux d'un bâtiment il assure la transmission des charges verticales aux éléments structuraux.

II.2.1.1 Planchers à corps creux :

Sont des planchers constitués du corps creux, avec une dalle de compression armé par treillis soudé,

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

- L_{max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles
- h_t : hauteur totale de plancher

Le choix de sens de disposition des poutrelles se fait par rapport au critère suivant :

- Le critère de la petite porté
- Critère de la continuité
- a. Plans disposition des poutrelles :**

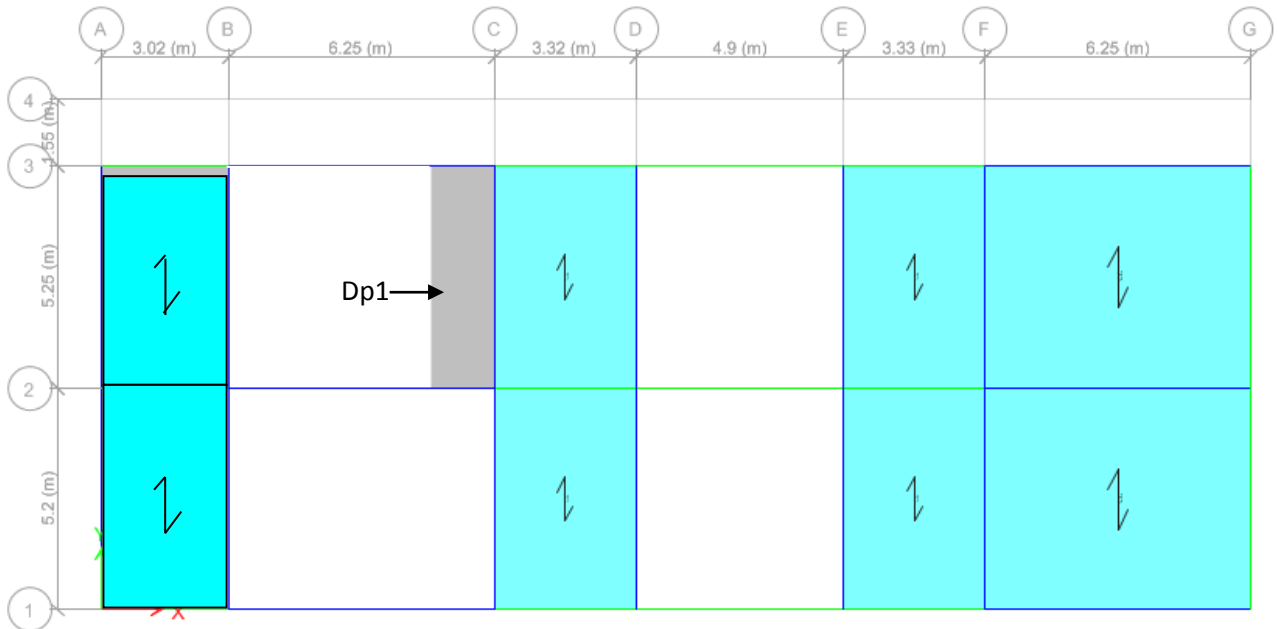


Figure II. 1 Plans Disposition des poutrelles étage (RDC)

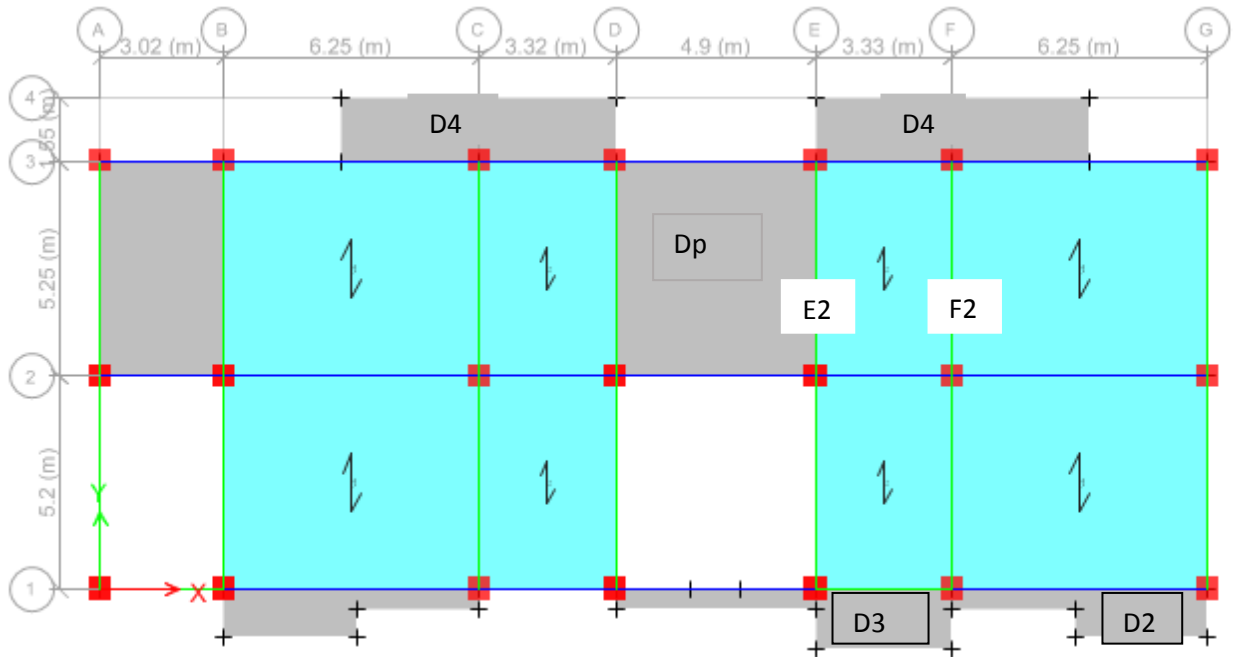


Figure II. 2 Plans Disposition des poutrelles étage service

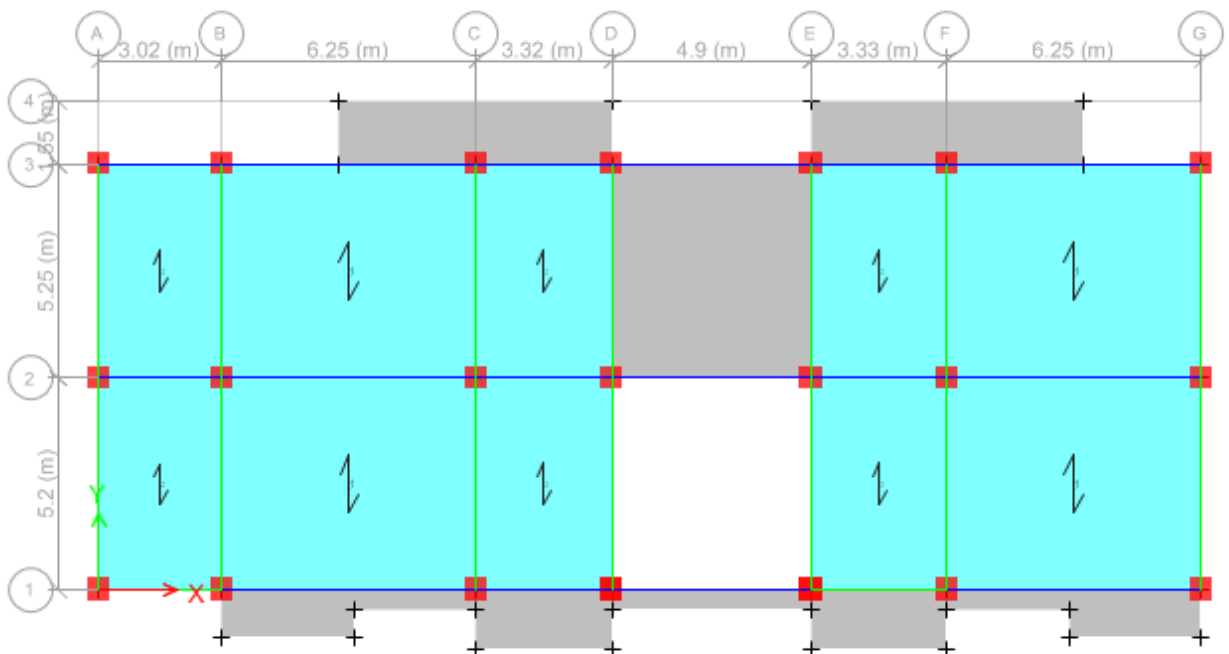


Figure II. 1 Plans Disposition des poutrelles étage 2

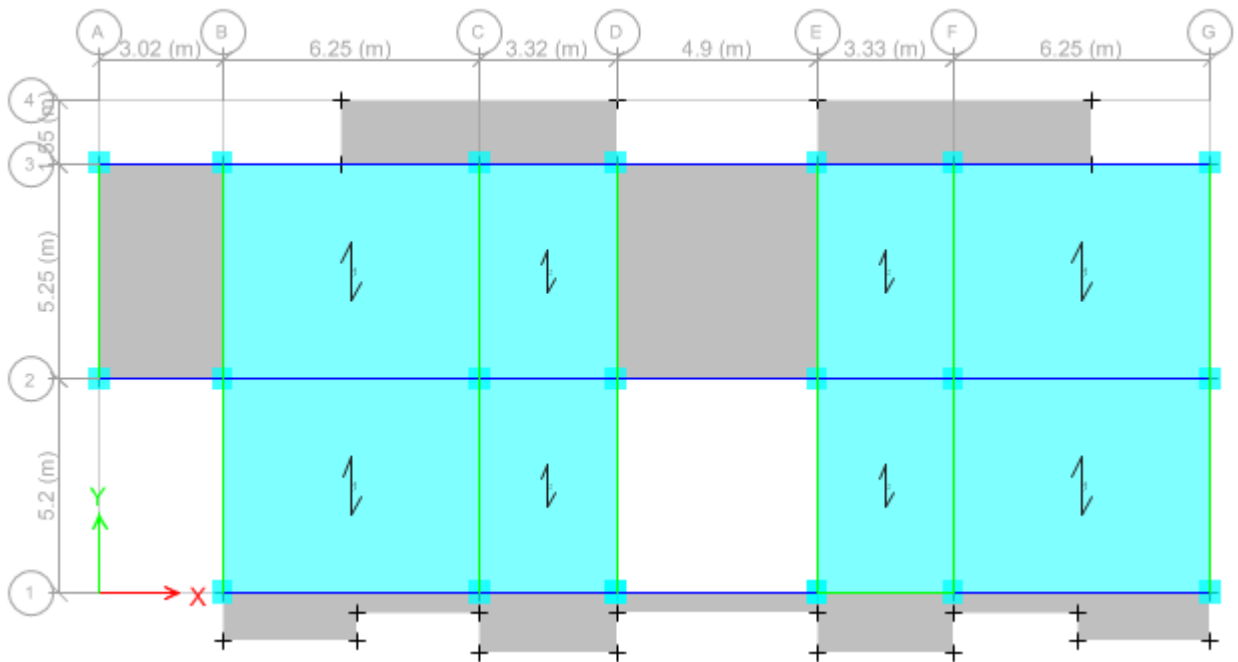


Figure II. 2 Plans Disposition des poutrelles étage 3,4,5,6,7

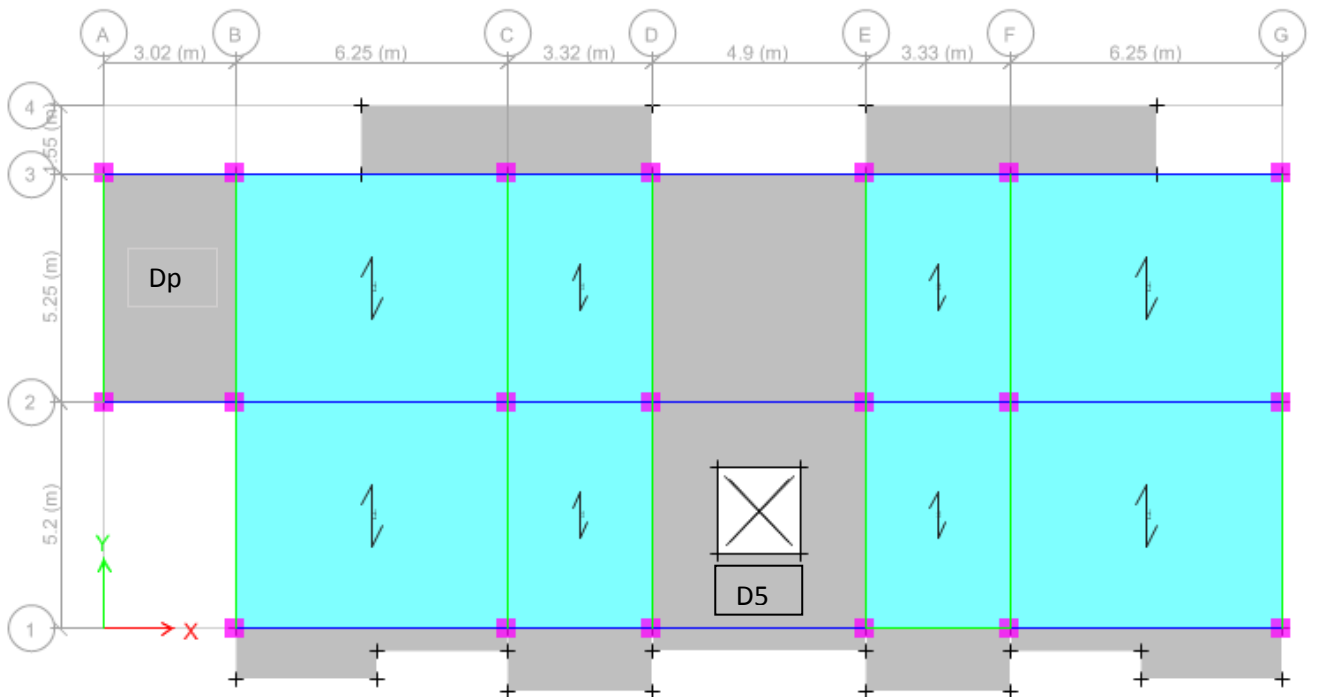


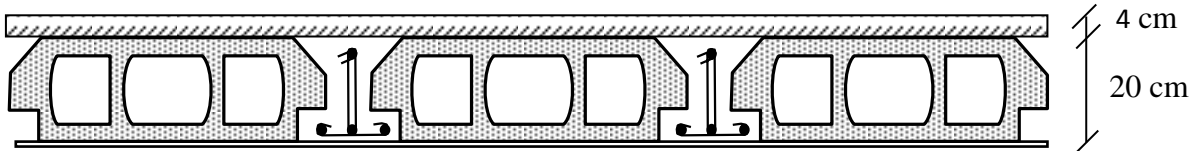
Figure II. 3 Plans Disposition des poutrelles étage Terrasse inaccessible

$$h_t \geq \frac{495}{22.5} = 22 \text{ cm}$$

Soit $h_t=24\text{cm}$ Avec : $L_{\max} = 525-30 = 495\text{cm}$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **24cm**.

$$\text{Avec : } \begin{cases} h_{cc} = 20\text{cm hauteur de corps creux} \\ h_{ddc} = 4\text{cm hauteur de dalle de compression} \end{cases}$$



. **Figure II. 4** Planché à corps creux.

b. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles supportent le plancher et transmettent les charges à la structure porteuse, elles sont calculées comme des sections en T. définies par :

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

h_t : hauteur totale de plancher $h_t=24\text{cm}$

b_0 : longueur de la nervure, $b_0= (0.4 \text{ à } 0.6) h_t$

$$b_0= 12\text{cm}$$

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

l_x : distances entre deux poutrelles successives

$$l_x= 65-12= 53 \text{ cm}$$

l_y : distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles

$$l_y= 302-30=272 \text{ cm}$$

b : longueur de la table de compression

$$\text{et donc } b \leq 65 \text{ cm, soit } b= 65 \text{ cm}$$

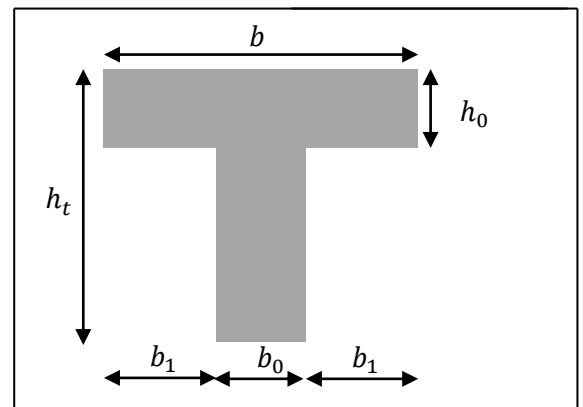


Figure II. 5 Coupe transversale d'une poutrelle.

II.2.1.2. Planches à dalles pleines :

L'épaisseur des dalles pleines est déterminée à partir du critère suivant :

❖ **critère de résistance à la coupe feu :**

- $e \geq 7\text{cm}$ Pour une heure de coupe feu
- $e \geq 11\text{cm}$pour deux heures de coupe feu
- $e \geq 14\text{cm}$pour trois heures de coupe feu

❖ critère de résistance a la flexion :

- pour une dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{lx}{20}$
- pour une dalle sur deux appuis : $\frac{lx}{30} < e < \frac{lx}{20}$
- pour une dalle sur trois au quatre appuis $\frac{lx}{35} < e < \frac{lx}{30}$ Avec : $\rho < 0,4$
- pour une dalle sur trois au quatre appuis $\frac{lx}{45} < e < \frac{lx}{40}$ Avec : $\rho > 0,4$

Tel que : $\rho = \frac{lx}{ly}$

Types des dalles pleines :

On a les types des dalles pleines : suivants

1 -Dalle sur 2 appuis :(RDC)

$Lx=150 \text{ cm}$ $Ly=495 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{150}{495} = 0.30 < 0,4$$

$$e \geq \frac{150}{20} = 7,5 \text{ cm} \quad \text{on prend } e=20 \text{ cm}$$

2-Dalle sur 1seul appuis :(Balcon)

$Lx=130 \text{ cm}$ $Ly=303 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{130}{303} = 0.43$$

$$e \geq \frac{130}{20} = 6.5 \text{ cm}$$

$e > 6,5 \text{ cm}$ on prend $e=14 \text{ cm}$

3-Dalle sur 1 seul appuis :(Balcon)

$Lx=130 \text{ cm}$ $Ly=310 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{130}{310} = 0.419 \quad e \geq \frac{130}{20} = 6.5 \text{ cm}$$

$e > 6,5 \text{ cm}$ on prend $e=14 \text{ cm}$

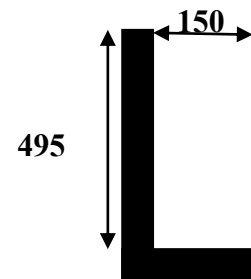
4-Dalle sur 1seul appui : (séchoir)

$Lx=140 \text{ cm}$ $Ly=670 \text{ cm}$

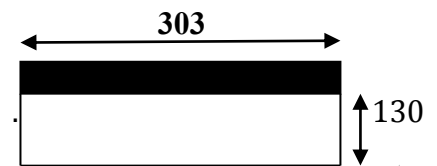
$$\rho = \frac{140}{670} = 0.208$$

$$e \geq \frac{140}{20} = 7 \text{ cm}$$

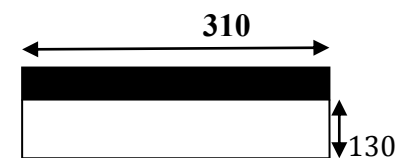
$e > 7 \text{ cm}$ on prend $e=14 \text{ cm}$



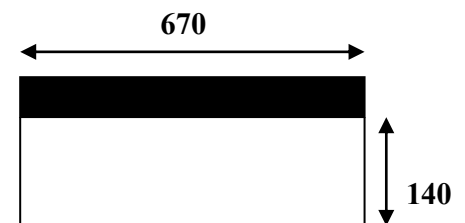
(D1)



(D2)



(D3)



(D4)

5-Dalle sur 4 appuis : (TI)

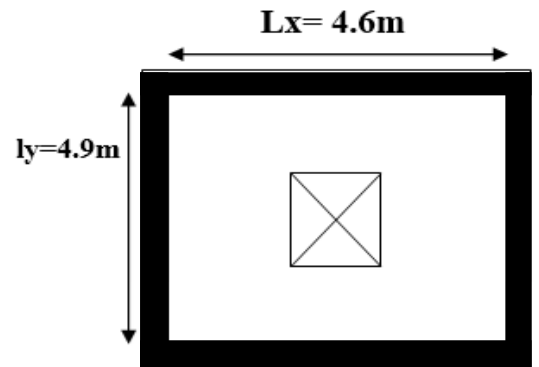
$L_x=460\text{cm}$ $L_y=490\text{cm}$

$$\rho = \frac{460}{490} = 0.93 > 0,4$$

$$\frac{460}{45} \leq e \leq \frac{460}{40}$$

$$10,22 \text{ cm} \leq e \leq 11,5 \text{ cm}$$

on prend $e=14\text{cm}$



(D5)

II.2.2. Les Escaliers :

II.2.2.1. Définition :

L'escalier est une construction qui permet d'accéder d'un niveau à un autre, en montant et en descendant, il existe plusieurs types d'escaliers, on cite ceux de notre projet.

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

II.2.2.2. Dimensionnement :

La hauteur h se situe entre 14 et 18 cm ; la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$60 \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm} ;$$

avec $n= H/h$.

$$g = L_0 / (n-1).$$

n : le nombre de contre marche sur la volée ; H : hauteur de la volée.

$n-1$: le nombre de marche ; L_0 : longueur projetée de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée ; L : longueur totale de l'escalier ($L= L_v + L_p$).

La cage d'escalier est la pièce qui contient l'escalier.

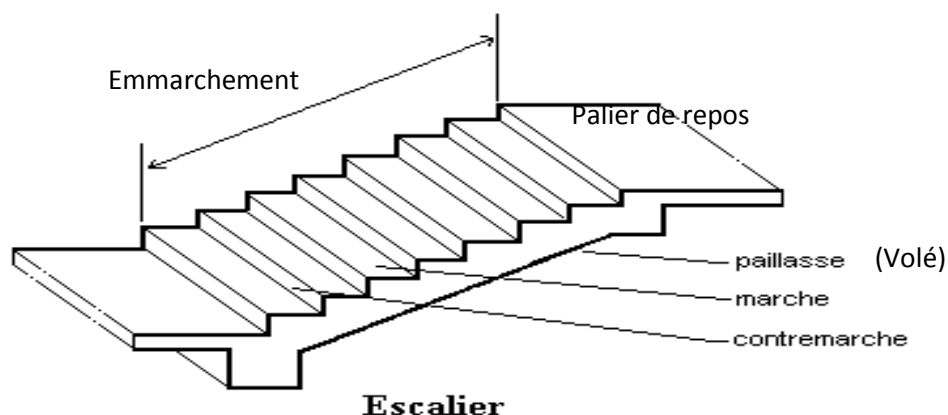


Figure II. 6 Schéma d'escalier

1. Escalier de RDC intérieur (à 3 volées) :

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

$$60 \leq 2 \times h + g \leq 65$$

$$h = \frac{H}{n} \text{ Soit } n = 8 \rightarrow h = \frac{136}{8}$$

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

n = 8 contre marche ; n-1 = 7 marche

On prend g = 30cm

$$60 \leq 2 \times h + g = 64 \leq 65$$

$$\tan \alpha = \frac{136}{210} \rightarrow \alpha = 32,50^\circ$$

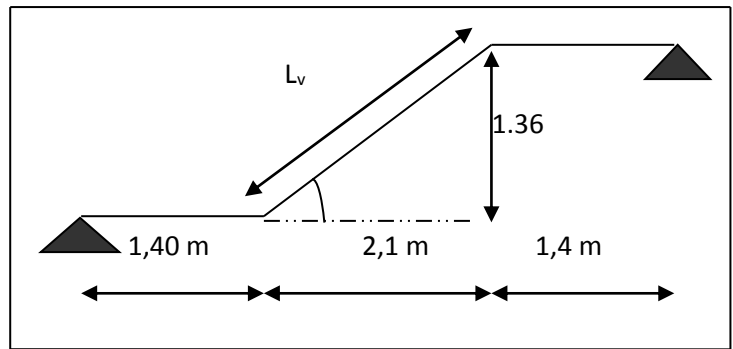


Figure II. 7 Schéma statique d'un escalier intérieur

Epaisseur de la pailleasse :

$$\text{Longueur : } L = L_{pl} + L_{vl} = 1,4 + 1,4 + (1,36^2 + 2,1^2)^{1/2}$$

Tel que L_{pl} : plier de repos + palier de départ

$$L = 5.3 \text{ m}$$

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20} \rightarrow 17,66 < e < 26,5 \rightarrow \text{On pond : } e = 20 \text{ cm}$$

2. Escalier de RDC extérieur (à 3 volées) :

$$h = \frac{H}{n} \text{ Soit } n = 8 \rightarrow h = \frac{170}{10}$$

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

n = 10 contre marche ; n-1 = 10 marche

On prend g = 30cm

$$60 \leq 2 \times h + g = 64 \leq 65$$

$$\tan \alpha = \frac{1,7}{2,7} \rightarrow \alpha = 32,19^\circ$$

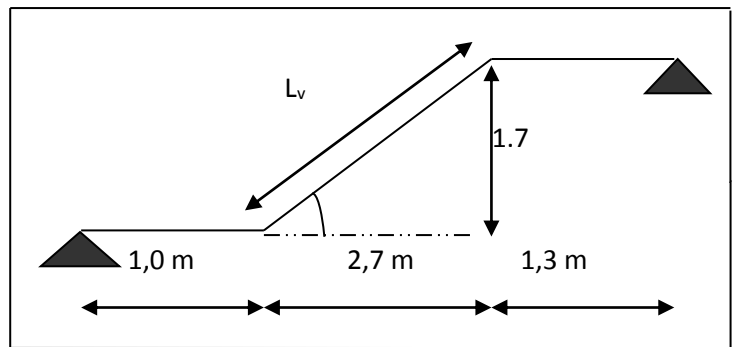


Figure II. 8 Schéma statique d'un escalier extérieur

Epaisseur de la pailleasse :

$$\text{Longueur : } L = L_{pl} + L_{vl} = 1,0 + 1,3 + (1,7^2 + 2,7^2)^{1/2}$$

Tel que L_{pl} : plier de repos + palier de départ

$$L = 5.69 \text{ m}$$

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20}$$

$$\rightarrow 18.3 < e < 27.45$$

$$\rightarrow \text{On pond : } e = 20 \text{ cm}$$

3. Escalier de 1^{er} à 7^{ème} étage :

$$h = \frac{H}{n} \text{ Soit } n=9 \rightarrow h = \frac{153}{9}$$

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

$n = 9$ contre marche ; $n-1 = 8$ marche

On prend $g = 30 \text{ cm}$

$$60 \leq 2 \times h + g = 64 \leq 65$$

$$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.4} \rightarrow \alpha = 32,5^{\circ}$$

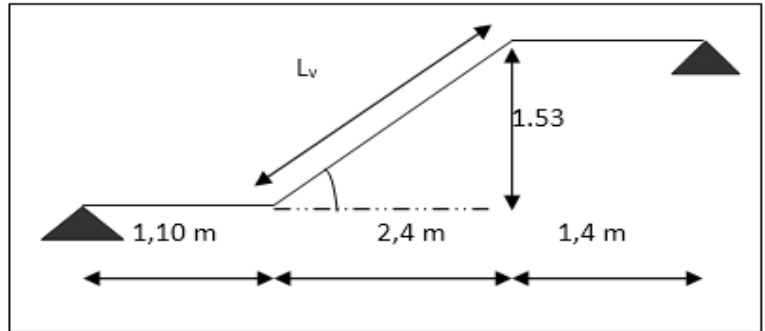


Figure II. 9 Schéma statique d'un escalier 1er à 7ème étage

Epaisseur de la paillasse :

$$\text{Longueur : } L = L_{pl} + L_{vl} = 1,1 + 1,4 + (1,53^2 + 2,4^2)^{1/2}$$

Tel que L_{pl} : plier de repos + palier de départ

$$L = 5,48 \text{ m}$$

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20} \rightarrow 18,26 < e < 27,4 \rightarrow \text{On pond : } e = 20 \text{ cm}$$

II.2.3 L'acrotère :

L'acrotère est un élément encastré à la périphérie du plancher terrasse cet élément est réalisé en béton armé son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales.

Dans notre cas on un seul type :

- Terrasse inaccessible
 $h = 60 \text{ cm}$

Calcul de la section de l'acrotère

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + (0,1 \times 0,03/2) = 0,0685 \text{ m}^2$$

S : surface de la section droite de l'acrotère

Charge permanente :

Poids propre :

$$G = \gamma_b \times S \Rightarrow G = 25 \times 0,0685 = 1,4625 \text{ KN Ce qui}$$

$$\text{donne : } G = 1,4625 \text{ KN/m ; } Q = 1 \text{ KN/m}$$

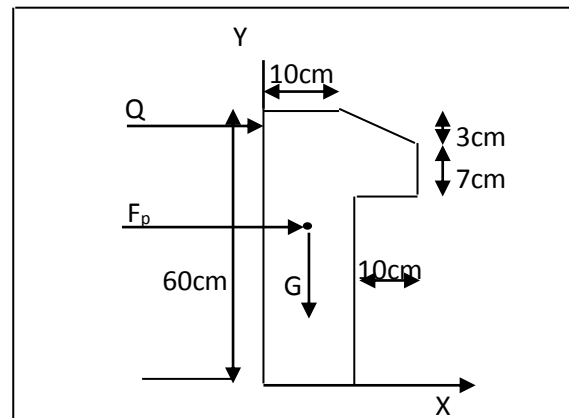


Figure II. 10 Coupe transversale l'acrotère

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1 les poteaux :

Sont des éléments porteurs de système planchers destiné à transmettre les charges aux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple à l'ELU selon les règles de BAEL, On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge tout en vérifiant la recommandation de l'RPA99/2003

Les dimensions des poteaux sont supposées comme suit ainsi que son poids propres :

Tableau II. 1 pré dimensionnement des poteaux

Etage	Sous sol	RDC	1 ^{er}	2 ^{eme} et 3 ^{eme}	4 ^{em} et 5 ^{eme} et	6 ^{eme} et 7 ^{eme}
Dimension (cm ²)	55×55	55×50	55×50	50×50	50×45	45×45
Surfaces (m ²)	0,3025	0,275	0,275	0,25	0,225	0,203
Hauteur d'étage (m)	3.06	4.08	3,06	3.06	3.06	3.06
Poids (KN)	23,14	28,05	21,03	19,125	17.21	15.53

II.3.2 Les poutres :

Sont des éléments horizontaux en béton armée rectangulaire destiné à reprendre les efforts et les transmettre aux poteaux.

❖ **Les poutres principales [P.P]**

Elles sont perpendiculaire aux poutrelles selon BAEL91/99 le pré dimensionnement se fait on utilisant la condition suivante :

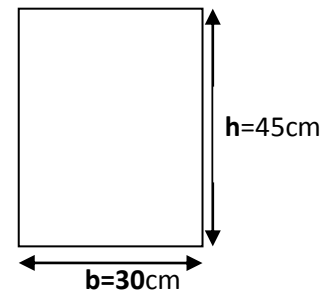
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

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

On suppose des poteaux de (30×30) cm²

$$L_{\max} = 625 - 30 = 595 \text{ cm} \Rightarrow 39,66 \text{ cm} \leq h \leq 59.5 \text{ cm}$$

On prend : h = 45 cm. b = 30cm.



Vérifications :

On doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$; on a $b = 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$; on a $h = 45 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b < 4$; on a $\frac{45}{30} = 1,5 < 4$ condition vérifiée.

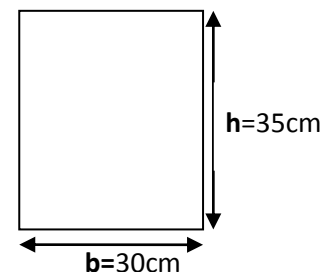
Donc on adopte pour les poutres principales une section de : (b×h) = (30× 45) cm².

❖ **Les poutres secondaires [P.S]**

Elles sont parallèles aux poutrelles

$$L_{\max} = 525 - 30 = 495 \text{ cm} \Rightarrow 33 \text{ cm} \leq h \leq 49.5 \text{ cm}$$

On prend: h= 35cm. b = 30cm.



Vérifications :

- $b \geq 20 \text{ cm}$; on a $b = 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$; on a $h = 35 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b < 4$; on a $\frac{35}{30} = 1,66 < 4$ condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : (b×h) = (30× 35) cm².

II.3.3 Les voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage selon les effets des actions horizontales et à reprendre les efforts verticaux et les transmettent aux fondations. Les dimensions des voiles doivent satisfaire la condition suivante selon l'RPA99/2003 :

- $e \geq \max (h_e/20; 15\text{cm})$
- $L \geq 4e$

h_e : hauteur libre d'étage

L : longueur de voile

1. étage courant :

$$h_e = 306 - 24 = 282\text{cm}$$

$$e = \frac{h_e}{20} = \frac{282}{20} = 14,1\text{cm}$$

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

$$L \geq 60\text{ cm}$$

2. étage RDC :

$$h_e = 408 - 24 = 384\text{cm}$$

$$e = \frac{h_e}{20} = \frac{384}{20} = 19,2\text{cm}$$

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

$$L \geq 80\text{ cm}$$

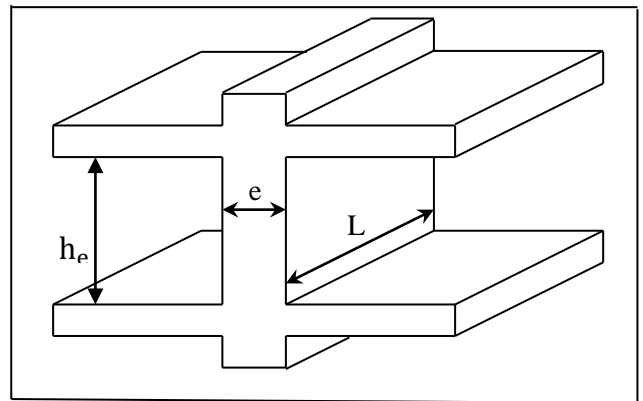


Figure II. 11 Coupe transversale d'un voile

Longueur minimale :

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être $L_{min} \geq 4 e$ ou $L_{min} \geq 15 \times 4 \text{ Cm}$

Soit : $L_{min} = 60 \text{ Cm}$

RDC :

$L_{min} \geq 4 e$ ou $L_{min} \geq 20 \times 4 \text{ Cm}$ soit : $L_{min} = 80\text{cm}$

II.4 Evaluation des charges et des surcharges :

Tableau II. 2 Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Couche de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,2+0,04	3,2
5	Cloisons de séparation	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				5,63
Q étages courant				1,5
Charge d'exploitation Q (étage commercial)				5
Charge d'exploitation Q (étage service)				2,5

Tableau II. 3 Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Etanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Corps creux	/	0,20+0,04	3,2
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				6,75
charge d'exploitation Q				1

Tableau II. 4 Evaluation des charges du balcon en dalle pleine.

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,14	3,5
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Couche de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				4,93
charge d'exploitation Q				3,5

Tableau II. 5 Évaluation des charges revenant plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Etanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	dalle pleine	25	0,14	3,5
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,16
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				7.04
charge d'exploitation Q				1

Tableau II. 6 Évaluation des charges revenant au palier en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,2	4.75
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Couche de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,02	0,27
Charge permanent G				6,18
charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II. 7 Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,19/cos(32.5)	5.63
2	Carrelage	Horizontal	0,02	0,4
		Vertical	0,02×17/30	0,226
3	Mortier de pose	Horizontal	0,02	0,4
		vertical	0,02 ×17,5/29	0,226
4	Enduit de ciment	18	0,02/cos(32,5)	0,42
	Lit de sable	18	0.02	0.36
5	poids des marches	25	0.17/2	2.125
Charge permanent G (KN/m²)				9,78
charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II. 8 Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	/	0,15	1,3
3	Brique creuses	/	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,15
Charge permanent G				2,74

Tableau II. 9 Évaluation des charges revenant aux murs intérieurs

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	18	0,015	0,15
2	Brique creuses	/	0,15	1,2
3	Enduit de ciment	/	0,10	0,9
Charge permanent G				1,2

Tableau II. 10 évaluation des charges des planchers dalles pleines

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	dalle pleine	25	0,14	3.5
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Mortier de pose	20	0,02	0,4
5	Enduit de ciment	18	0,02	0,27
Charge permanent G				6,18
charge d'exploitation Q				2,5

II.5 Descente des charges :

Afin d’assurer la résistance et la stabilité de l’ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s’avèrent nécessaire. , on aura à considérer :

- le poids propre de l’élément.
- la charge de plancher qu’il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d’habitation.

La loi de dégression:

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$. Dans

notre étude on localise les deux poteaux suivant :

- Poteau E2 : à coté de la cage d’escalier
- Poteau F2 : surfaces afférente importante

Poteau F2 :

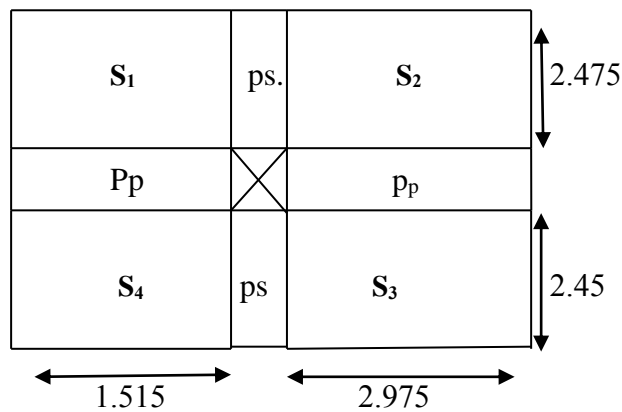


Figure II. 12 Surface afférente du poteau (F2)

a-Surfaces afférentes :

$$S_1 = S_{c \text{ creux}} = 3.749 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = S_{c \text{ creux}} = 7.363 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = S_{c \text{ creux}} = 7.288 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = S_{c \text{ creux}} = 3.711 \text{ m}^2$$

b-Poids des planchers :**Terrasse inaccessible:**

$$G = G_{\text{terrasse}} \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4).$$

$$G = 6.75 \times (22.111) = 149.25 \text{ KN.}$$

$$Q = 1 \times 22.111 = 22.111 \text{ KN.}$$

Plancher étage courant:

$$G = G_{\text{étage}} \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$$

$$G = 5.63 \times (22.111) = 124.485 \text{ KN.}$$

$$Q = 1.5 \times 22.111 = 110.555 \text{ KN.}$$

$$S_{\text{murs}} = (2.45 - 1.3) \times 2.61 + (1.515 - 0.65) \times 2.61 + (2.475 - 1) \times 2.65 = 9.168 \text{ m}^2.$$

$$G_{\text{mur}} = S_{\text{mur}} \times G = 9.17 \times 2.67 = 24.483 \text{ KN}$$

Plancher RDC:

$$G = G_{\text{terrasse}} \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4).$$

$$G = 6.75 \times (22.111) = 149.25 \text{ KN.}$$

$$Q = 5 \times 22.111 = 110.555 \text{ KN}$$

$$h_t = h_e - h_p = 4.08 - 0.45 = 3.63 \text{ m}$$

$$S_{\text{mur}} = (2.45 + 2.475 + 2.975 + 1.515) \times 3.58 = 33.7 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{mur}} = S_{\text{mur}} \times G = 33.7 \times 1.2 = 40.44 \text{ KN}$$

c- Poids propre des poutres :

$$P_p : (30 \times 45) \text{ cm}^2$$

$$P_s : (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

$$G_{PP} = L_{pp} \times S \times 25 = (7.9) \times (0.45 \times 0.30) \times 25 = 26.66 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = L_{PS} \times S \times 25 = (1.515) \times (0.45 \times 0.3) \times 25 = 3.977 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutres}} = G_{PP} + G_{PS} = 30.63 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (17) sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau II. 11 Résultats de la descente de charge du poteau (F2)

Niveau	Elément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
0	Plancher terrasse	149,25	
	Poutres	30,63	
	Poteau	15,53	
SOMME		195,41	22.111
1	venant de 8	195,41	
	Mures	24,48	
	Plancher étage	124,485	
	Poutres	30,63	
	Poteaux	15,53	
SOMME		390,437	55.278
2	venant de 7	390,437	
	Plancher étage	124,485	
	Poutres	30,63	
	Poteaux	17,21	
	Mures	24,48	
SOMME		587,244	86.084
3	venant de 6	587,244	
	Plancher étage	124,485	
	Poutres	30,63	
	Poteaux	17,21	
	mures	24,48	
SOMME		784,051	111.662
4	venant de 5	795,931	
	Plancher étage	124,485	
	Poutres	30,63	
	poteaux	19,125	
	Meurs	24,48	
SOMME		982.773	138.195
5	venant de 4	982,773	
	Plancher étage	124,485	
	Poutres	30,63	
	Poteaux	19,125	
	meurs	24,48	
SOMME		1181.495	154.779
6	venant de 3	1181,495	
	Plancher étage	124,485	
	Poutres	30,63	
	Poteaux	21.03	
	meurs	24,48	
SOMME		1382,122	171.36
7	venant de 2	1382,122	
	Plancher étage	124,485	
	Poutres	30,63	
	Poteaux	28,05	
	meurs	24,48	

SOMME		1589,769	187.946
8	venant de 1	1589,769	
	Plancher RDC	124,485	
	Poutres	30,63	
	Poteaux	23,14	
	meurs	40,44	
SOMME		1808,466	204.53

$Nu=1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (1808,466) + 1,5 \times (204.53)$
 $Nu= 2748.224 \text{ KN.}$

Poteaux E2 :

a-Surfaces afférentes :

Terrasse inaccessible:

$S_1 = S_{c \text{ creux}} = 5.695 \text{ m}^2$
 $S_2 = S_{c \text{ creux}} = 3.749 \text{ m}^2$
 $S_3 = S_{DP} = 4,69 \text{ m}^2$
 $S_4 = S_{c \text{ creux}} = 3.711 \text{ m}^2$

Plancher étage courant:

$S_1 = S_{DP} = 5,695 \text{ m}^2$
 $S_2 = S_{c \text{ creux}} = 3.749 \text{ m}^2$
 $S_4 = S_{c \text{ creux}} = 5.635 \text{ m}^2$
 $S_{pa} = (1,1 \times 2,3) = 2.53 \text{ m}^2$
 $S_{vol} = (1.35 \times 2,3) = 3.105 \text{ m}^2$

b-Poids des planchers :

Terrasse inaccessible:

$G = G_{\text{terrasse}} \times (S_2 + S_4)$
 $G = 6.75 \times (13,155) = 88,76 \text{ Kn/m}$
 $G_{DP} = 7,04 \times 4,69 = 33,02 \text{ Kn/m}$
 $Q = 1 \times 17,85 = 17,85 \text{ KN.}$

Plancher étage courant :

$G = G_{\text{étage}} \times (S_1 + S_2 + S_4) + G_{\text{pal}} \times S_{\text{pal}} + G_{\text{vol}} \times S_{\text{vol}}$
 $G = 5,63 \times (5,695 + 3,749 + 3,712) + 6,18 \times 2,53 + 9,78 \times 3,105 = 120,07 \text{ KN.}$
 $Q = 1,5 \times 13,156 + 2,5 \times (5,635) = 33,82 \text{ KN.}$
 $S_{\text{murs}} = (2,61 \times 1,515) + (1,3 \times 2,61) + (2,45 - 1,3) \times 2,61 = 10,35 \text{ m}^2$

$G_{\text{mur}} = S_{\text{mur}} \times G = 10,35 \times 2,67 = 27,63 \text{ KN}$

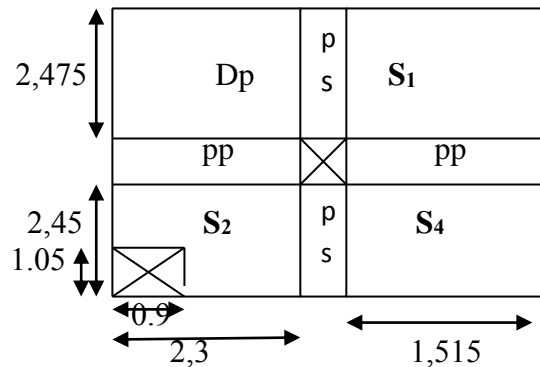
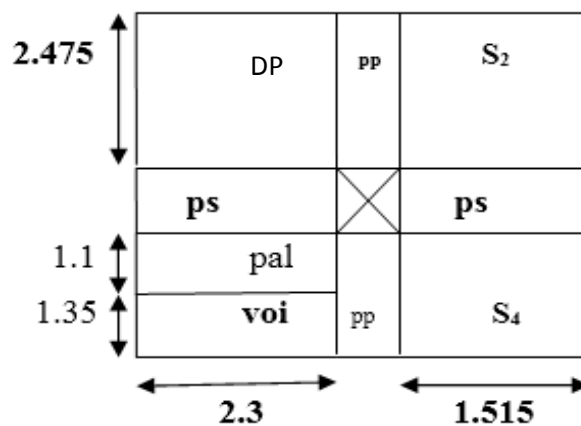


Figure II. 13 Surface afférente du poteau (E2)



Plancher RDC:

$$G = G_{\text{étage}} \times (S_1 + S_2) = 5,63 \times 7,46 = 42 \text{kn/m}$$

$$G_{\text{mur}} = S_{\text{mur}} \times G = 13,742 \times 2,67 = 36,69 \text{KN}$$

$$Q = 5 \times 7,46 = 37,31 \text{KN}$$

c-Poids propre des poutres :

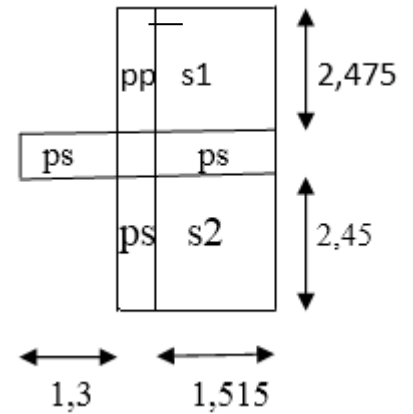
$$P_p : (30 \times 45) \text{ cm}^2$$

$$P_s : (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

$$G_{PP} = L_{pp} \times S \times 25 = (4,925) \times (0,45 \times 0,30) \times 25 = 16,62 \text{KN}$$

$$G_{PS} = L_{PS} \times S \times 25 = (3,815) \times (0,35 \times 0,3) \times 25 = 10,014 \text{KN}$$

$$G_{\text{Poutres}} = G_{PP} + G_{PS} = 26,63 \text{ KN}$$



Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (F2) sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau II. 12 Résultats de la descente de charge du poteau (E2) :

Niveau	Elément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
0	Plancher terrasse	121,78	
	Poutres	26,63	
	Poteau	15,53	
SOMME		163,94	17,85
1	venant de 8	163,94	
	murs	27,63	
	Plancher étage	120,07	
	Poutres	26,63	
	Poteaux	15,53	
SOMME		353,44	51,67
2	venant de 7	353,44	
	Plancher étage	120,07	
	Poutres	26,63	
	Poteaux	17,21	
	murs	27,63	
SOMME		545,14	82,108
3	venant de 6	545,14	
	Plancher étage	120,07	
	Poutres	26,63	
	Poteaux	17,21	
	murs	27,63	
SOMME		736,68	109,164
4	venant de 5	736,68	
	Plancher étage	120,07	
	Poutres	26,63	
	poteaux	19,125	
	Meurs	27,63	
SOMME		930,14	136,22

5	venant de 4	930,14	
	Plancher étage	120,07	
	Poutres	26,63	
	Poteaux	19,125	
	meurs	27,63	
SOMME		1123,6	153,13
6	venant de 3	1123,6	
	Plancher étage	120,07	
	Poutres	26,63	
	Poteaux	21,03	
	meurs	27,63	
SOMME		1318,96	170,04
7	venant de 2	1318,96	
	Plancher étage	120,07	
	Poutres	26,63	
	Poteaux	28,05	
	meurs	27,63	
SOMME		1521,34	186,95
8	venant de 1	1521,34	
	Plancher RDC	42	
	Poutres	26,63	
	Poteaux	23,14	
	meurs	36,69	
SOMME		1667,8	201,06

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (1667,80) + 1,5 \times (201,06)$$

$$N_u = 2553,12 \text{ KN.}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (F2).

II.6 Vérification pour le poteau:

Selon le BAEL (art B.8.1,1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$N_u^* = N_u \times 1,1 = 2023,04 \text{ KN}$$

On doit vérifier le poteau selon les critères suivants,

- vérification à la compression simple.
- vérification au flambement
- vérification de la condition de RPA99/2003.

a. Vérification à la compression simple :

Exemple de calcul poteau (55×55)

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 * f_c 28}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3023,04}{0,3022} \times 10^{-3} = 10,003 \text{ Mpa}$$

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II. 13 Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveau	Nu (KN)	La section (m ²)	Condition $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$		Observation
			σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	
Sous sol	3023,04	0,55×0,55	10,134	14,2	Vérifier
RDC	2670.92	0,55×0,50	9,84	14,2	Vérifier
1	2009.91	0,55×0,50	8,60	14,2	Vérifier
2	1827,18	0,50×0,50	8,151	14,2	Vérifier
3	1687.43	0,50×0,50	6,83	14,2	Vérifier
4	134856	0,50×0,45	6,072	14,2	Vérifier
5	1014.10	0,50×0,45	4,57	14,2	Vérifier
6	671.0	0,45×0,45	3,36	14,2	Vérifier
7	293,667	0,45×0,45	1,63	14,2	Vérifier

b. Vérification au flambement :

D’après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{cm}^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l’élancement (λ)
- A_s : section d’armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l’acier.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases}$$

$$\lambda = l_f / i$$

Tel que $l_f = 0,7 \times L_0$: Longueur de flambement.

L_0 : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} : \text{rayon de giration} \quad ; \quad I = \frac{h \times b^3}{12} : \text{Moment d'inertie.}$$

Exemple de calcul :

❖ **Vérification du poteau à la base (poteau du sous sol)**

On a : $L_0 = 3,06 - 0,5 = 2,56m$

$$I = \frac{0,55 \times 0,55^3}{12} = 7,6255 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \quad ; \quad B = 0,55 \times 0,55 = 0,3025 \text{ m}^2.$$

$$i = \sqrt{\frac{0,0076255}{0,3025}} = 0,1587 \text{ m} . \text{ Ce qui donne : } \lambda = 1,792 / 0,1587 = 11,29 < 50$$

donc : $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,833$

Selon le BAEL : $A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$; On prend $A_s = 0,8\% B_r$.

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))} = \frac{3062,74}{0,832 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} \times 10^{-3} = 0,167 \text{ m}^2$$

Or dans notre cas, $B_r = (55 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0,281 \text{ m}^2 > 0,167 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II. 14 Vérification au flambement des poteaux.

Etages	Nu*	i	λ	α	condition $B_r > B_{\text{calculé}}$		Observation
					B_r	$B_{\text{calculé}}$	
Sous sol	3023,04	0,1587	11,52	0,833	0,281	0,167	Vérifiée
RDC	2670,92	0,159	15,76	0,816	0,254	0,148	Vérifiée
1	2009,91	0,159	11,27	0,832	0,254	0,129	Vérifiée
2	1827,18	0,144	12,44	0,829	0,230	0,111	Vérifiée
3	1687,43	0,144	12,44	0,829	0,230	0,093	Vérifiée
4	1348,56	0,144	12,44	0,829	0,206	0,075	Vérifiée
5	1014,10	0,144	12,44	0,829	0,206	0,056	Vérifiée
6	671,0	0,129	13,89	0,824	0,185	0,037	Vérifiée
7	293,667	0,129	13,89	0,824	0,185	0,018	Vérifiée

II.7 Conclusion :

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

➤ Plancher :

- ❖ Plancher à corps creux est (20+4)
- ❖ Pour les dalles pleine $e = 14 \text{ cm}$
- ❖ Pour la dalle pleine de (RDC) $e=20\text{cm}$

➤ Poutres :

- ❖ Poutres principales : $30 \times 45 \text{ cm}^2$
- ❖ Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{ cm}^2$

➤ Escalier

- ❖ La volée et le palier nous avons adopté une épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

➤ voile :

- ❖ Nous avons adopté une épaisseur :
 - étage courant : $e = 15 \text{ cm}$.
 - étage RDC : $e=20 \text{ cm}$

➤ Poteaux :

- ❖ Sous-sol est de la section $(55 \times 55) \text{ cm}^2$.
- ❖ RDC et 1^{er} étage est de la section $(55 \times 50) \text{ cm}^2$.
- ❖ 2^{ème} et 3^{ème} étage est de section $(50 \times 50) \text{ cm}^2$.
- ❖ 4^{ème} et 5^{ème} étage est de section $(50 \times 45) \text{ cm}^2$.
- ❖ 6^{ème} et 7^{ème} étage est de section $(45 \times 45) \text{ cm}^2$.

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Concernant ce chapitre on s'intéressera uniquement sur l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement, afin d'évaluer les charges sur l'élément considéré, et calculer les sollicitations les plus défavorable pour déterminer la section d'acier nécessaire pour reprendre ces charges.

III.2. Etude des planchers :**III.2.1. Plancher à corps creux :**

Plancher à corps creux est constitué d'hourdis et d'une dalle pleine de compression, il est généralement utilisé dans les bâtiments courants, avec une bonne isolation thermique.

III.2.1.1 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple et au cisaillement comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour cela nous disposons deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

❖ **Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91):**

Cette méthode est applicable si les conditions suivantes sont satisfaites :

- 1) Plancher a surcharge modérée $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$.
- 2) Les moments d'inertie des sections transversale sont égaux dans les différentes travées.
- 3) La fissuration est peu nuisible.
- 4) Le rapport entre deux travée successive (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0,8 et 1,25.

Valeurs des moments :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = \frac{M_d + M_g}{2} \geq \max(1,05; 1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Travée de rive.} \\ t \geq 1 + \frac{0,3\alpha^2}{2} M_0 \rightarrow \text{Travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Avec : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}M_g$ et M_d sont pris avec valeurs absolue.

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

$$\mathbf{M_a} = \left\{ \begin{array}{l} -0,6M_0: \text{ sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0: \text{ sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ 0,4M_0: \text{ sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{array} \right.$$

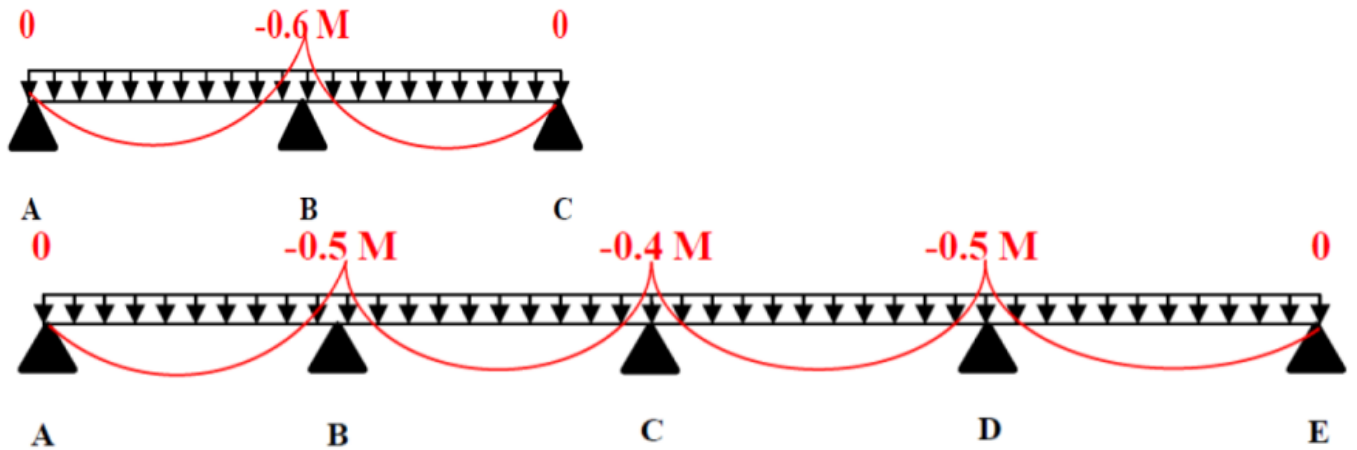


Figure .III 1 Diagramme des moments aux appuis pour une poutre a 2 et a plus de 2 travées.

Avec, M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (aucun ferrailage) seulement le BAEL91 exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0,15 \times M_0$ Tel que $M_0 = \text{Max}(M_01, M_0n)$.

Valeurs des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = ql/2$ sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives ou :

$$\begin{cases} 1,15 V_0 : \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1,10 V_0 : \text{Pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

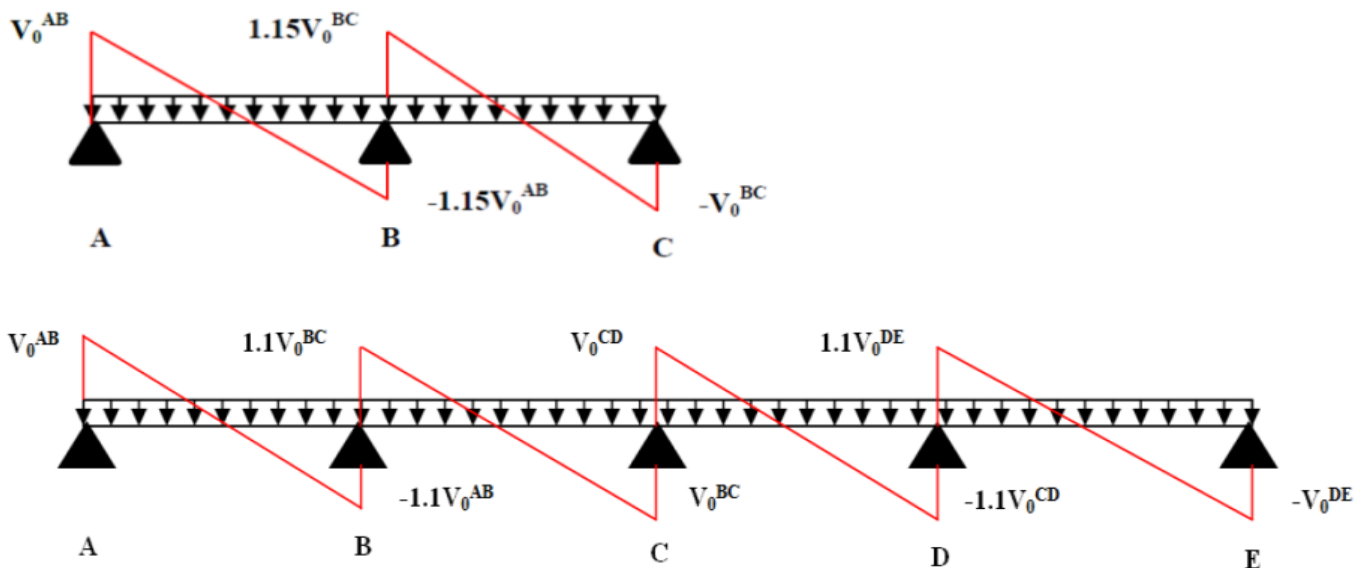


Figure .III 2 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre a 2 et a plus de 2 travées.

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

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevée ($Q \geq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$).
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 :

Moment en travée :

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

Avec : $M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (l - x)$; $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

Moment en appuis :

$$M_I = - \frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)} \dots\dots\dots \text{(BAEL.Art.L.III.3)}$$

l'_g, l'_d : Longueurs fictives .

- **qg, qd** : 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 :

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

❖ **Les différents types des poutrelles :**

Tableau .III 1 Type de poutrelles

Type	Schémas statiques
Type 1 <i>RDC</i> + étage courant (2-7) étage service + T.I	

➤ **Choix de la méthode de calcul des sollicitations :**

On dispose dans nos types, deux natures de poutrelles :

O Poutrelles isostatiques : le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

O Poutrelles continues : le calcul des sollicitations se fait soit par la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Tableau .III 2 Choix des méthodes de calculs pour les différents types des poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1	Vérifiées	$\left\{ \begin{array}{l} Q^{max} = 5KN/m \leq \min(5KN/m^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = constant \end{array} \right.$	Méthode forfaitaire
Type 2	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 3 4 5	/	Poutrelle isostatique	Méthode RDM

On va étudier un exemple de calcul pour chaque méthode (forfaitaire et Caquot) :

1-Méthode forfaitaire :

III.2.1.1. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 1 (étage courant))

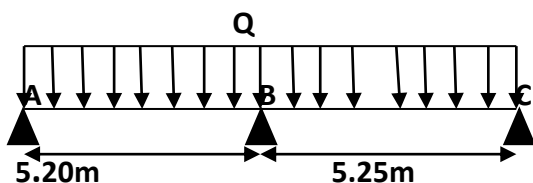


Figure .III 3Schéma statique de la poutrelle (type 1)

. Calcul des charges revenant sur la poutrelle avec les combinaisons d'actions

$G = 5.63 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

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

ELU :

$q_u = P_u \times l_0$

$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) 0,65$

$q_u = 6.40 \text{ KN/m}$

ELS :

$q_s = P_s \times l_{0qs} = (G+Q) 0,65$

$q_s = 4.63 \text{ KN/m}$

➤ **Calcul des sollicitations (M, V) M_0^{AB}**

En utilisant la méthode forfaitaire on calcul des sollicitations

□ **Moment isostatique :**

$$\text{ELU} \begin{cases} \text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6.4 \times 5.2^2}{8} = 21.63 \text{ kn. m} \\ \text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{p_u l_{BC}^2}{8} = \frac{6.4 \times 5.25^2}{8} = 22.05 \text{ kn. m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{p_s l_{AB}^2}{8} = \frac{4.63 \times 5.2^2}{8} = 15.65 \text{ kn. m} \\ \text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{p_s l_{BC}^2}{8} = \frac{4.63 \times 5.25^2}{8} = 15.95 \text{ kn. m} \end{cases}$$

➤ **Moments aux appuis :**

❖ **Appuis de rive :**

Au niveau des appuis de rive, le moment est nul, mais il faut mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égale à $0,15 \times M_0$.

Avec : $M_0 = \max(M_0^{AB}; M_0^{BC})$

Donc $\begin{cases} \text{ELU : } M_u^{RIV} = -3.307 \text{ KN. m} \\ \text{ELS : } M_s^{RIV} = -2.39 \text{ KN. m} \end{cases}$

❖ **Appuis intermédiaires :**

A l'ELU : $MB = -0,6 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0,6 \times 22.05 = -13.235 \text{ KN.m}$

A l'ELS : $MB = -0,6 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0,6 \times 15.95 = -9.58 \text{ KN.m}$

➤ **Moments en travées :**

On a : $M_t + \frac{Mg + Md}{2} \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0 \dots \dots \dots (1)$

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0(\text{travée de rive}) \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0(\text{travée intermediaire}) \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{q}{G+q} = \frac{1.5}{5.63+1.5} = 0.210 \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1.063 \\ \frac{(1.2+0,3\alpha)}{2} = 0.63 \end{cases}$$

Travée AB : $\begin{cases} ELU : M_t = 16.38 \text{ KN.m} \\ ELS : M_t = 11.86 \text{ KN.m} \end{cases}$

Travée BC : $\begin{cases} ELU : M_t = 16.83 \text{ KN.m} \\ ELS : M_t = 12.18 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Effort tranchant :**

Travée AB : $\begin{cases} V_A = -\frac{ql}{2} = 16.64 \text{ KN.} \\ V_b = -\frac{1.15ql}{2} = 19.13 \text{ KN.} \end{cases}$

Travée BC : $\begin{cases} V_B = \frac{1.15ql}{2} = 19.32 \text{ KN.} \\ V_C = -\frac{ql}{2} = 16.80 \text{ KN.} \end{cases}$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau .III 3 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du E.C

Types	La méthode	ELU			ELS		
		Evaluation des moments			Effort tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments	
		Ma riv (KN.m)	Ma inter (KN.m)	M ^t (KN.m)		M _{int} m riv	M _t
Type 1	Forfaitaire	-3.307	-13.23	16.83	19.32	-9.58	12.18

Tableau .III 4 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du E.S

Types	La méthode	ELU			Effort tranchant $V_u(KN)$	ELS	
		Evaluation des moments				Evaluation des moments	
		Ma riv (KN.m)	Ma inter (KN.m)	M ^t (KN.m)		M _{intriv}	M _t
Type 1	Forfaitaire	-3.81	-15.27	20.16	22.3	-10.93	14.43

Tableau .III 5 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de T.I

Types	La méthode	ELU			Effort tranchant $V_u(KN)$	ELS	
		Evaluation des moments				Evaluation des moments	
		Ma riv (KN.m)	Ma inter (KN.m)	M ^t (KN.m)		M _{intriv}	M _t
Type 1	Forfaitaire	-3.49	-14.26	17.82	20.82	-10.41	13.01

Tableau .III 6 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de RDC

Types	La méthode	ELU			Effort tranchant $V_u(KN)$	ELS	
		Evaluation des moments				Evaluation des moments	
		Ma riv (KN.m)	Ma inter (KN.m)	M ^t (KN.m)		max M _{ariv intr}	M _t
Type 1	Forfaitaire	-5.07	-20.29	28.44	29.62	-14.28	20.02

2.1.4. Ferrailage des poutrelles :
Ferrailage longitudinal :

Les poutrelles vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales.

Exemple de calcul (type 1 de E.C) :

Données :

$f_e = 400 \text{ MPA}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; $h = 24 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ MPA}$; $b = 60 \text{ cm}$;
 $b_0 = 12 \text{ cm}$. $d = 22 \text{ cm}$

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_t = 16.83 \text{ kn.m} \\ M_{ariv} = -3.3 \text{ kn.m} \\ M_{aint} = -13.23 \text{ kn.m} \end{array} \right. \quad V = 19.32 \text{ kn}, \quad \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} M_t = 12.18 \text{ kn.m} \\ M_{aint} = -9.58 \text{ kn.m} \end{array} \right.$$

➤ **Ferrailage en travée :**

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 10^3 \times 0,6 \times 0,04 \left(0,22 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 68.16 \text{ KN.m} > M_{tu} = 16.83 \text{ KN.m}$$

Le calcul sera mené pour une section rectangulaire $b \times h$ (0,6×0,24).

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.01683}{14,2 \times 0,65 \times 0,22^2} = 0.0408 < 0.186 \quad \rightarrow, \quad \text{Pivot A} \quad (A' = 0)$$

$$\text{avec : } A_t = \frac{M_{tu}}{Z \times f_{st}}; \quad f_{st} = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0521 \quad ; \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.215 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{Z \times f_{st}} = \frac{16.83 \times 10^{-3}}{0.215 \times 348} = 2.246 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_{min} = 1.59 \text{ cm}^2 < A_t = 2.146 \text{ cm}^2$$

On prend : 3 HA 10 = 2.36 cm²

➤ **Ferrailage aux appuis :**

La table de compression se trouve dans le zone tendue car le moment est négatif, donc on va considérer une section (b₀, h) ; (0,12 ; 0,24) m².

✓ **Appui intermédiaire :**

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{0.01323}{14,2 \times 0,12 \times 0,22^2} = 0.160 < 0.186 \quad \rightarrow \text{Pivot A } (A' = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,219 \quad ; \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.20\text{m.}$$

$$A_a = \frac{M_{tu}}{Z \times f_{st}} = \frac{13.23 \times 10^{-3}}{0.2 \times 348} = 1.89 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} A_{\min} = 0.32 \text{ cm}^2 < A_a = 1.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_a = 1 \text{ HA } 12 + 1 \text{ HA } 10 = 1.92 \text{ cm}^2$$

✓ **Appui de rive :**

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{0.0033}{14,2 \times 0,12 \times 0,22^2} = 0.04 < 0.186 \quad \rightarrow \text{Pivot A } (A' = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,051 \quad ; \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.215\text{m.}$$

$$A_a = \frac{M_{tu}}{Z \times f_{st}} = \frac{3.30 \times 10^{-3}}{0.215 \times 348} = 0.44 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.32 \text{ cm}^2 < A_a = 0.44 \text{ cm}^2 \text{ c.v}$$

$$\text{On prend : } A_a = 1 \text{ HA } 10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

• **Vérifications à ELU :**

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

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right] = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow V^{\max} = 19,32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{19,32 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,22} = 0,73 \text{ Mpa} \quad ;$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots \text{ vérifiée.}$$

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

❖ **Armatures transversales:**

Donné par : $\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min}) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (12 \text{ mm} ; 6.85 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}) = 6.85 \text{ mm}$

On adopte à un étrier $\Phi 8$. Donc la section d'armatures transversales sera :

$$A_t = 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2.$$

❖ **Espacement S_t :**

$$S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 19,8 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,8 \times 400 \times 1,01}{12 (0,809 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 421,23 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$S_t \leq$$

$$S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{0,4 \times b_0} = \frac{400 \times 1,01}{0,4 \times 12} = 84,17 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

$$S_t = \min (1; 2; 3); \text{ soit } : S_t = 15 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{ MPa}$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 24 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{0,24 \times 19,32 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,22 \times 0,6 \times 0,04} = 0,975$$

$$0,9975 \text{ MPA} \leq \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement à la jonction table-nervure.

❖ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

✓ **Appuis de rive :**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 19,32 \times 10^{-3} \Rightarrow A_l^{min} \geq 0,55 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 4\text{HA}10 = 3,16 \text{ cm}^2 > 0,52$ condition vérifiée.

✓ **Appuis intermédiaires :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(19,32 \times 10^{-3} - \frac{13,23 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,22} \right)$$

$A_l = -1,36 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

❖ **Vérification de la bielle :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d ; (40 - 4)\text{cm}) = 19,8\text{cm}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

$V_u = 19,32 \text{ KN} < 0,267 \times 0,198 \times 0,12 \times 25 \times 10^3 = 158,60 \text{ KN}$Condition vérifiée

• **Vérifications à l'ELS :**

Les vérifications nécessaires sont les suivants :

➤ Vérification des contraintes

➤ Vérification de la flèche

✓ **Vérification des contraintes :**❖ **En travée :**✓ **Position de l'axe neutre (H) :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -157,2 < 0$$

\Rightarrow L'axe neutre passe par la table de compression, vérification des contraintes pour une section en T.

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul de y et I :**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15 \cdot A + (b - b_0) \cdot h_0] \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d) - \frac{(b - b_0) h_0^2}{2} = 0 \Leftrightarrow 6 y^2 + 227,4 y - 1162,8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 282$$

$$y = 4.54 \text{ cm}$$

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

$$= \frac{60 \times (1,54)^3}{3} - (60 - 12) \frac{(4.54 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.36(22 - 4.54)^2$$

$$I = 12663.3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.18 \times 10^{-3}}{126663.3 \times 10^{-8}} \times 4.54 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 4.37 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appui intermédiaire :

Le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

✓ **Calcul de y et I :**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \quad \Leftrightarrow \quad y = 6.96 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 I = 5725.62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.58 \times 10^{-3}}{5725.62 \times 10^{-8}} \times 6.96 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 11,64 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

3-Etat limite de déformation :

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

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

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

Données :

$L = 5,25m$; $M_{ts} = 16.83KN.m$. $L_0 = 65$ cm

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

1) $h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h = 24 \text{ cm} < 26.7 \text{ cm} \dots \dots \dots$ non vérifiée

2) $A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow A = 3,37 \text{ cm}^2 > 2,36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifiée

3) $L < 8 \text{ m} \Leftrightarrow L = 5,25 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots$ vérifiée

Puisque la première condition n'est pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$\Delta f \leq \bar{f}$; $l > 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0,5 = \frac{530}{1000} + 0,5 = 10,25 \text{ mm}$

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

$G = 5.63 \text{ KN}$; $Q = 1.5 \text{ KN}$; $j = G - G^{\text{revêtement}} = 4.2 \text{ KN.m}$

$q_{jser} = 0,65 \times j = 0.65 \times 4.20 = 2.73 \text{ KN/m}$.

$q_{gser} = 0.65 \times 5,63 = 3,66 \text{ KN/m}$.

$q_{pser} = 0.65(G+Q) = 0.65(5.63+1.5) = 4.63 \text{ kn/m}$

$M_t = 0.763 M_0$

$M_{gser} = \frac{q_g \times L^2}{8} \times 0.763 = 9.62 \text{ KN.m}$

$M_{jser} = \frac{q_j \times L^2}{8} \times 0.763 = 7.18 \text{ KN.m}$

$M_{pser} = \frac{q_p \times L^2}{8} \times 0.763 = 12.18 \text{ KN.m}$

✓ **Modules de Young instantané et différé**

$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$

✓ **Coefficients λ, μ**

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

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 4.52 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,808 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 23} = 0.893 \%$$

$$\begin{cases} y = 4.65\text{m} \\ I = 0.000126613 \text{ m}^4 \end{cases}$$

Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 148.348\text{Mpa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 198.76\text{Mpa} ;$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 251.65\text{Mpa}$$

Inerties fictives (If) :

$$\begin{cases} \mu_j = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stj} + f_{t28}}\right) = 0.503 \\ \mu_g = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{284 \times \rho \times \sigma_{stg} + f_{t28}}\right) = 0.60 \\ \mu_p = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stp} + f_{t28}}\right) = 0.688 \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés**

$$Y_G = \frac{(b \times h_0 \times \frac{h_0}{2}) + (b_0 \times (h - h_0) \times (h_0 + \frac{h - h_0}{2})) + 15.A.d}{bh_0 + b_0(h - h_0) + 15.A} = 8.961\text{cm}$$

$$y_G = 0,0896 \text{ m} \Rightarrow I_0 = \frac{byG^3}{3} + \frac{b_0(h - yG)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(yG - h_0)^3}{3} + 15A(d - yG)^2$$

$$I_0 = 32061.83 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 1.077 \times 10^{-4} \text{ cm}^4 \\ I_{fgi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 9.5 \times 10^{-5} \text{ cm}^4 \end{cases} \quad \begin{cases} I_{fpi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 8.77 \times 10^{-5} \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 1.69 \times 10^{-4} \text{ cm}^4 \end{cases}$$

Evaluation des flèches :

$$\begin{cases} f_{ji} = M_{serj} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 5.66\text{mm} \\ f_{gi} = M_{serg} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 8.599\text{mm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_{pi} = M_{serp} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 11.79\text{mm} \\ f_{gv} = M_{serg} \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 14.5\text{mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 12.03 \text{ mm} > \bar{f} = 10,25 \text{ mm} \text{ la flèche n'est pas vérifiée.}$$

Solution adoptée : La condition de la flèche n'est pas vérifiée, donc on augmente la section A

Tableau .III 7 Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	U _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
RDC	Travée	28.44	0.0689	0.089	0.212	3.85	1.59	2HA14+1HA12= 4.21cm ²
	Appui inter	-20.29	0.264	0.36	0.188	3.02	0.32	2HA14=3.08cm ²
	Appui de rive	-5.07	0.0113	0.0142	0.218	0.67	0.32	1HA10= 0.79 cm ²
Etage courant	Travée	16.83	0.0408	0.052	0.215	2.24	1.59	3HA10=2.36 cm ²
	Appui inter	-13.23	0.160	0.219	0.20	1.89	0.32	1HA12+1HA10 = 1.92cm ²
	Appui de rive	-3.307	0.0074	0.0092	0.219	0.43	0.32	1HA10= 0.79 cm ²
Etage service	Travée	20.16	0.045	0.057	0.215	2.69	1.59	2HA10+1HA12 = 2.7cm ²
	Appui inter	-15.27	0.034	0.043	0.216	2.02	0.32	2HA12 = 2.26cm ²
	Appui de rive	-3.81	0.0085	0.011	0.219	0.5	0.32	1HA10= 0.79 cm ²

Terrasse inaccessible	<i>Travée</i>	17.82	0.0432	0.055	0.215	2.38	1.59	2HA10+1HA12=2.7 cm²
	<i>Appui inter</i>	-14.46	0.175	0.242	0.198	2.092	0.32	2HA12=2.26 cm²
	<i>Appui de rive</i>	-3.49	0.042	0.054	0.215	0.466	0.32	1HA10= 0.79 cm²

Tableau .III 8 Vérification des poutrelles à l'ELU des différents niveaux

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min}(cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c2}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
Etages courants	0.69 < 3,33	2.36 > 0,526	2.36 > -1.39	18.32 < 158.59	0,92 < 3,33
RDC	1.12 < 3,33	4.21 > 0,85	4.21 > -2.1	29.62 < 158.59	1.49 < 3.33
Etages service	0,844 < 3,3	2,7 > 0,64	2,7 > -1,57	22.30 < 158,59	1,126 < 3,33
T.I	0.75 < 3.33	2.7 > 0.57	2.7 > -1.58	19.88 < 158.59	1.01 < 3.33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Vérification des poutrelles aux états limites (ELS) :

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau .III 9 Vérification des contraintes à l'ELS

Niveau	Endroit	$M_s (KN.m)$	$A_s (cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	Contraintes $\sigma \leq \sigma (MPa)$	Observation
RDC	<i>Travée</i>	20.73	4.21	4.54	12663.3	7.43 < 15	CV
	<i>Appui</i>	-14.28	3.05	6.96	5725.62	17.35 < 15	N.V
Etage courant	<i>Travée</i>	12.18	2.36	4.54	12663.3	4.36 < 15	cv
	<i>Appui</i>	-9.58	1.92	6.96	5725.62	11.64 < 15	cv

Etages service	<i>Travée</i>	14.43	2,7	4,54	12663.3	5,173<15	cv
	<i>Appui</i>	-10.93	2,26	6,96	5725.62	13,286<15	cv
<i>Terrasse inaccessible</i>	<i>Travée</i>	13.01	2.7	4.54	12663.3	4.66<15	cv
	<i>Appui</i>	-10.41	2.26	6.96	5725.62	12.65<15	C v

Tableau .III 10 Vérification de la flèche a l'ELS

<i>Niveau</i>	<i>RDC</i>	<i>Etage service</i>	<i>Etage courant</i>	<i>Terrasse inaccessible</i>
<i>L (m)</i>	5.25	5.25	5.25	5.25
<i>q_{jser}(KN/m)</i>	2.73	2.73	2.73	0.208
<i>q_{gser}(KN/m)</i>	3.66	3.66	3.66	4.39
<i>q_{pser}(KN/m)</i>	6.90	5.28	4.63	5.03
<i>M_{jser}(KN/m)</i>	7.80	7.43	7.18	5.37
<i>M_{g ser}(KN/m)</i>	10.46	9.96	9.62	11.34
<i>M_{pser}(KN/m)</i>	19.73	14.37	12.18	12.91
<i>I (cm4)</i>	20789	14370	12661.3	14193
<i>I₀ (cm4)</i>	37687	33915	32061.83	32920
<i>λ_i</i>	2.57	4.02	4.52	3.95
<i>λ_v</i>	1.03	1.608	1.808	1.57
<i>σ_{j st}(MPa)</i>	92.16	134.5736	148.348	97.60
<i>σ_{g st}(MPa)</i>	123.55	180.417	198.76	206.34
<i>σ_{p st}(MPa)</i>	232.93	260.274	251065	234.62
<i>μ_j</i>	0.539	0.516	0.503	0.39
<i>μ_g</i>	0.631	0.612	0.60	0.65
<i>μ_p</i>	0.783	0.711	0.688	0.68
<i>I_{fji}(cm4)</i>	17341	12122	10770	14107

$I_{f_{gi}}(\text{cm}^4)$	15769	10777	9500	10143
$I_{f_{pi}}(\text{cm}^4)$	13730	9662	8770	9765.3
$I_{f_{gv}}(\text{cm}^4)$	25101	18797	16900	17855
$f_{ji}(\text{cm})$	0.383	0.52	0.566	0.323
f_{gi}	0.564	0.784	0.859	0.949
f_{pi}	1.220	1.263	1.179	1.123
f_{gv}	1.062	1.350	1.45	1.618
$\Delta f(\text{cm})$	1.336	1.307	1.203	1.468
$f_{adm}(\text{cm})$	1.025	1.025	1.025	1.025
Observation	N.V	N.V	N.V	N.V

Remarque :

✓ Au niveau de l'étage courant la flèche n'est pas vérifiée, avec une section d'armatures A travée = 2,36 cm². Donc on doit augmenter la section d'armatures.

On opte : $A_t = 3\text{HA}10 = 2,36\text{cm}^2$.

Ce qui donne : $\Delta f = 0,94\text{ cm}$ **La flèche est vérifiée**

✓ Au niveau de l'étage service la flèche n'est pas vérifiée, avec une section d'armatures A travée = 2,7 cm². Donc on doit augmenter la section d'armatures.

On opte : $A_t = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 2,7\text{ cm}^2$.

Ce qui donne : $\Delta f = 1,023\text{ cm}$

La flèche est vérifiée

✓ Au niveau de T.I la flèche n'est pas vérifiée, avec une section d'armatures A travée = 2,7 cm². Donc on doit augmenter la section d'armatures.

On opte : $A_t = 2\text{HA}10 + \text{HA}12 = 2,71\text{ cm}^2$.

Ce qui donne : $\Delta f = 0,994\text{ cm}$

La flèche est vérifiée

✓ Au niveau de RDC la flèche n'est pas vérifiée, avec une section d'armatures A travée = 4.21 cm². Donc on doit augmenter la section d'armatures.

On opte : $A_t = 2\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 4,21\text{ cm}^2$.

Ce qui donne : $\Delta f = 1,02\text{ cm}$

La flèche est vérifiée

Tableau .III 11 Schéma de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appuis intermédiaire	Appui de rive
<p>Planche</p> <p>RDC</p>	<p>1HA14</p> <p>2HA14+H12</p>	<p>2HA14</p> <p>2HA14+H12</p>	<p>1HA14</p> <p>2HA14+H12</p>
<p>Plancher</p> <p>Etage service</p>	<p>1HA12</p> <p>2HA10 1HA12</p>	<p>2HA12</p> <p>2HA10+1HA12</p>	<p>1HA12</p> <p>2HA10+1HA12</p>
<p>Plancher</p> <p>Etage courant (2-7) étage</p>	<p>1HA10</p> <p>3HA10</p>	<p>1HA10 1HA12</p> <p>3HA10</p>	<p>1HA10</p> <p>3HA10</p>
<p>Plancher</p> <p>Terrasse inaccessible</p>	<p>1HA12</p> <p>2HA10+HA12</p>	<p>2HA12</p> <p>2HA10+HA12</p>	<p>1HA12</p> <p>2HA10+HA12</p>

III.2.1.2. Etude de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{500} \times 100 = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

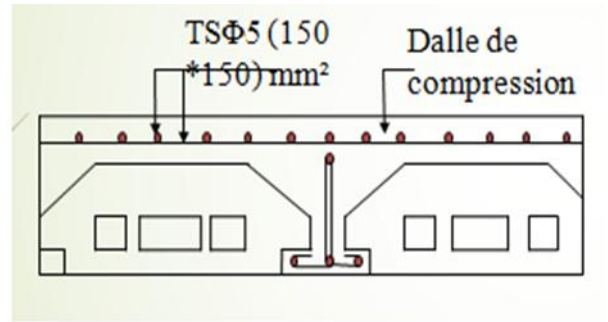


Figure .III 4 ferrailage de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser : 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles, et 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Soit {un trellis soudé TS ϕ5 150 × 150. avec st=15cm ≤ 20cm.....vérifiée

III.2.2 Etude et ferrailage des planchers dalles pleines :

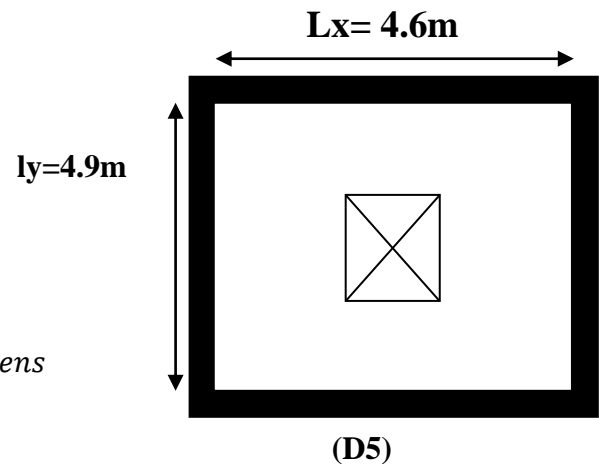
Dalle sur 4 appuis :TI(D5)

$L_x = 4.6\text{m}$

$L_y = 4.9\text{m}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} \begin{cases} \rho \leq 0,4 \text{ la dalle travaille suivant un seul sens.} \\ \rho > 0,4 \text{ la dalle travaille suivant les deux sens.} \end{cases}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.6}{4.9} = 0.94 \text{ la dalle travail suivant les deux sens}$



1- Calcul des sollicitation :

$G = 7.04 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$q_u = (1.35 \times 7.04 + 1.5 \times 1) = 11 \text{ KN/ml.}$

$q_s = (7.04 + 1) \times 1 \text{ ml} = 8,04 \text{ KN/ml}$

$V = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.94$

Du tableau (annexe1) on tire la valeur U_x et U_y a ELU . ELS

$A_{ELU} \begin{cases} U_x = 0.0419 \\ U_y = 0.8661 \end{cases} \quad A_{ELU} \begin{cases} U_x = 0.0491 \\ U_y = 0.9087 \end{cases}$

Calcul des moments isostatique BAEL 91.(ARTICLE 1V.2)

$$\begin{cases} M_{0U}^X = U_x \times q \times L^2 X = 0.0419 \times 11 \times 4.6^2 = 9.75 \text{ KN.m} \\ M_{0U}^Y = U_x \times M_{0U}^X = 8.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0S}^X = U_x \times q \times L^2 X = 0.0491 \times 8.04 \times 4.6^2 = 8.35 \text{ KN.m} \\ M_{0S}^Y = U_y \times M_{0S}^X = 7.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

$$\begin{aligned} \text{En travée} \quad & \begin{cases} M_{tu}^X = 0.85M_{0u}^X = 8.29 \text{ KN.m} \\ M_{tu}^Y = 0.85M_{0u}^Y = 7.18 \text{ KN.m} \end{cases} \\ & \begin{cases} M_{ts}^X = 0.85M_{0s}^X = 7.09 \text{ KN.m} \\ M_{ts}^Y = 0.85M_{0s}^Y = 6.45 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

$$\text{En appuis} \quad \begin{cases} M_{au}^X = -0.5 M_0^X = -4.875 \text{ KN.m} \\ M_{as}^X = -0.5M_{0s}^Y = -4.175 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L'effort tranchant :

$$V_U^X = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$V_U^X = \frac{11 \times 4.6}{2} \times \frac{4.9^4}{4.6^4 + 4.9^4} = 14.24 \text{ KN}$$

2-Ferraillage :

Le diamètre des barres utilisées $\emptyset \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \emptyset \iff \leq 14mm$

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

On a B=100 cm ;e=14 cm ;c=3 cm ;d=11cm; Fe =400 ; f_{c28} = 25MPa

Tableau .III 12 Calcul du ferraillage à l'ELU

sens		M(N.m)	μ_{bu}	α	z(cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{choisit} (cm ² /ml)
travée	X-X	8.29	0.0428	0.062	0.0107	2.22	4HA10 = 3.14cm²
	Y-Y	7.18	0,036	0.0471	0.107	1.95	4HA8 =2.01 cm²
appui	X-X	-4.875	0.0284	0.0360	0.108	1.3	4HA8 =2.01 cm²
	Y-Y						

Vérification à l'ELU :

a- condition non fragilité :

e > 12 et $\rho > 0.4$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e & \text{avec } \rho_0 = 0.0008 \text{ Acier HA Fe400} \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.94)}{2} \times 100 \times 14 = 1.15 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

NB : La condition de non fragilité est vérifiée , Alor on ferraille avec Acal

• **B. L'espacement St :**

Sens x-x $St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \leq 33 \text{ cm} \rightarrow$ soit : St=25 cm

Sens x-x $St \leq \min(3e ; 45 \text{ cm}) \leq 45 \text{ cm} \rightarrow$ soit : St=25 cm

• **C. Armature secondaire :**

$$A_y = 2.01 > \frac{Al}{3} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

d. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{14.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.129 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07}{1.15} Fc28 = 1.17 \text{ MPa}$$

e. .Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de de l'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que } : A_t > \frac{V_s \times V}{F_e} \implies 2.01 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 14.24 \times 10^{-3}}{400} = 0.41 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes :

Calcul de la section d'armatures :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{3} y^2 + 15A_y - 15A_d = 0 ;$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

Vérification de σ_{bc} : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$.

Vérification de σ_{st} : $\sigma_{st} = \frac{15M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \sigma_{st}^{adm} = \min[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n \times ftj}] = 201,63\text{MPa}$.

Tableau .III 13 Vérifications nécessaires

Le sens	M(KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)
x-x	7.09	3.29	3986.86	5.85	15
y-y	6.45	2.73	2740.19	6.42	15
appui	4.175	2.73	2740.19	4.16	15

Etat limite de déformation (la flèche) :

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

1) $\frac{h}{lx} \geq \max(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20 \times MOX})$

2) $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$

Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{lx} \geq \max(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20 \times MOX}) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{4.6} \geq \max(\frac{3}{80}; \frac{7.09}{20 \times 8.35}) \\ \frac{3.14}{100 \times 11} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} 0.03 \geq 0.042 \\ 0.0085 \geq 0.005 \end{array} \right. \text{ N.V}$$

Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{lx} \geq \max(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20 \times MOX}) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{4.9} \geq \max(\frac{3}{80}; \frac{6.45}{20 \times 7.59}) \\ \frac{2.01}{100 \times 11} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} 0.03 \geq 0.041 \\ 0.00185 \geq 0.005 \end{array} \right. \text{ N.V}$$

Tableau .III 14 Vérification de la flèche a l'ELS

sens	X-X	Y-Y
L (m)	4.6	4.9
q_{jser}(KN/m)	3.5	3.5
q_{gser}(KN/m)	7.04	7.04

$q_{pser}(KN/m)$	8.04	8.04
$M_{jser}(KN/m)$	3.09	2.808
$M_{g ser}(KN/m)$	6.21	5.64
$M_{pser}(KN/m)$	7.10	6.45
$I (cm^4)$	3918.88	3918.88
$I_0 (cm^4)$	23625.1	23625.1
λ_i	7.31	7.31
λ_v	2.92	2.92
$\sigma_{j st}(MPa)$	97.13	88.264
$\sigma_{g st}(MPa)$	195.37	177.53
$\sigma_{p st}(MPa)$	223.12	202.75
μ_j	0	0
μ_g	0.154	0.112
μ_p	0.212	0.170
$I_{fji}(m^4)$	0.00025988	0.00025988
$I_{fgi}(m^4)$	0.00012216	0.0001427
$I_{fpi}(m^4)$	0.00010191	0.00011572
$I_{fgv}(m^4)$	0.00017911	0.00019562
$f_{ji}(cm)$	0.0775	0.079
f_{gi}	0.3 31	0.292
f_{pi}	0.454	0.412
f_{gv}	0.678	0.641
$df(cm)$	0.723	0.68
$f_{adm}(cm)$	0.92	0.98
Observation	<i>C.V</i>	<i>C.V</i>

➤ Donc la fléchés est vérifiée

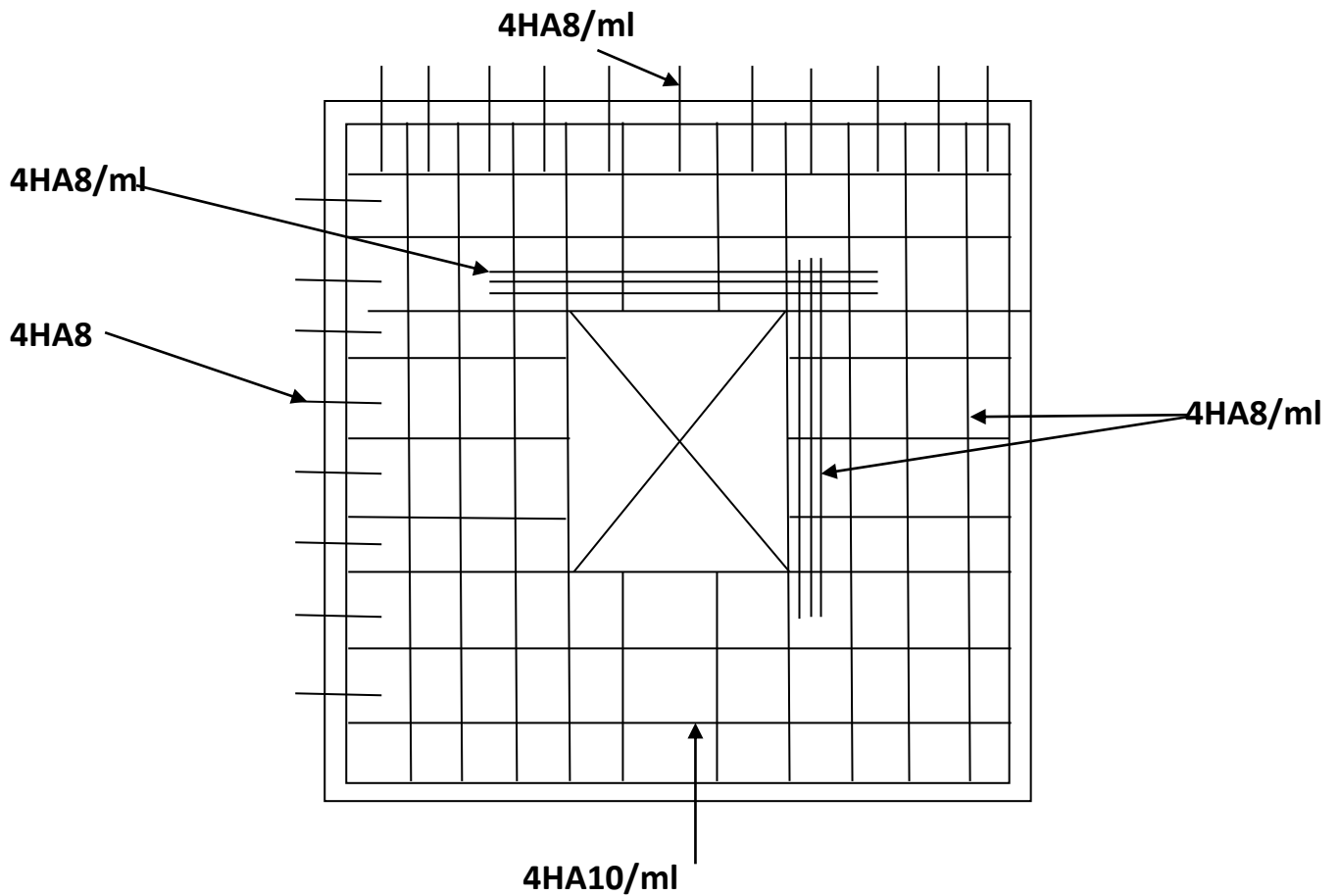


Figure .III 5 Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

Dalle sur 2 appuis :(RDC) :

$L_x=150$ cm

$L_y=495$ cm

$$\rho = \frac{150}{495} = 0.30 < 0,4 \text{ travail dans un seul sens}$$

$G = 4.83$ KN/m

$Q = 5$ KN/m

Calcul a l'ELU :

✓ Calcul de chargement : (D1)

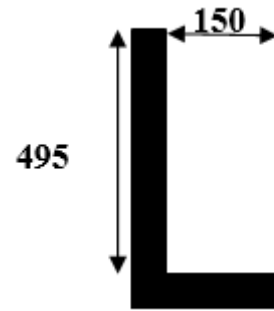
$P_u = 1,35 \times 1 = 1,35$ kn/ml

$P_s = 1$ kn/ml

$q_u = (1.35 \times 4,83 + 1.5 \times 5) \times 1 \text{ ml} = 14,02 \text{ KN/ml}$

$q_s = (4,83 + 5) \times 1 \text{ ml} = 9,83 \text{ KN/ml}$

$\rho = 0,208 < 0,4 \rightarrow$ dalle travaille selon un seul sens .



$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = \frac{q_u \cdot L_x^2}{2} + p_u \times L_x = 17,79 \text{ KN/m} \\ V_u = (q_u \times L_x) + P_u = 22,38 \text{ kn} \end{array} \right.$$

Ferraillage :

$B=100$ cm ; $e=20$ cm ; $c=3$ cm ; $d=17$ cm

✓ Calcul de la section d'armatures :

Le ferraillage de la dalle plein fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml

$b=100$ cm ; $e=20$ cm ;

$c \geq 3$ cm soit $c = 3$ cm qui donne $d = e - c = 17$ cm

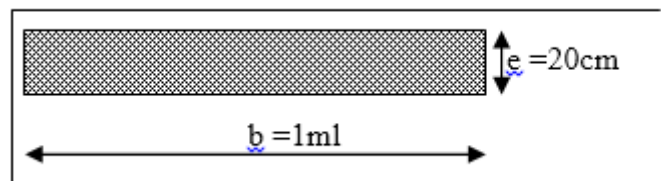


Figure .III 6 section de la dalle pleine à ferrailer

Tableau .III 15 Ferrailage de la dalle sur 2 appuis (D1)

M	μ_{bu}	α	Z	A _{cal}	A _{min}	A _{choisit}	St
KN.m	10 ⁻²	10 ⁻²	(m)	(cm ² /ml)	(cm ² /ml)	(cm ² /ml)	(cm)
17,79	4,52	5,78	0.166	3.2	1,6	4HA12=4,52	25

- **Armature secondaire :**

$$A_t = \frac{Al}{3} = 4.52/3 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité :**

$$\rho = 0,3 < 0,4 ; \rho_0 = 0,0008$$

$$; e \geq 12 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **L'espacement St :**

Charge répartie et F.N_u : $St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \leq 33 \text{ cm} \rightarrow$ soit : $St = 25 \text{ cm}$

- ❖ **Vérification à l'ELU :**

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

$$V_u = (q_u \times L_x) + P_u = 22,83 \text{ kn}$$

$$\tau_{bu} = \frac{22,83}{1 \times 0,17} = 0,134 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.25 \text{ MPA}$$

- ❖ **Vérification à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes :**

Calcul de la section d'armatures :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{3}y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0 ; \text{ Calcul de } I : I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_x - y)^2$$

$$y = \frac{100}{3}y^2 + 15 \times 4.52y - 15 \times 4.52 \times 17 = 0$$

$$Y = 4,17 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} 3.82^3 + 15 \times 4.52(17 - 3.82)^2$$

$$I=13575 \text{ cm}^4$$

Vérification de σ_{bc} : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$

$$M_{SER}=13,08 \text{ KN}$$

Vérification de σ_{st} : $\sigma_{st} = \frac{15M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \sigma_{st}^{adm} = \min[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n \times f_{tj}}] = 201,63\text{MPa}.$

Tableau .III 16 Vérification des états limites de compression du béton

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	σ_{st} (MPA)	σ_{st}^{adm} (MPA)	σ_{bc} (MPA)	σ_{bc}^{adm} (MPA)	Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$
13,08	4.17	13575	185,43	201,63	4,019	15	Vérifiée

➤ Etat limite de déformation (la flèche) :

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_{0X}}\right) \frac{20}{150} = 0.133 \geq 0.036 \dots \dots \text{la condetion est vèrifè}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots 0.00265 \leq 0.005 \dots \dots \text{lacndetion est vèrifè}$$

La vérification de la fléché n'est pas nécessaire

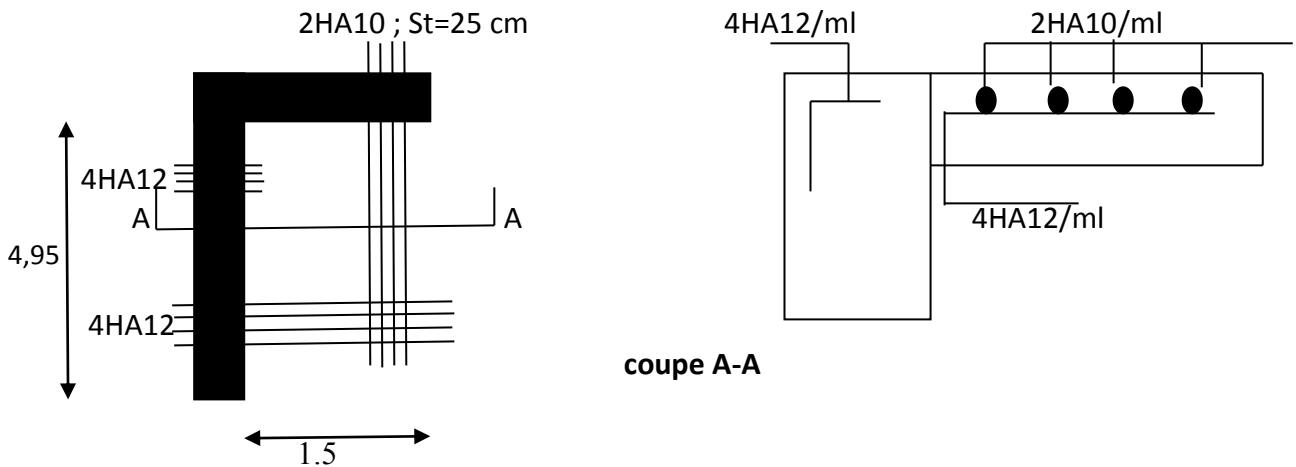


Figure .III 7 Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis(RDC)

3. Calcul de la dalle du balcon :

- Calcul a L'ELU :

A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,77 \text{ KN/m}$

P : poids du garde-corps.

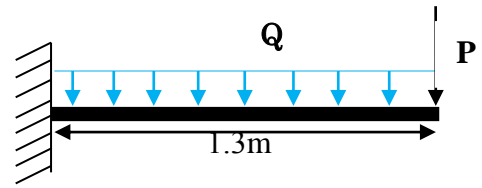


Figure .III 8 schéma statique du balcon

$$P_u = (\gamma_b \times e_g \times h_g \times 1 \text{ ml})$$

$$P_u = 1.35 \times (25 \times 0.1 \times 1 \times 1) = 3.38 \text{ KN}$$

$$M = \frac{q \times L^2}{2} + (p_u \times L) = \frac{11,77 \times 1,3^2}{2} + (3,38 \times 1,3) = 14,34 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u + Q_u \times L = 3,38 + 11,77 \times 1,3 = 19,69 \text{ KN}$$

- Ferrailage :

μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{opt}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t(\text{cm})$	$A_r(\text{cm}^2/\text{ml})$
0.092	0.121	0.105	4,36	4HA12=4,52	33	4HA8=2.01

- Vérification à L'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{19,69 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,164 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} = 1,17 \text{ Mpa}$$

- Vérification à L'ELS :

$$q_s = G + Q = 8.33 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (\gamma_b \times e_g \times h_g \times 1 \text{ ml})$$

$$P_s = (25 \times 1 \times 0.1 \times 1) = 2.5 \text{ KN.}$$

$$M = \frac{Q_s \times L^2}{2} + (P_s \times L) = \frac{8,33 \times 1,3^2}{2} + (2,5 \times 1,3) = 10,29 \text{ KN/m}$$

- Vérification des contraintes :

M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	obs	$\sigma_{st}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{st}(\text{MPa})$	Obs
10,29	3,24	5216,49	6,39	15	vérifiée	229,49	240	Vérifiée

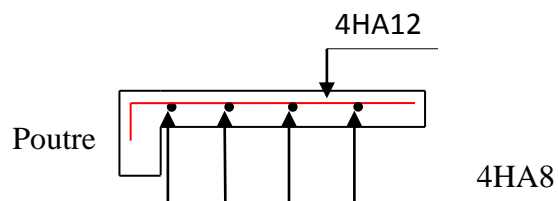


Figure .III 9 section transversale du D2

- Pour les dalle D3 et D4 on résume les résultats de calcul dans les tableaux suivants :

Tableau .III 17 Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	S _t (cm)	A _r (cm ² /ml)
D3	14,34	0.092	0.121	0.105	4,36	4HA12=4,52	33	4HA8=2.01
D4	17,92	0.087	0.115	0.114	4.5	4HA12=4,52	33	4HA8=2.01

Tableau .III 18 Vérifications nécessaires

Types	M (KN.m)	τ_u (Mpa)	τ_u^{adm} (Mpa)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ _t (MPa)	Obs
D3	10,29	0,164	2,5	3,24	5216,49	6,39	15	229,49	240	Vérifiée
D4	12,89	0,165	2,5	3,41	6324,56	6,95	15	236,64	240	Vérifiée

Tableau .III 19 vérification de la flèche

Types	$f_{ig}(mm)$	$f_{vg}(mm)$	$f_{ij}(mm)$	$f_{ip}(mm)$	$\Delta f (mm)$	$f_{adm}(mm)$	Obs
D3	0.139	0.365	0.056	0.380	0,55	5,2	Vérifiée
D4	0.229	0.537	0.076	0.577	0.808	5.6	Vérifiée

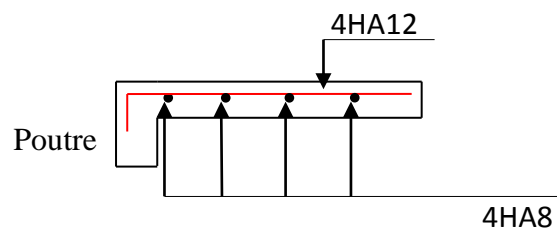


Figure .III 10 section transversale du D3et D4

III.3. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher, soumise à son poids propre, à une force sismique, et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

❖ **Poids propre :**

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0,0685 = 1,71 \text{ KN}$$

$$G^{rev} = 18 \times 0,03 = 0,54 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est $G = W_p = 2,25 \text{ KN}$

❖ **charge d'exploitation :**

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

❖ **Force sismique**

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force sismique (Force d'inertie appliquée au CDG) définie par :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (RPA ART. 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone, obtenu dans le tableau (4.1) du RPA 99 pour la zone et le groupe d'usage approprié.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Tab .6.1 RPA99).

W_p : Poids totale de l'acrotère.

$$\text{Avec } \begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 2,25 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$$

$$\text{Donc, } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,25 = 1,08 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

Calcul du centre de gravité :

Les coordonnées du centre de gravité sont données comme suit :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6,2 \text{ cm} \\ Y_G = 33,01 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est sollicité par :

$$\begin{cases} NG = 2,25 \text{ KN} \\ MQ = Q \cdot H = 0,6 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,36 \text{ KNm} \end{cases}$$

• **Combinaisons de calcul:**

Les combinaisons de calcul utilisées et leurs résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .III 20 Combinaisons d'actions de l'acrotère.

Sollicitations	Combinaison accidentelle	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5 Q	G + Q
N (KN)	2,25	3,04	2,25
M (KN .m)	0,96	0,9	0,6

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = M_u / N_u = 29,60 \text{ cm} > h/6 = 10 \text{ cm}$$

$$e_2 = e_1 + e_a \text{ tel que : } e_a = \max(2 \text{ cm ; } L/250) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm} \rightarrow e_2 = 31,6 \text{ cm}$$

Calcul à la flexion composée en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) de second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times (2 + \alpha \times \emptyset) \times L f^2}{h \times 10^4}$$

Avec :

Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sus la charge considérée

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ}$$

Dans notre cas $\alpha = 0$

$$lf : \text{Longueur de flambement} \Rightarrow lf = 2 \times h = 2 \times 0,60 = 1,2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_3 = 0,9 \text{ cm}$$

$$e(\text{totale}) = e_1 + e_2 + e_3 = 32,50 \text{ cm}$$

a) Ferrailage de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire qui n'influe pas sur la sécurité de la structure et ne dépend pas de l'importance de l'ouvrage, son ferrailage est standard en général et souvent ferrillée par le minimum (CBA93. Art A.4.2.1).

$$N_{ELU} = 3,04 \text{ KN. ; } M_u = N_u \times e = 3,04 \times 0,325 = 0,988 \text{ KN.m} \rightarrow A_1 = 0,39 \text{ cm}^2$$

b) Vérification à l'ELU**▪ Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 .$$

$$A = \max (A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_{\min}) = A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

▪ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

▪ **Espacement**

$$\text{Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm}.$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm}.$$

▪ **Vérification au cisaillement**

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

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5 ; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa}.$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,08 + 1 \Rightarrow V_u = 2,08 \text{ KN}.$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau = \frac{2,08}{1 \times 0,08} \times 10^{-3} = 0,026 < \bar{\tau} = 2,5 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

• **Vérification de l'adhérence : $\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$ (RPA Article. A.6.1,3)**

ζ_{se} : coefficient d'adhérence.

$\Sigma \mu_i$ la Somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 \rightarrow \Sigma \mu_i = 10,048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2,7 \times 10^{-3} / (0,9 \times 0,12 \times 0,10048) \rightarrow \zeta_{es} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \quad (\text{RPA Article. A.6.1,21})$$

ψ_s Est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

c) Vérification à l'ELS

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

❖ Contrainte limite de l'acier et du béton.

$$d = 0,08 \text{ m}; \quad N_{\text{ser}} = 2,25 \text{ KN}; \quad M_{\text{ser}} = 0,6 \text{ KN.m}; \quad \eta = 1,6 \text{ pour les HR}.$$

▪ **Contrainte limite de l'acier**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t}; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}. \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15Mpa.$$

On a F.N $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = \min(266,67; 201,6) = 201,6Mpa.$

▪ **Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0,6}{2,25} = 0,27m > \frac{h_0}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 m \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur de}$$

la section, donc la Section est partiellement comprimée.

▪ **Position de centre de poussée**

D'après la convention de singe illustrée par le schéma à coté on a :

$$y = y_c + c ; c = e_G - \frac{h_0}{2} \Rightarrow 0,27 - 0,05 = 0,22m \quad \text{On a N (compression) donc } c = - 0,22m$$

Après calcul on obtient : $y_c = 0,2306 \Rightarrow y = 0,0106 m$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 4,16 \times 10^{-5}$$

$$\text{d'où } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,25 \times 10^{-3}}{4,16 \times 10^{-5}} \times 0,0106 = 0,573 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0,573Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \sigma_{sc} = \frac{15 \times 2,25 \times 10^{-3} (0,08 - 0,0106)}{4,16 \times 10^{-5}} = 56,3Mpa < \bar{\sigma}_{st} = 201,6MPa$$

➤ **Schéma de ferrailage**

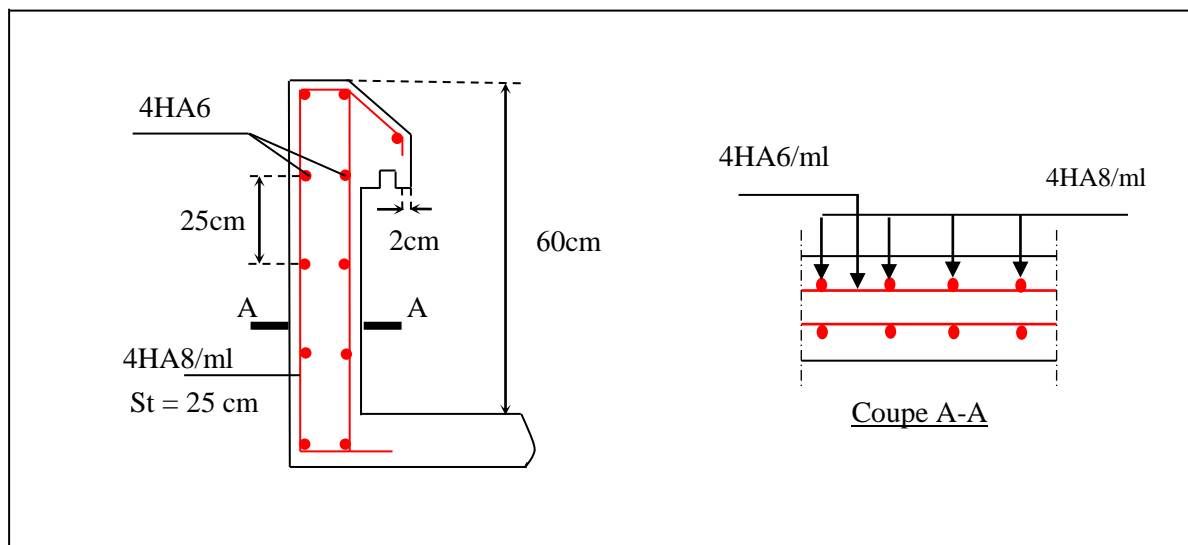
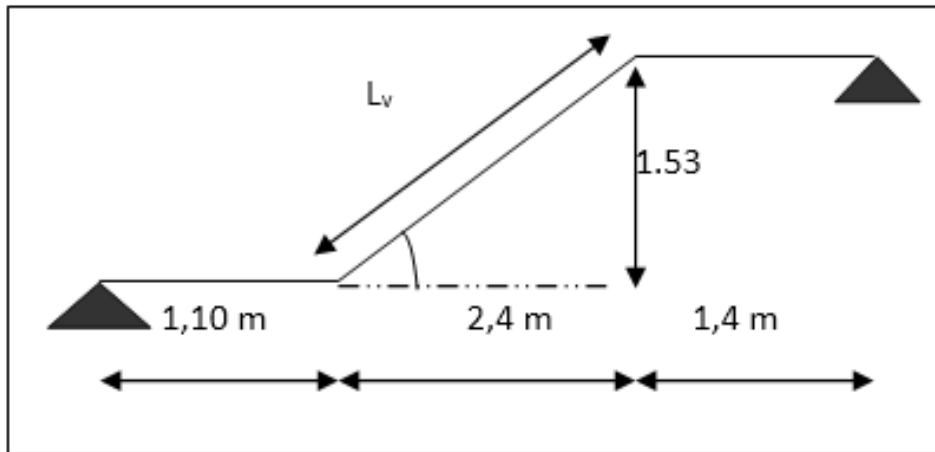


Figure .III 11 Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.4. Etude des escaliers :(étagé courant) :



❖ Les charges

Volée: $\begin{cases} G_v = 9,78\text{KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5\text{KN/m}^2 \end{cases}$ Palier: $\begin{cases} G_p = 6,18\text{KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5\text{KN/m}^2 \end{cases}$

❖ Combinaison de charges

❖ Sur la volée :

ELU : $q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 16,95\text{KN/ml}$; ELS : $q_v^s = G + Q = 12,28\text{KN/ml}$.

❖ Sur le palier:

ELU : $q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 12,093\text{KN/ml}$; ELS : $q_p^s = G + Q = 8,68\text{KN/m}$

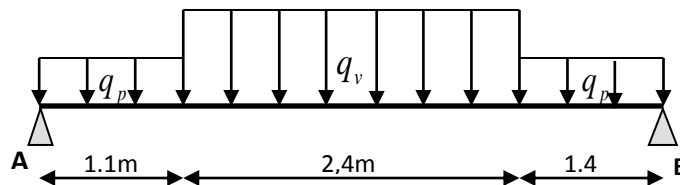


Figure .III 12 Schéma statique avec chargement

Réaction d'appuis :le calcul se fera par la méthode RDM.

ELU :

$\sum F_V \Rightarrow R_A + R_B = 93,94\text{KN}$. $\sum M/A = 0$; $R_B^u = 36.53\text{KN}$. ; $R_A^u = 35.59 \text{KN}$.

ELS:

$R_B^s = 26.37 \text{KN}$; $R_A^s = 25.67 \text{KN}$.

Effort tranchant et moment fléchissant:

✓ **Tronçon 1 :**

$0 \leq x \leq 1,1m$

$M(x) = -12,093 \frac{x^2}{2} + 36,53x$

$T(x) = -12,093x + 36,53$

$T(0) = 36.53 \text{ KN}$

$T(1,1) = 23.22 \text{ KN}$

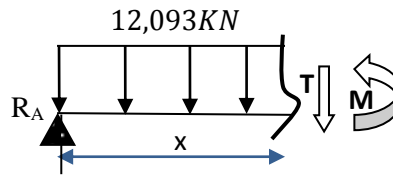


Schéma statique de tronçon 01

$M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$M(1,1) = \text{KN.m}$

$\begin{cases} T(max) = 36.53 \text{ KN} \\ M(max) = 32.86 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Tronçon 2 :**

$1.1 \leq x \leq 3.5$

$T(x)=0 \Rightarrow x=2,47m$

$T(1.1) = 17.45 \text{ KN}$

$T(3.5) = -23.22 \text{ KN}$

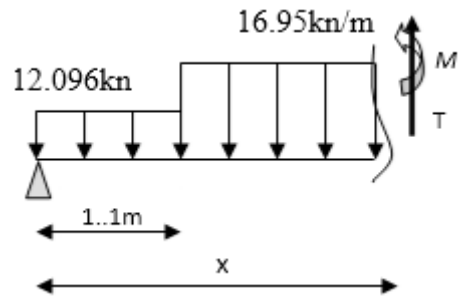


Schéma statique de tronçon 02

$M(1,1) = 32.87 \text{ KN.m}$

$M(3.5) = 39.79 \text{ KN.m}$

$M(2,47) = 48,78 \text{ KN.m}$

$\begin{cases} T(max) = -23,22 \text{ KN} \\ M(max) = 48.78 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Tronçon 03 :**

$0 \leq x \leq 1,4m$

$M(x) = -12.093 \frac{x^2}{2} + 35.59x$

$T(x) = -12.093x + 35.59$

$T(0) = 35,59 \text{ KN}$

$T(1,5) = 17,46 \text{ KN}$

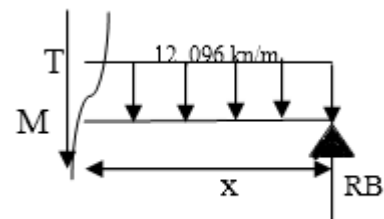


Schéma statique de tronçon 03

$M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$\begin{cases} T(max) = 35,59 \text{ KN} \\ M(max) = 39,79 \text{ KN.m} \end{cases}$

$$M(1,5) = 39,79 \text{KN.m}$$

On trouve : $M^{max} = 48,78 \text{KN.m}$; $V^{max} = 36,58 \text{KN}$.

❖ **Calcul des moments réels :**

$$M_t^{max} = 0,75 \times 48,78 = 36,59 \text{KN.m} \quad ; \quad M_a^{max} = -0,5 \times 48,78 = 24,39 \text{KN.m}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section $(b \times h) = (100 \times 19) \text{cm}^2$.

Soit FPN; $e = 19 \text{cm}$; $C = 2 \text{cm}$. $d = 18 \text{cm}$.

Tableau .III 21 Résultats des ferraillages des volées

Zone	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
Travée	36,59	0,079	0,104	0,173	6,097	2,17	7HA12=7,92	15
Appui	24,39	0,053	0,068	0,175	4,005	2,17	7HA10=5,5	15

$A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferraillage est satisfait.

• **Vérifications :**

❖ **Calcul à ELU :**

❖ **Vérification de l'effort tranchant:** $V^{max} = 46,91 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{36,58 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,203 \text{MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \text{verifiée}$$

donc on a pas besoin des armateurs transversales.

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

Entravée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = 1,98 \text{cm}^2/\text{ml}$; On choisit : 4HA8 = 2,01 cm^2/ml ; $s_t = 25 \text{cm}$

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = 1,38 \text{cm}^2/\text{ml}$; on choisit : 4HA8 = 2,01 cm^2/ml ; $s_t = 25 \text{cm}$

➤ **Vérification des espacements :** (FPN)

a) **Sens principale :**

En travée : $S_t = 15 \text{cm} \leq \min(3 e, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

En appuis : $S_t = 15 \text{cm} \leq \min(3 e, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

b) **Sens secondaire :**

En travée : $S_t = 25 \text{cm} \leq \min(4 e, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

En appuis : $S_t = 25 \text{cm} \leq \min(4 e, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

❖ **Calcul à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton : (BAEL 91 Art A6.5.1)**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

En appliquant la méthode des sections de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$M^{max} = 35,27 \text{ KN.m}$$

moments réels :

- **En travée :**

$$A_s = 7,92 \text{ cm}^2 ; M_{t_{ser}}^{max} = 0,85 \times 35,27 = 29,97 \text{ KN.m}$$

$$y = 50y^2 + 118.8y - 2138,4$$

$$Y = 5,45 \text{ cm}$$

$$I = 24107,25 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{29,97 \times 5,45}{24107,25} \times 10^3 = 6,77 \text{ MPA} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **En appui :**

$$A_s = 5,50 \text{ cm}^2 ; M_{a_{ser}}^{max} = -0,4 \times 35,27 = -14,104 \text{ KN.m} ; Y = 4,86 \text{ cm} ;$$

$$I = 18070,79 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14,104 \times 4,86}{18070,79} \times 10^3 = 3,79 \text{ MPA} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \text{MAX}\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \leftrightarrow \frac{0,2}{5} = 0,04 \geq 0,0625 \dots\dots \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \leftrightarrow \frac{7,92}{100 \times 18} = 0,0044 \leq 0,005 \dots\dots \text{la condition vérifiée}$$

✓ La première condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible est : $f_{adm} = 0,5 + \frac{L}{1000} = \frac{500}{1000} = 1 \text{ cm}$.

Tableau .III 22 Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier

Données (KN/m)			Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
	Volée	Palier						
J	7,755	4,75	Mj	18,39	σstj	143,55	fji	0,748
G	9,78	6,18	Mg	23,34	σstg	182,11	fgi	1,182
							fgv	2,28
P	12,28	10,93	Mp	29,98	σstp	233,92	fpi	1,182

$f = 5,392mm < f^{adm} = 10 mm$ C'est vérifiée .

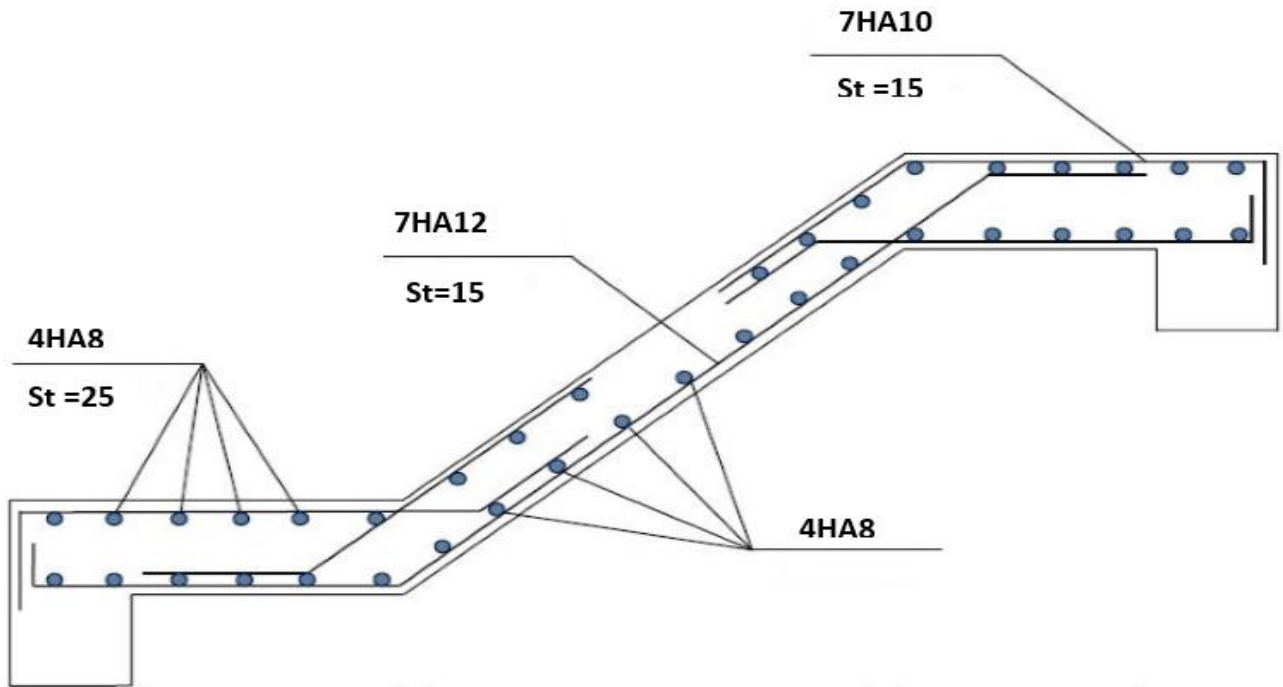
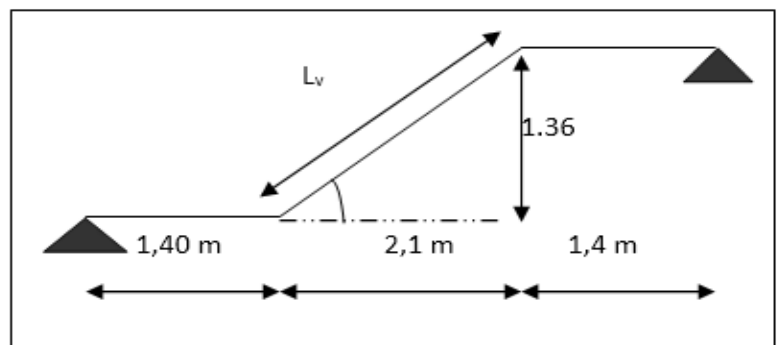
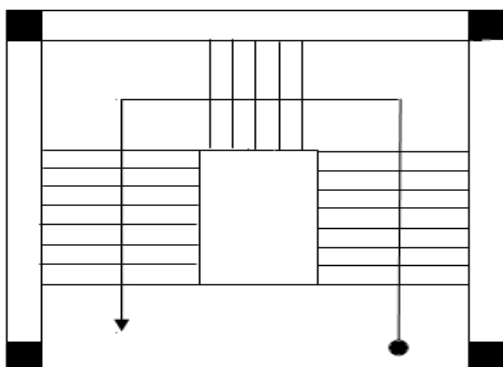


Figure .III 13 Schéma de ferrailage de l'escalier

Etude des escaliers :(RDC) :



❖ Les charges :

$$\text{Volée: } \begin{cases} G_v = 9,78\text{KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5\text{KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Palier: } \begin{cases} G_p = 6,18\text{KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ **Combinaison de charges :**

❖ Sur la volée :

ELU : $q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 16,95 \text{KN/ml}$; ELS : $q_v^s = G + Q = 12,28 \text{KN/ml}$

❖ Sur le palier:

ELU : $q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 12,093 \text{KN/ml}$; ELS : $q_p^s = G + Q = 8,68 \text{KN/m}$

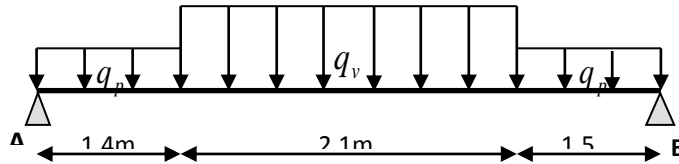


Schéma statique avec chargement

$$M_t^{max} = 35,89 \text{KN.m} \quad ; \quad M_a^{max} = -23,93 \text{KN.m}$$

Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section (b×h) = (100×20) cm².

Soit FPN; e = 19 cm ; C=2cm. d=18 cm.

Tableau .III 23 Résultats des ferrillages des volées1 RDC (intérieur)

Zone	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	35,89	0,078	0,102	0,172	5,97	2,17	15
Appui	23,93	0,052	0,066	0,175	3.92	2,17	15

Calcul de la volée2 :

Le calcul de la volée2 se fait comme une console soumise a la flexion simple:

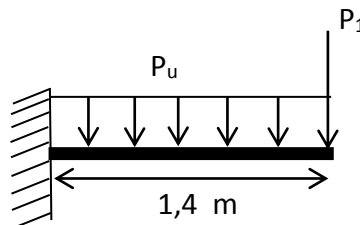


Figure .III 14 Schéma statique de la volée 2

Calcul de charge :

$P_u = 16,95 \text{ KN/m}^2$. $P_s = 12,28 \text{ KN/m}^2$

P_1 : poids du garde-corps= 0.1 KN. $P_{1u} = 1.35 \times 0.1 = 0.135 \text{ KN}$. $P_{1s} = 0.1 \text{ KN}$.

Calcul des sollicitations : les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau .III 24 ferrailage

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)	A_r (cm^2)	St (cm)
Appui	16,80	0,037	0,047	0,177	2,73	2,17	4HA10= 3,14	3HA8= 1,51	25

Tableau .III 25 Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_c$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_c$ (MPa)
Appui	12,17	3,67	11319.6	3,95	15	Vérifiée

❖ Etat limite de déformation

Vérification de la flèche :

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

$e/l \geq [(\frac{3}{80}, \frac{1}{20})] \dots\dots (1)$

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

$0.142 > 0.05 \dots\dots (1)$ condition vérifiée.

$0.00147 < 0.005 \dots\dots (2)$ condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées il est inutile de vérifier la flèche

• **Schéma de ferrailage :**

Schéma de ferrailage des deux volées à l'encastrement est le suivant :

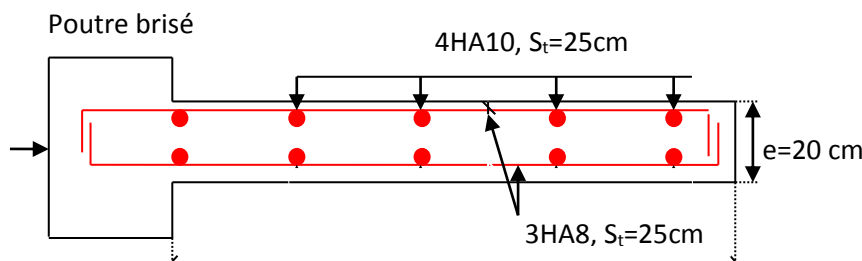


Figure .III 15 schéma de ferrailage des volées

III.6. Etude de la poutre brisée :(RDC)

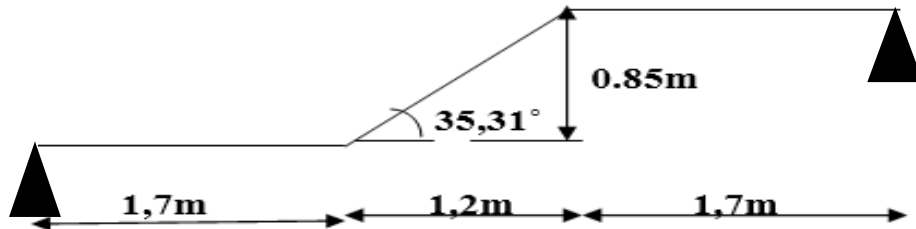


Figure .III 16 Schéma statique de la poutre brisée

Dimensionnement:

$$\frac{l}{15} < H < \frac{l}{10} \quad L=170+\frac{120}{\cos(35,31^\circ)}+170 \quad L=487,05 \text{ cm}$$

donc: $32,47 \text{ cm} \leq h \leq 48,7 \text{ cm} \rightarrow$ on prend $h=35 \text{ cm}$ et $b=30 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \frac{35}{30} 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

III.3.4.2. Calcul des sollicitations:

la poutre brisée reprend : son poids propre et la charge de la volée.

$$G_{\text{poutre}} = \frac{0.3 \times 0.35 \times 25}{\cos 35,31} = 3,22 \text{ KN/ml}$$

$$\text{charge de la volée : } q_u = 16.95 \times 1.4 + 1.35 \times 3.22 = 28,07 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 12.28 \times 1.4 + 3.22 = 20,41 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 83,22 \text{ KN.m} \quad ; \quad V_{\text{max}} = \frac{q_u \times l}{2} = 68,35 \text{ KN}$$

•Les moments corrigés : en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 70,73 \text{ KN.m}$

$$\text{en appui : } M_a = -0.4 M_0 = -33,28 \text{ KN.m}$$

Calcul des sollicitations à l'ELU :

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$, on résume le ferrailage dans le tableau ci-dessous :

Calcul des contraintes de cisaillement en flexion simple :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{68,35 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32} = 0,712 \text{ MPa} \leq \tau^{\text{adm}} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) \text{ MPa}$$

Tableau .III 26 Résultats des ferrillages de la poutre brisée

Zone	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
Travée	70.73	0,0479	0,0613	0,409	3,37	2,02
Appui	33,28	0,0319	0,0405	0,351	2.62	2.02

Calcul d'armature à la torsion :

$$M_{\text{tor}} = -M_a^{\text{max}} \times \frac{L}{2} = 81,04 \text{ KN/m}$$

$$e = \emptyset / 6 = b/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.075 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1,1 \text{ m}^2$$

$$A_l^{\text{tors}} = \frac{M_a^{\text{tors}} \times U \times \gamma_s}{2\Omega \times f_e} = 7.14 \text{ cm}^2$$

Section d'armature longitudinale à prendre :

- En travée

$$A^t = A^{F.S} + \frac{A^{\text{tors}}}{2} = 2,83 + \frac{7,14}{2} = 6,4 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12+4HA10=7.66 cm²

- En Appui :

$$A^t = A^{F.S} + \frac{A^{\text{tors}}}{2} = 2.26 + \frac{7,14}{2} = 5.83 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA12 = 6.79 cm²

Vérification de la contrainte de cisaillement:

On vérifie que : $\tau_u \leq \tau^{\text{adm}}$

$$\tau_u = \sqrt{(\tau_{FS})^2 + (\tau_t)^2} \text{ Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant. [Art A.5.421BAEL91].}$$

On a $\tau_{FS} = 0,529 \text{ MPa}$

$$\tau_t = \frac{M^{\text{tor}}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{81.04 \times 10^{-3}}{2 \times 0,14 \times 0,075} = 3,86 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u^{\text{tot}} = 3,86 \text{ MPa} < \tau^{\text{adm}} = 3,33 \text{ MPa}$$

Armatures transversales :

On fixe l'espacement $St = 15 \text{ cm}$ et on calcule A_{trans} :

➤ Flexion simple :

$$A_{\text{trans}}^{F.S} \geq \frac{0,4 \times b \times st}{f_e} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{trans}}^{FS} \geq \frac{b \times st \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \geq -0,189 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{trans}}^{F.S} = \max[0,45 ; -0,189] \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\text{trans}}^{F.S} = 0,45 \text{ cm}^2$$

➤ Torsion :

$$A_{\text{trans}}^{\text{Tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times st}{2 \times \Omega \times f_e} = 1,035 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tran}}^{\text{total}} = 1,03 + 0,45 = 1,48 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4 HA8 = 2,01 cm²

soit : un cadre Ø8 + 4 étrier Ø8 .avec $St = 15 \text{ cm}$

❖ Vérification à l'ELS :

➤ Vérification de la contrainte du béton :

❖ Vérification à l'ELS :

➤ Vérification de la contrainte du béton :

Tableau .III 27 Vérifications nécessaires

Endroit	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	δ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	51.43	12,73	185690	3,783	15	Vérifiée
Appui	24.20	10,79	121292	2.03	15	Vérifiée

➤ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \text{MAX}\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \leftrightarrow \frac{0,35}{4,6} = 0,0760 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{La Condition est vérifiée}$$

$$A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 7,14 \leq 10,08 \dots\dots\dots \text{La Condition est vérifiée}$$

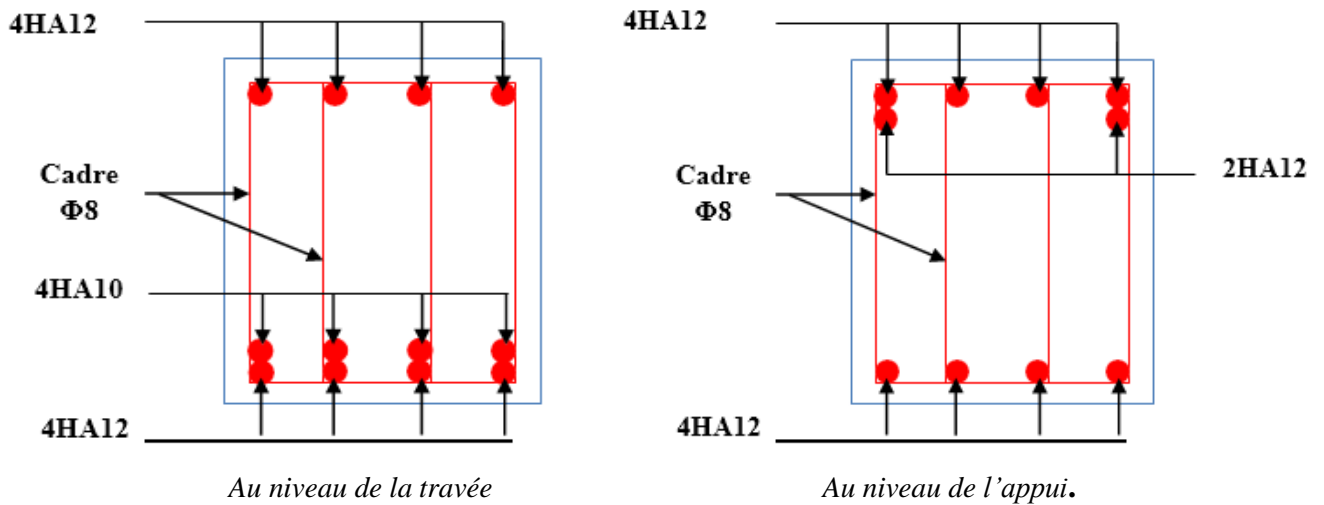


Figure .III 17 Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.7. ÉTUDE DE L’ASCENSEUR :

L’ascenseur est un appareil 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 opte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :(Annexe II)

La cours maximale = 30.6m

DM : La charge due à l’ascenseur = 82 KN

PM : La charge due à la machine = 15 KN

FC : Poids de la cuvette = 102 KN

La vitesse minimale = 1 m/s

Les dimensions de la cabine $BK \times TK \times HK = (110 \times 140 \times 220) \text{ cm}^3$

Les dimensions de la gaine : BS = l = 180cm

TS = L= 210cm

Étude de la dalle pleine de locale des machines :

a) Évaluation des charges et surcharge :

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $h = 20 \text{ cm}$

La charge nominale = 6.3 KN

$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 82 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$

Poids propre de la dalle et des revêtements

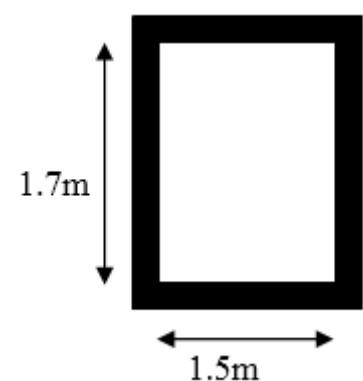


Figure .III 18 Cage de l’ascenseur

On a un revêtement en béton d'épaisseur ($e = 5\text{cm}$)

$$G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.735 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

Charges uniformément répartis :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{150}{170} = 0,88 > 0,4 \dots \dots \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

-Les sollicitations

à l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \leftrightarrow M_x = 0,0476 \times 9,735 \times 1,5^2 = 1,042 \text{ Kn.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \leftrightarrow M_y = 0,7438 \times 1,042 = 0,775 \text{ Kn.m}$$

Calcul des moments réels :

-Moment en travées :

$$M_x^t = 0,85 M_0^x = 0,886 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_0^y = 0,659 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_{ax} = 0,3 \times 1,042 = 0,3126 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0,3 M_y = 0,233 \text{ Kn.m}$$

- Ferrailage :

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

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\phi = 12\text{mm}$ pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e \right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 2 \right) = 17.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e \right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 1.4 + 2 \right) = 16 \text{ cm}$$

Tableau .III 28 Tableau de ferrailage de la dalle de locale des machines

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculée (cm ²)	A_a calculée (cm ²)	A_a adoptée (cm ²)	A_a adoptée (cm ²)
Sens xx	0.886	0.312	0.14	0.05	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	0.659	0.233	0.11	0.04	5HA8=2.51	5HA8=2.51

- Vérification de condition de non fragilité

Pour $h > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh$

$$\Rightarrow A_x = 2.51\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2.$$

$$\text{Sens yy : } A_y \geq \rho_0 bh \Rightarrow A_y = 2.51\text{cm}^2 \geq \rho_a bh = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2$$

En appui : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh$

$$\Rightarrow A_x = 2.51\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.6\text{cm}^2$$

- Espacement des armatures :

-Armatures // L_x : $S_t = 20\text{ cm} \leq \min(3h, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$

-Armatures // L_y : $S_t = 20\text{ cm} \leq \min(4h, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$

-Vérification au cisaillement :

$$V_u = \frac{qu \times lx}{2 \times \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = \frac{9,735 \times 1,5}{2 \times \left(1 + \frac{0,88}{2}\right)} = 5,07\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{5,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,028\text{Mpa} < \tau = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{Mpa}.$$

. - Vérification à l'ELS :**-État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

$$q_s = G + Q = 7.1\text{KN/m}$$

à l'ELS: ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0546 \\ \mu_y = 0,8216 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \leftrightarrow M_x = 0,0546 \times 7,1 \times 1,5^2 = 0,8722 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \leftrightarrow M_y = 0,8216 \times 0,8722 = 0,7166 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

-Moment en travées :

$$M_x^t = 0,85 M_0^x = 0,741 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_0^y = 0,609 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_{ax} = 0,3 M_x = 0,261 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 0,214 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

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

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

Tableau .III 29 Résultats de calcul des contraintes

Localisation	Sens	M _{ser} (kN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
Travée	xx	0.741	2.51	4,05	13686	0.219
	yy	0.609	2.51	4,05	13686	0.180
Appui	xx	0.261	2.51	4,05	13686	0.077
	yy	0,214	2,51	4,05	13686	0,063

Cas d'une charge concentrée:

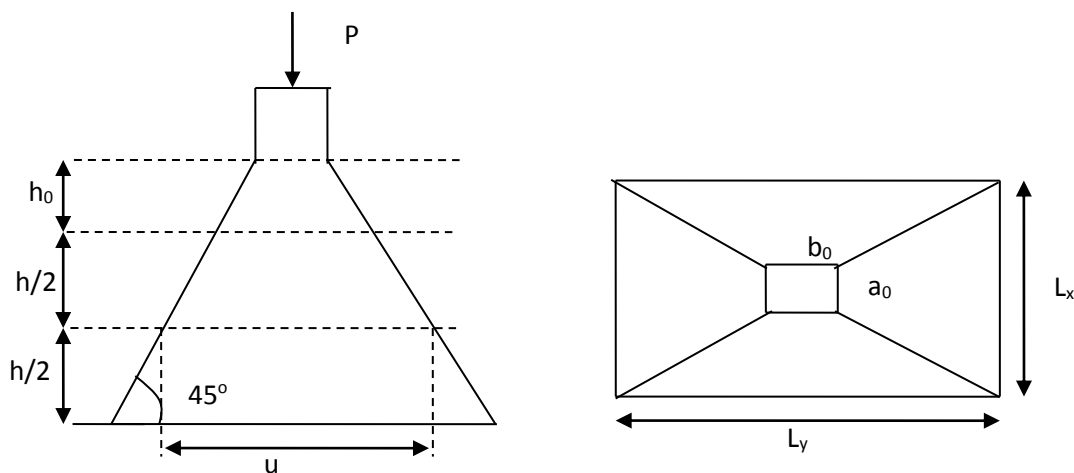


Figure .III 19 L'ascenseur

La charge P qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impacte ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire ($u \times v$).

On calcul le rectangle d'impact ($u \times v$).

$$u = a_0 + h_0 + 2\xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2\xi h$$

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 $\xi=1$)

$$\text{On a une vitesse : } V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$$

$$u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm$$

$$v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm$$

Calcul les moments :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q \quad \text{BAEL 91(article IV.3)}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

ν : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l' ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \frac{u}{l_x} = 0,733 \text{ et } \rho = 0,88$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \frac{v}{l_y} = 0,647 \text{ et } \rho = 0,88$$

En se référant à l'annexe n° 3 on trouve $M_1=0,065$ et $M_2=0,056$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$p = 103.3 \text{ KN}$$

$$p_u = 1.35G = 139.45 \text{ KN}$$

$$M_{x1}=139,45 \times 0,065 = 9,06 \text{Kn.m}$$

$$M_{y1}=7,8 \text{Kn.m}$$

Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times 6,1 + 1,5 \times 1 = 9,73 \text{kn}$$

$$M_{x2} = 1,04 \text{kn.m}$$

$$M_y = 0,87 \text{kn.m}$$

-La superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,1 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,67 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 20 \text{ cm}$

Moment en travées :

$$M_{tx} = 0,85 \times 10,1 = 8,58 \text{KN.m} \quad M_{ty} = 0,85 \times 8,67 = 7,34 \text{KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_{ax} = 0,3 \times 10,1 = 3,03 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 \times 8,67 = 2,601 \text{KN.m}$$

Tableau .III 30 Tableau de ferrailage de le dalle de local des machines

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	8,58	3.03	1.38	0.48	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	7,34	2,6	1.18	0.42	5HA8=2.51	5HA8=2.51

Vérification de condition de non fragilité :

Pour $h > 12 \text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh$

$$\Rightarrow A_x = 2.51 \text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.6 \text{cm}^2.$$

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 bh \Rightarrow A_y = 2.51 \text{cm}^2 \geq \rho_0 bh = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{cm}^2.$

En appui : $A_a \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh$

$$\Rightarrow A_a = 2.51 \text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 1.6 \text{cm}^2.$$

-Vérification au non poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0,045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (article V.3.c)}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u+v) = 440 \text{ cm}$$

$$q_u = 139,45 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \times 4,4 \times 0,25 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 825 \text{ kn} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte tangentielle :**-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 au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : v_u = \frac{qu}{2u+v} = \frac{139,45}{3 \times 0,80} = 58,1 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } v : v_u = \frac{qu}{2v+u} = \frac{139,45}{3 \times 0,80} = 58,1 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{58,1 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,322 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

Espacement des armatures :

Sens xx : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Sens yy : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

l'ELS : ($\nu = 0,2$)

1) Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{\text{ser}} = G = 72,3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_{\text{ser}} = (0,065 + 0,2 \times 0,056) \times 103,3 = 7,87 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_{\text{ser}} = 7,13 \text{ KNm}$$

2) Les moments dus aux poids propre de la dalle :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 6,1 + 1 = 7,1 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \leftrightarrow M_{x2} = 0,0476 \times 7,1 \times 1,5^2 = 0,760 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \leftrightarrow My2=0,7438 \times 0,760=0,565 \text{KN.m.}$$

3) La superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x=M_{x1}+M_{x2}=7,87+0,760=8,63 \text{KNm.}$$

$$M_y=M_{y1}+M_{y2}=7,13+0,565=7,695 \text{KNm.}$$

Vérifications des contraintes :

-Moment en travées :

$$M_t^x=0,85 \times 8,63=7,335 \text{KNm}$$

$$M_t^y=0,85 \times 7,695=6,54 \text{KNm}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x=0,3 \times 7,335=2,2 \text{KNm}$$

$$M_a^y=0,3 \times 6,54=1,962 \text{KNm}$$

Tableau .III 31 Résultats de calcul des contraintes.

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
Travée	xx	7,335	2.51	3.32	9333,5	2,61
	yy	6,54	2.51	3.32	9333,5	2,33
appuis	xx	2,20	2,51	4,05	13686	0,65
	yy	1,962	2,51	4,05	13686	0,58

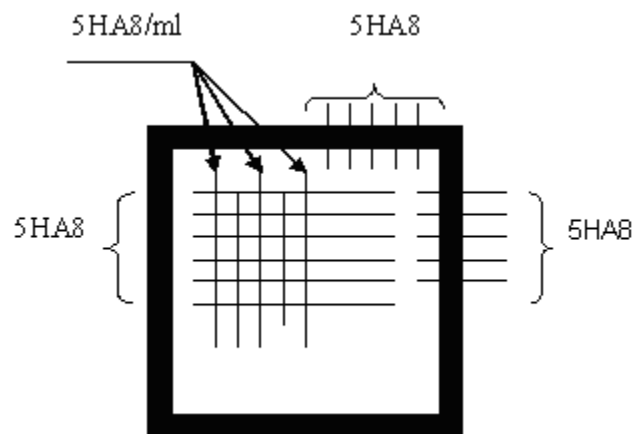


Figure .III 20 schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines.

III.8 Conclusion :

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaires pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente un type d'escalier et trois types de dalles pleines, Dans ce chapitre il a été procédé à étude et ferrillage.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1 Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, au séisme ou aux vibrations des machines. Cela signifie que le calcul, sous l'effet des chargements statiques paraît être insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet d'un séisme. L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées avec le ETABS2016.V.16.2.0 qui est un logiciel d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.2 Méthodes de calcul :

Les règles parasismiques algériennes (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV. 3 Méthode statique équivalente**• 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 ont les mêmes propriétés d'inertie.

• Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

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

IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D'après le tableau **4.1 de RPA99/Version 2003** et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage $\left\{ \begin{array}{l} 2(\text{moyen importance}) \end{array} \right.$
- zone sismique $\left\{ \begin{array}{l} \text{IIa} \Rightarrow A=0.15 \end{array} \right.$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \text{ Avec } \xi : \text{ Pourcentage d'amortissement critique donner par le Tableau 4.2}$$

$$\text{de RPA99/Version2003} \Rightarrow \xi = 10\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76$$

T1 et T2: période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003)

$$\text{On a site très dense (S1) donc : } \left\{ \begin{array}{l} T1=0.15s \\ T2=0.30s \end{array} \right.$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure T**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003

$$\text{suivantes : } \left\{ \begin{array}{l} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{array} \right.$$

Avec :

$L_{X, Y}$: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x=27,6m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 11.0m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N=26,18m$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé,

$$C_T = 0,05.$$

$$\begin{cases} T_c=0,05 \times (26,18)^{\frac{3}{4}} = 0,58s \\ T_x=0,09 \times \frac{26,18}{\sqrt{27,6}} = 0,45 s \\ T_y=0,09 \times \frac{26,18}{\sqrt{11}} = 0,71s \end{cases}$$

Sachent que :

$$\begin{cases} T_x=\min(T_x;T_c) = 0,45s > T_2=0,3s \\ T_y= \min(T_y;T_c)=0,58 s > T_2=0,3s \end{cases}$$

La période vibration fondamentale statique majorée de 30% :

$$\begin{cases} T_x=1,3 \times 0,45= 0,585 s \\ T_y=1,3 \times 0,58= 0,754 s \end{cases}$$

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de V_{MSE} :(ANNEX Mer BELAZOUGUI) : Article référence rafik taleb

SI :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$1,3 T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1,3 T_{empirique}$

La période choisie pour le calcul de D :

$$T_x=0,585 s \quad T_y=0,754 s$$

$$D = 2,5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{car } T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D_x = 2,5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{donc :} \quad D_x = 1,45$$

$$D_y = 2,5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{donc :} \quad D_y = 1,224$$

Q : facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q \quad \text{Avec : } P_q \text{ est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité } q \text{ " est satisfait}$$

ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA99/ Version 2003.

Tableau IV. 1 Valeurs des pénalités Pq

Critère Q	Valeurs de Pq Selon x-x		Valeurs de Pq Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale des files porteuses	Non	0.05	Oui	0
2) Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3) Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4) Régularité en élévation	Oui	0	Non	0.05
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6) Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0

Ce qui donne : $Q_x = 1,10$

$Q_y = 1,10$

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement. il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/ Version 2003). (Dans ce projet on a un contreventement mixte $\Rightarrow R=5$)

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$\beta = 0,2$ {pour les étages à usage d'habitation.....Tableau 4.5 du RPA99/ Version 2003}

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

A partir des résultats du logiciel **ETABS V.16** on a trouvé :

Donc : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 23997.1107 \text{KN}$

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = 1148.26 \text{ KN} \\ V_y = 969.29 \text{ KN} \end{array} \right.$$

IV.5 Méthode dynamique modale spectrale :

IV.5.1 Principe :

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrer pour chaque une des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ Version 2003(4.3.3)}$$

Avec : η : Facteur de correction d'amortissement.

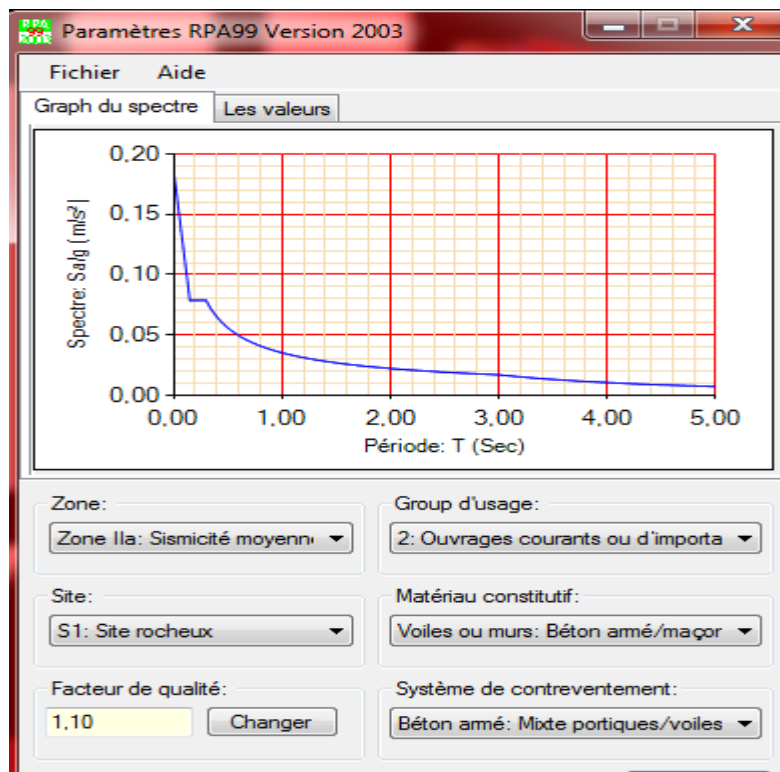


Figure IV. 1 Spectre de réponse sens x et y

IV.6. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification de dimensions des poteaux et voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les exigences de RPA99/2003, cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003, on a opté pour la disposition Suivante :

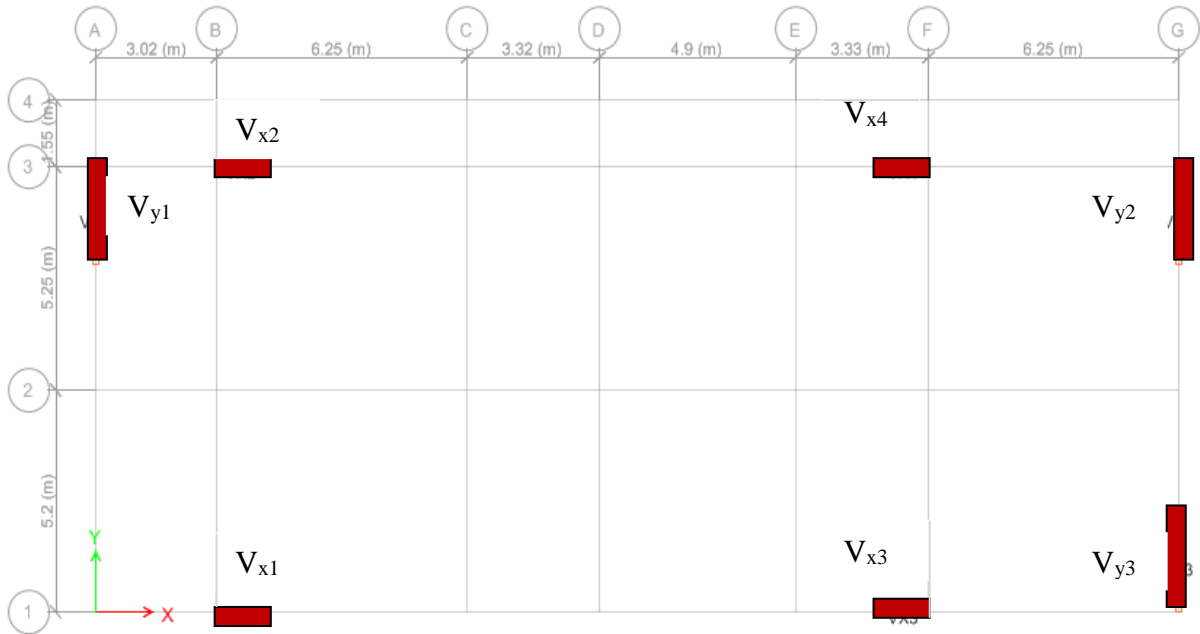


Figure IV. 2 Schéma de disposition des voiles.

❖ Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS 2016

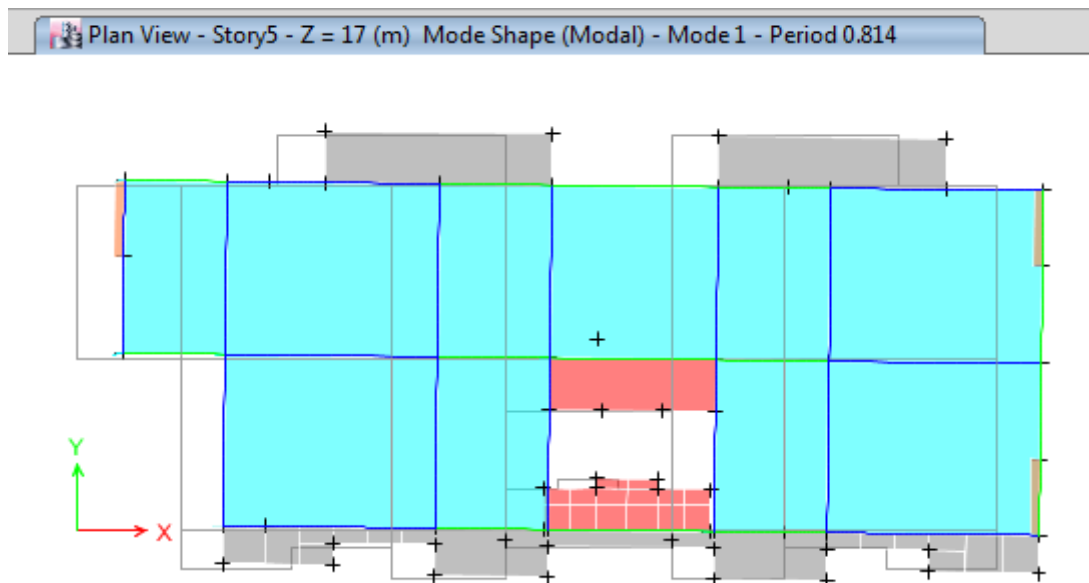


Figure IV. 3 1ere mode de déformation (translation suivant x-x)

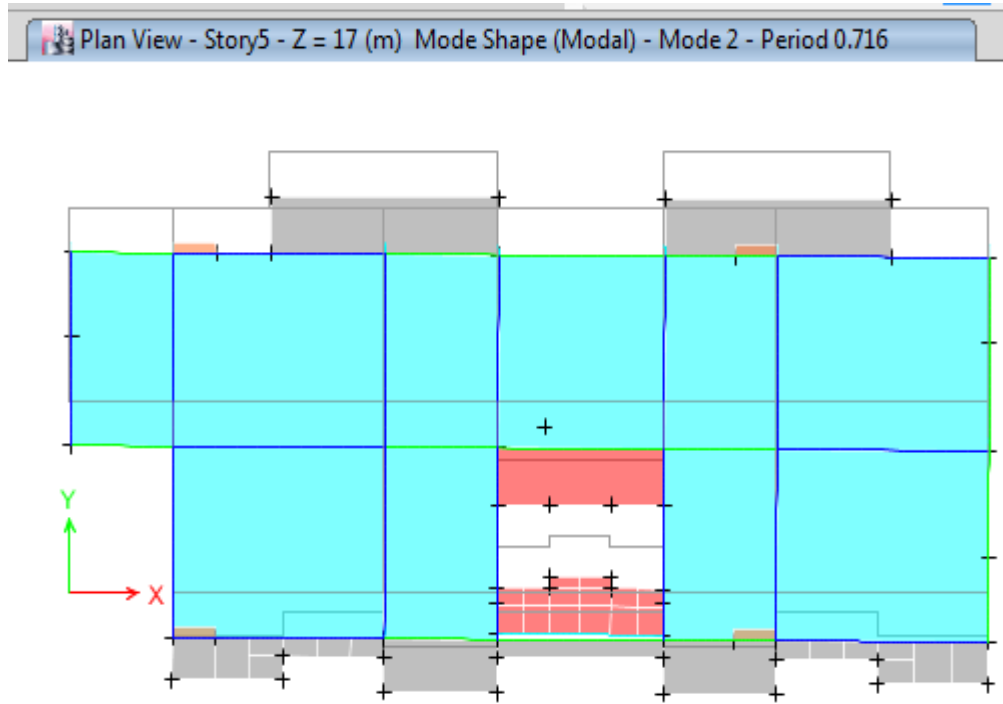


Figure IV. 4 2ème mode de déformation (translation suivant y-y)

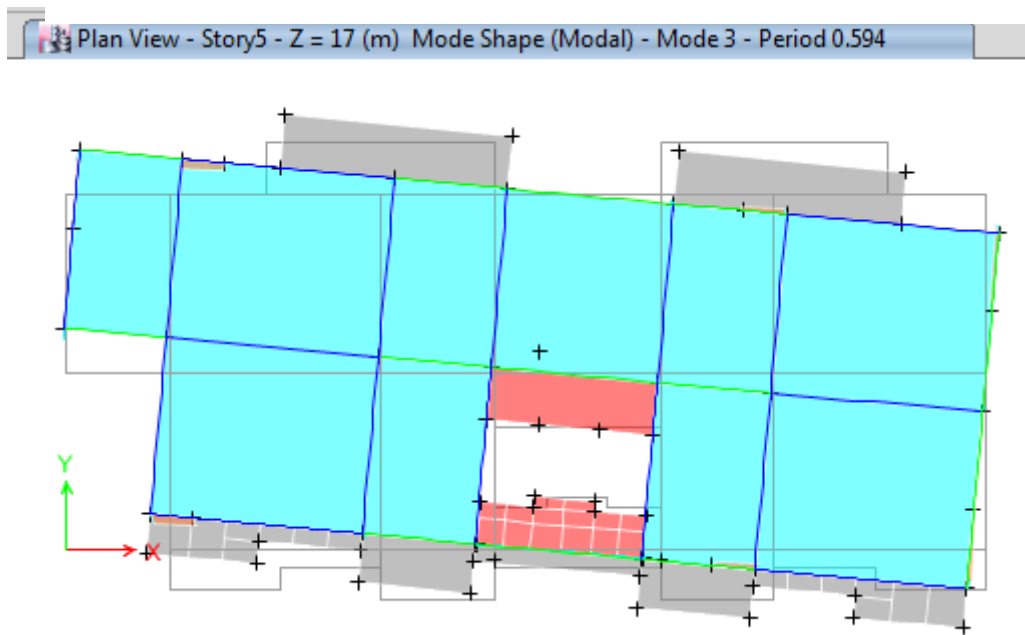


Figure IV. 5 3ème mode de déformation (torsion autour de z-z)

a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV. 2 Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Période [sec]	Mode individuel (unîtes)			Somme Cumulée		
		UX [%]	UY [%]	UZ [%]	UX [%]	UY [%]	UZ [%]
<u>1</u>	0.814	0.7605	0.0004	0	0.7605	0.0004	0
<u>2</u>	0.716	0.0003	0.7307	0	0.7608	0.731	0
<u>3</u>	0.594	0.0065	0.0021	0	0.7673	0.7331	0
<u>4</u>	0.257	0.1195	0.000039	0	0.8868	0.7332	0
<u>5</u>	0.212	0.0000105	0.1433	0	0.8868	0.8764	0
<u>6</u>	0.163	0.0001	0.0021	0	0.8869	0.8785	0
<u>7</u>	0.134	0.0514	0.0000013	0	0.9384	0.8785	0
<u>8</u>	0.103	5,456 E-7	0.0584	0	0.9384	0.9369	0
<u>9</u>	0.081	0.0271	7,49 E-7	0	0.9655	0.9369	0
<u>10</u>	0.073	0.0001	0.0019	0	0.9656	0.9388	0
<u>11</u>	0.062	0.0000028	0.0287	0	0.9656	0.9675	0
<u>12</u>	0.054	0,0151	0.0000068	0	0.9807	0.9675	0

Interprétation des résultats

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $\left\{ \begin{array}{l} T_x=0,814s \\ T_y=0,716s \end{array} \right.$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{me} modes sont des modes de translation selon x-x et y-y respectivement
- ✓ Le 3^{eme} mode est un mode de rotation selon z-z.
- ✓ On doit retenir les 7 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% selon xx et 8 modes pour yy
- ✓ (selon le RPA99/2003).

IV.7 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003 :

❖ **Vérification de l'interaction voiles portiques**

a. Sous charges verticales

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

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau IV. 3 Vérification de l'interaction sous charges verticales

Etages	Portique (KN)	Voiles(KN)	Total	Portique (%)	Voiles(%)	Obser
<i>Etage RDC</i>	25299.392	5663.5148	30962.9068	81.71	18.29	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 1</i>	22611.4362	4386.4941	26997.9303	83.75	16.25	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 2</i>	19177.553	3715.2585	22892.8115	83.77	16.23	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 3</i>	15758.6943	3208.2486	18966.9429	83.09	16.91	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 4</i>	12476.1276	2604.3303	15080.4579	82.73	17.27	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 5</i>	9094.452	2097.6479	11192.0999	81.26	18.74	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 6</i>	5962.1001	1423.8126	7385.9127	80.72	19.28	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 7</i>	2856.5835	739.5835	3596.167	79.43	20.57	<i>vérifiée</i>

b. Sous charges horizontales

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

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon x-x

Etages	Sens x-x					obs
	Portique (KN)	Voiles (KN)	Total	P(%)	V(%)	
RDC	271.7262	463.3237	735.0499	36.97	63.03	<i>vérifiée</i>
1 ^{er} étage	430.2432	254.9293	685.1725	62.79	37.21	<i>vérifiée</i>
2 ^{ème} étage	386.1771	235.0309	621.208	62.17	37.83	<i>vérifiée</i>
3 ^{ème} étage	334.0289	218.3037	552.3326	60.48	39.52	<i>vérifiée</i>
4 ^{ème} étage	316.2587	165.1715	481.4302	65.69	34.31	<i>vérifiée</i>
5 ^{ème} étage	232.9495	166.3149	399.2644	58.34	41.66	<i>vérifiée</i>
6 ^{ème} étage	192.5591	109.5605	302.1196	63.74	36.26	<i>vérifiée</i>
7 ^{ème} étage	156.2896	67.6649	223.95	69.78	30.21	<i>vérifiée</i>

Tableau IV. 5 Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon y-y

Etages	Sens y-y					Obs
	Portique (KN)	Voiles (KN)	Total	P(%)	V(%)	
RDC	282.69	548.2264	830.9166	34.02	65.97	<i>vérifiée</i>
1 ^{er} étage	364.388	336.6978	701.0858	51.97	48.03	<i>vérifiée</i>
2 ^{ème} étage	343.5849	278.5686	622.1535	55.23	44.77	<i>vérifiée</i>
3 ^{ème} étage	324.3272	231.5596	555.8868	58.34	41.66	<i>vérifiée</i>
4 ^{ème} étage	316.7111	166.4878	483.1989	65.54	34.46	<i>vérifiée</i>
5 ^{ème} étage	245.5752	158.5324	404.1076	60.77	39.23	<i>vérifiée</i>
6 ^{ème} étage	221.7798	94.5694	316.3492	70.11	29.89	<i>vérifiée</i>
7 ^{ème} étage	201.1717	83.629	284.8007	70.64	29.36	<i>vérifiée</i>

Interprétation des résultats : Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontal et vertical pour tous les étages.

❖ **Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue V_{dy}/V_{st} ne doit pas être inférieure à 80%, ces rapports est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV. 6 Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$V_{dyn}/V_{st}>0,8$	Observation
X-X	973.59	1148.26	0,847	<i>vérifiée</i>
Y-Y	832.05	969,26	0,858	<i>vérifiée</i>

Interprétation des résultats : La condition des efforts tranchants est vérifiée.

❖ **Vérification vis-à-vis des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i .

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage,

C.à.d. : $\Delta_k < 1\% \times h_e$; Avec : h_e la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 7 Vérification des déplacements selon x-x

Niveaux	h_k (cm)	Sens x-x					obser
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
RDC	408	0.0897	0.4485	0	0.45	0.110	<i>vérifiée</i>
1 ^{er} étage	306	0.2252	1.126	0.4485	0.68	0.221	<i>vérifiée</i>
2 ^{ème} étage	306	0.3751	1.8755	1.126	0.75	0.245	<i>vérifiée</i>
3 ^{ème} étage	306	0.5231	2.6155	1.8755	0.74	0.242	<i>vérifiée</i>
4 ^{ème} étage	306	0.6574	3.287	2.6155	0.67	0.219	<i>vérifiée</i>
5 ^{ème} étage	306	0.7742	3.871	3.287	0.58	0.191	<i>vérifiée</i>
6 ^{ème} étage	306	0.8685	4.3425	3.871	0.47	0.154	<i>vérifiée</i>
7 ^{ème} étage	306	0.9437	4.7185	4.3425	0.38	0.123	<i>vérifiée</i>

Tableau IV. 8 Vérification des déplacements selon y-y

Niveaux	h_k (cm)	Sens y-y					obser
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
RDC	480	0.061	0.307	0.000	0.31	0.075	<i>vérifiée</i>
1 ^{er} étage	306	0.155	0.774	0.307	0.47	0.152	<i>vérifiée</i>
2 ^{ème} étage	306	0.265	1.327	0.774	0.55	0.181	<i>vérifiée</i>
3 ^{ème} étage	306	0.383	1.915	1.327	0.59	0.192	<i>vérifiée</i>
4 ^{ème} étage	306	0.502	2.511	1.915	0.60	0.195	<i>vérifiée</i>
5 ^{ème} étage	306	0.615	3.077	2.511	0.57	0.185	<i>vérifiée</i>
6 ^{ème} étage	306	0.719	3.595	3.077	0.52	0.169	<i>vérifiée</i>
7 ^{ème} étage	306	0.816	4.080	3.595	0.49	0.158	<i>vérifiée</i>

Interprétation des résultats :

D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

Sens (x-x) : $\Delta_{kmax}=0,75 \text{ cm} < 1\% h_e = 306 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée

Sens (y-y) : $\Delta_{kmax}=0,60cm < 1\% h_e= 306 cm$Vérifie

❖ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ(effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » avec $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 9 Vérification à L'effet P-D.

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
RDC	408	23997.11	0.45	783.79	0.034	0.31	832.058	0.022
1 ^{er} étage	306	20315.2	0.68	740.04	0.052	0.47	783.52	0.034
2 ^{ème} étage	306	17267.96	0.75	685.59	0.062	0.55	724.549	0.043
3 ^{ème} étage	306	14360.9	0.74	616.41	0.056	0.59	657.9758	0.042
4 ^{ème} étage	306	11493.1	0.67	538.57	0.047	0.60	575.98	0.039
5 ^{ème} étage	306	8625.29	0.58	449.18	0.036	0.57	482.6	0.033
6 ^{ème} étage	306	5839.94	0.47	340.43	0.026	0.52	370.93	0.027
7 ^{ème} étage	306	3043.49	0.38	210.88	0.018	0.49	235.47	0.021

Interprétation des résultats : On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet (P-Δ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

❖ **Vérification de l'effort normal réduit**

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B \times F_{cJ}} \leq 0,3$RPA99/version 2003(Art :

7.4.3.1). L'effort sera vérifié à ELA.

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Tableau IV. 10 Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B_r (cm ²)	N_d (KN)	ν	Observation
RDC+1 ^{er} +2 ^{ème}	55×55	1937.79	0.256	Vérifiée
3 ^{ème} +4 ^{ème} étage	55×50	1106.60	0.160	Vérifiée
5 ^{ème} +6 ^{ème} étage	50×45	664.92	0.118	Vérifiée
7 ^{ème} étage	45×45	235.62	0.046	Vérifiée

IV.8. Conclusion :

La modélisation avec logiciel de calcul ETABS 2016, nous a permis de faire une étude tridimensionnel dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir un modèle meilleur qui se rapproche du comportement réel de la structure. Ainsi que la vérification à la foi des conditions de RPA nous a poussés de faire un redimensionnement des éléments structuraux.

A la fin on a opté pour les démentions suivantes :

Poutre principale (30×50) cm²;

Poutre secondaire (30×35) cm²;

RDC+1^{er}+2^{ème} étage (55×55) cm².

Poteaux de 3^{ème} +4^{ème} étage (50×55) cm².

Poteaux de 5^{ème} +6^{ème} étage (45×50) cm².

Poteaux de 7^{ème} étage (45×45) cm².

Pour les voiles ;

RDC : e = 20cm.

Les autres étages : e = 15cm

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Les éléments principaux porteurs représentent le système de contreventement du bâtiment (Les portiques et les voiles). Ces éléments sont réalisés en béton armé pour assurer la résistance et la stabilité de la structure face aux sollicitations verticales et horizontales durant et après la phase de construction.

V.2. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS 2016 dans l'ordre suivant: **(RPA99/2003)**. [1]

- ✓ $1.35 G + 1.5 Q$(1)
- ✓ $G + Q$(2)
- ✓ $G + Q \pm E$(3)
- ✓ $0.8 G \pm E$(4)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

V.2.1. Recommandations du RPA99/2003 :**V.2.1.1. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)**

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

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1). [1]

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$l' = 2 \times h$; h_e : La hauteur d'étage.

$b_1 ; h_1$: Dimensions de la section transversale du poteau.

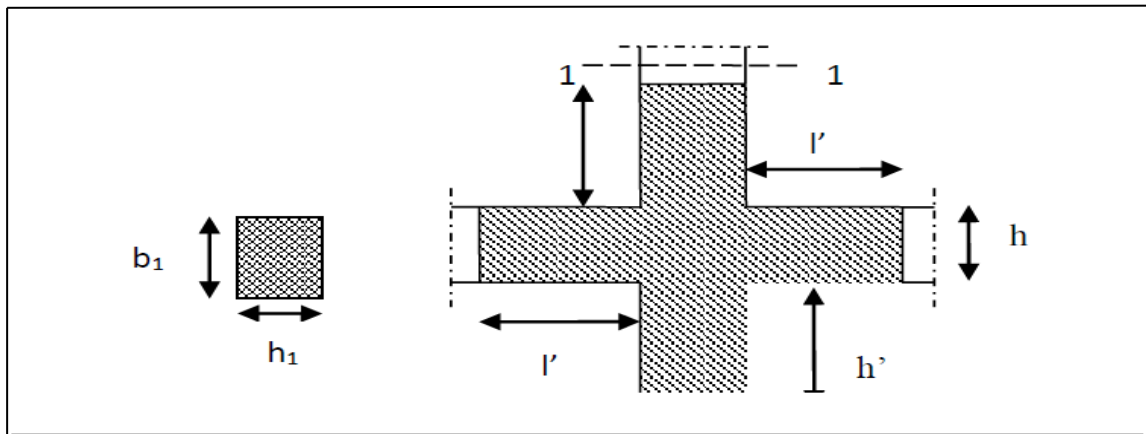


Figure V. 1 Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V. 1 Armateurs minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	section du poteau (cm ²)	Amin (cm ²)	Amax(cm ²) Zone courante	Amax(cm ²) zone de recouvrement
Sous sol et RDC + Étage 1&2	55×55	24,2	121	181,5
Étage 3&4	55×50	22	110	165
Étage 5&6	50×45	18	90	135
Étage 7	45*45	16,2	81	121,5

V.2.1.2. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

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

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

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone **IIa**.
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$. En zone **IIa**.

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

➤ La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ En \% est donnée comme suit : } \begin{cases} A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes. λ_g : est l'elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation}$$

considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum .
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V. 2 Les sollicitations dans les poteaux

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i> (ELU)		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i> (G+Q+EX)		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i> (0,8G+EY)		Vmax
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
sous sol et RDC+ Étage 1&2	-2848.30	-51.57	132,05	1515,8	316,74	3.21	133.47
Étage 3&4	-1485.42	80.03	90.35	-895,26	-19,66	7.04	95,40
Étage 5&6	-893.14	-74.52	87.74	-527.19	6,64	5.5	81,65
Étage 7	-316.52	-101.23	129.40	-161.51	26,34	8,26	97.87

V.2.3. Calcul de ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

:

a) $N_{max} = -1485.42 \text{ KN}$ (compression) → $M_{cor} = 80,03 \text{ KN.m}$ (ELU)

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{acier Fe E400} \quad f_{bu} = 18,47 \text{ MPa}; \dots f_{st} = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.}$$

$$d = 0,52 \text{ m}; d' = 0,03 \text{ m.}$$

$$e_G = M/N = 0,0538 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,275$$

Nu de traction et c a l'intérieur de la section Donc la section est entièrement tendu.

$$A_1 = \frac{Nu \times e_2}{f_{e10} \times (d - d')} ; \quad A_2 = \frac{Nu \times e_1}{f_{e10} \times (d - d')}$$

Tel que : $f_{e10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPA}$.

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G ; \quad e_2 = (d - d') - e_1$$

$$e_1 = 0,2989 \text{ m} ; \quad e_2 = 0,192 \text{ m}$$

$$A_1 = 14,55 \text{ cm}^2 ; \quad A_2 = 22,27 \text{ cm}^2$$

b) $M_{max} = 90,35 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = 895,26 \text{ KN (G+Q+EX)}$

$F_{st} = 400 \text{ MPA}$

$e_G = M/N = 0,100 \text{ m}$

$e_G < h/2 = 0,55/2 = 0,275 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur. Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \geq (b) \dots \dots \dots (I).$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 90,35 + 895,26 \times (0,52 - 0,55/2) = 241,47 \text{ KN.m}$.

$$(0,337 \times 0,55 - 0,81 \times 0,03) \times 0,5 \times 0,55 \times 18,47 = 0,82$$

$$\geq [895,26 \times (0,52 - 0,03) - 241,47] \times 10^{-3} = 0,197 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$\mu_{bu} = 0,096 \Leftrightarrow \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ pivot A $\Rightarrow \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \alpha = 0,126$

$z = 0,493 \text{ m}$

Calcul de A : $A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 12,24 \text{ cm}^2$

$$A = A_1 - \frac{Nu}{f_{st}} = 12,24 - \frac{895,26 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -10,14 \text{ cm}^2 \leq 0 \Leftrightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

c) $N_{min} = -19,66 \text{ kn} \rightarrow M_{cor} = 7,04 \text{ KN.M}$

$e_G = M/N = 0,358 \text{ m}$

$e_G > h/2 = 0,55/2 = 0,275 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur. Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \geq (b) \dots \dots \dots (I).$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 7,04 + 19,66 \times (0,52 - 0,55/2) = 11,856 \text{ KN.m}$

$$(0,337 \times 0,55 - 0,81 \times 0,03) \times 0,55 \times 0,5 \times 18,47 = 0,82$$

$$\geq [19,66 \times (0,52 - 0,03) - 11,85] \times 10^{-3} = -0,00221 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu}=0,00474 \quad \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l=0,392 \Rightarrow A'=0 \Rightarrow \alpha=0,0059$$

$$z = 0,518\text{m}$$

$$\text{Calcul de } A : A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 0,571\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{Nu}{f_{st}} = 0,571 - \frac{19,66 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = 0,079\text{cm}^2$$

$$A_{\min} (\text{RPA}) = 0,8\% \times b \times h = 22 \text{ cm}^2 > A$$

Donc on ferraille avec Amin.

V.2.3.1 Armatures longitudinale

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V. 3 Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A'cal (cm ²)	Acal (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Aadopté (cm ²)
Sous-sol + RDC+ Étage 1&2	55×55	0	1.45	24,2	8HA14+8HA16=28,4
Étage 3&4	55×50	0	22.27	22	16HA14=24.63
Étage 5&6	50×45	0	0.13	18	8HA14+8HA12=21,37
Étage 7	45×45	0	3.006	16,2	16HA12=18,10

V.2.3.2. Armatures transversales :

On prend comme exemple le poteau (55×50) cm² pour le calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times (3.06 - 0,50) = 1,792 \text{ m.} \quad \text{on fixe } S_t = 12\text{cm}$$

$$\lambda_g = L_f/b = 1,792/0,5 = 3,584 \Rightarrow 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{t \min} = [(0,8\% t b_1) + (0,3\% t b_1)]/2 = 3.3\text{cm}^2$$

$$L_f \geq 40\Phi_1^{\max} = 56\text{cm}$$

$$\rho_a = 3,75 \quad A^t = \frac{3,75 \times 95,40 \times 10^{-3}}{0,55 \times 400} \times 0,12 \times 10^4 = 1.95 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA10= 4,71cm² ; soit 2cadreΦ₁₀ + 1 étriers Φ₁₀

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V. 4 Calcul des armatures transversales pour les poteaux.

Section (cm ²)	Φ_1^{\min} (cm)	Φ_1^{\max} (cm)	Vd (KN)	lr (cm)	t zone nodale	t zone courante	λ_g	At (cm ²)	Amin (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
55×55	1.4	1.4	133.47	56	10	12	3.25	2.73	3,63	4.71	6HA10
55*55	1.4	1.4	133.47	56	10	12	4,55	2,73	3,63	4.71	6HA10
55×50	1.4	1.4	95.40	56	10	12	3,584	1.95	3,3	4,02	8HA8
50×45	1.4	1,2	81.65	56	10	12	3,982	1,83	2,97	4,02	6HA8
45×45	1,4	1,2	97.87	56	10	12	3,982	2,44	2.97	3.02	6HA8

IV.2.4. Vérifications nécessaire

IV.2.4.1. Vérification au flambement

Selon le BAEL99 (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. [3]

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right]$$

As :est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

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

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

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élancement mécanique est donné par :

$$\begin{cases} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires} \end{cases}$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 19,66 \text{ KN}$$

$$L_f = 1,792 \text{ m};$$

$$I = \frac{0,5 \times 0,55^3}{12} = 6,93 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0,00693}{0,275}} = 0,159m \text{ Ce qui donne : } \lambda = 12,40 < 50$$

donc
$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,829$$

$$Br = (0,5 - 0,02) \times (0,55 - 0,02) = 0,2544m^2.$$

$$Nd \leq Nu = 0,829 \left(\frac{0,2544 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{24,89 \times 400}{1,15} \times 10^{-4} \right) = 4,62MN.$$

$$Nd = 1,48542MN < Nu = 4,62MN \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de vérifications de flambement pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V. 5 Vérifications du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Observation
S-sol+Étage 1&2	55×55	2,56	1.792	11.29	0,833	28,4	0.2809	5,16	1.515	vérifiée
RDC	55×55	3,58	2.506	15,78	0.817	28,4	0.2809	5,06	1.515	vérifiée
Étage 3&4	55×50	2,56	1,792	12,41	0,829	24,63	0,2544	4,62	1,485	vérifiée
Étage 5&6	50×45	2,56	1,792	13,79	0,824	21,37	0,2064	3,76	0,8931	vérifiée
Étage 7	45×45	2,56	1,792	13,79	0,824	18,10	0,1849	3,34	0.1615	vérifiée

IV.2.4.2. Vérifications des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{fibre superieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{fibre inferieure.}$$

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

(section homogène).

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

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

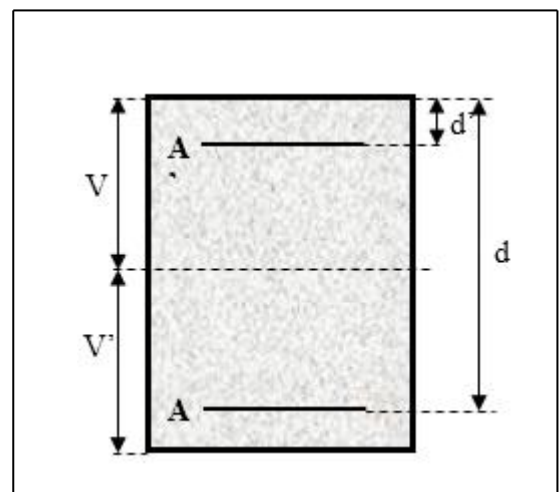


Figure V. 2 Section du poteau

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau V. 6 Vérifications de la contrainte dans le béton pour poteaux.

Niveau	S-sol+ RDC+Étage 1&2	Étage 3&4	Étage 5&6	Étage 7
Section (cm ²)	55×55	55×50	50×45	45×45
d (cm)	52	52	47	42
A' (cm ²)	0	0	0	0
A (cm ²)	28,4	24,89	21,37	18,10
V (cm)	30,52	30,42	25,16	24,8
V' (cm)	24,48	24,58	19,84	20,42
I _{yy} ' (cm ⁴)	986693,60	890544,52	446950,20	436835,31
N ^{ser} (KN)	2063,84	1082,20	651,26	231,84
M ^{ser} (KN.m)	68,15	65,51	63,65	94,55
M ^{ser} G(KN.m)	130.47	97.11	64.69	99.88
σ _{bc1} (MPa)	8.08	5,71	6.06	6.34
σ _{bc2} (MPa)	3.87	1.23	1.09	4.39
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée

V.2.4.3. Vérifications aux sollicitations tangentes :

D’après le **RPA99** version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : [1]

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec:}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} \quad ; \quad \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 7 Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	I _r (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ _{bu} (MPa)	Observation
S-sol+Étage 1&2	55×55	1.792	3,258	0,04	52	133.47	0,466	1	vérifiée
RDC	55×55	2.506	4,556	0,04	52	133.47	0,466	1	vérifiée
Étage 3&4	55×50	1,792	3,584	0,04	52	95.4	0,366	1	vérifiée
Étage 5&6	50×45	1,792	3,982	0,04	47	81.65	0,386	1	vérifiée
Étage 7	45×45	1,792	3,982	0,04	42	97.87	0,518	1	vérifiée

➤ **Disposition constructives :**

- **Longueur des crochets des armatures transversales :**

$$L = 10 \times \Phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm.}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40\Phi_1^{\max} = 80\text{cm.}$$

$\Phi_1 = 20 \text{ mm}$	$\rightarrow L_r \geq 40 \times 2 = 80\text{cm}$	on adopte :	$L_r = 80\text{cm}$
$\Phi_1 = 16 \text{ mm}$	$\rightarrow L_r \geq 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$	on adopte :	$L_r = 64\text{cm}$
$\Phi_1 = 14 \text{ mm}$	$\rightarrow L_r \geq 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$	on adopte :	$L_r = 56\text{cm}$
$\Phi_1 = 12 \text{ mm}$	$\rightarrow L_r \geq 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$	on adopte :	$L_r = 48\text{cm}$

➤ **Détermination de la zone nodale**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques). La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante : Avec :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm} \text{ pour tous les niveaux.}$$

$$L' = 2 \times h' = 120 \text{ cm pour tous les niveaux.}$$

➤ **Schéma de ferrailage :**

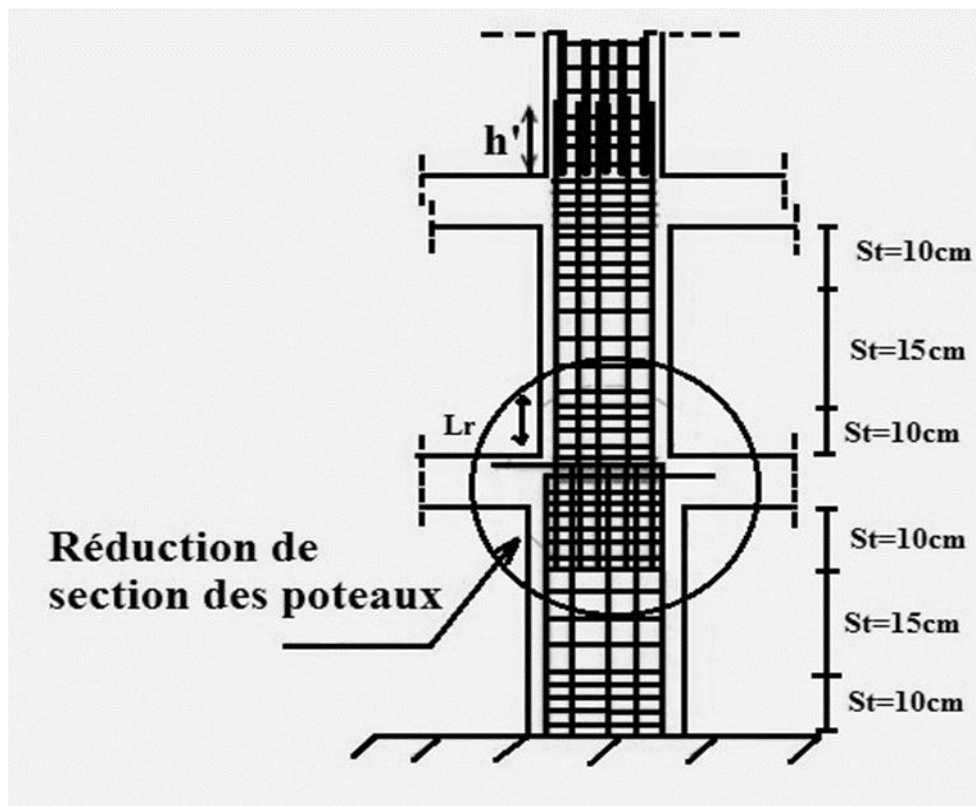


Figure V. 3 ferrailage des sections des poteaux

Tableau V. 8 Schémas de ferrailage des poteaux

SOUS-SOL + RDC + Étage 1&2	ÉTAGE 3&4
<p>2HA16 / face</p> <p>2HA14</p> <p>55 cm</p> <p>4HA16</p> <p>4cader H10</p> <p>55 cm</p>	<p>5HA14 / face</p> <p>55 cm</p> <p>4cadre HA8</p> <p>50 cm</p>
ÉTAGE 5&6	ÉTAGE 7
<p>2HA14 / face</p> <p>2HA12</p> <p>50 cm</p> <p>4HA14</p> <p>4cadre HA8</p> <p>45 cm</p>	<p>5HA12 / face</p> <p>45 cm</p> <p>4 cadre HA8</p> <p>45 cm</p>

V.3. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL91/99**. [1] [3]

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS 2016 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/2003** suivantes :

$$\checkmark 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$\checkmark G + Q$$

$$\checkmark G + Q \pm E$$

$$\checkmark 0,8 \times G \pm E$$

RPA99/2003 (article 5.2)[1]

V.3.1. Recommandation du RPA99 :

V.3.1.1. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section. $A_t = 0,5\% \times b \times h$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone **IIa**.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds. [1].

V.3.1.2. Armateurs minimales et maximales dans les poutres :

Tableau V. 9 Armateurs minimales et maximales dans les poutres

Type de poutre	section du poutre (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Principale	50×30	7,5	60	90
Secondaire	35×30	5,25	42	63

V.3.1.3. Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2) :

La quantité d’armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times St \times b$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$ en zone nodale.
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l’appui ou de l’encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d’une section en travée avec armatures comprimées. C’est le diamètre le plus petit des aciers comprimés. [1]

V.3.2. Recommandation de BAEL 91/99

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)[3]}$$

V.3.3. Les sollicitations dans les poutres :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V. 10 Les sollicitations dans les poutres

		Poutres principales	Poutres secondaires
Etage commerce	Appui	-196,9 (B 26)	-46,95 (B19)
	Travée	149,9 (B26)	34,26 (B31)
Vu		241,36	45,48

Etage service	Appui	-162,93 (B26)	-64,44 (B19)
	Travée	114,65 (B22)	44,46 (B19)
Vu	188,24		62,70
Etage courant	Appui	-168,14 (etage6 B26)	-68,01 (etage3 B14)
	Travée	105,44 (etage5 B22)	50,83 (etage3 B14)
Vu	174,60		60,03
Terrassé IN	Appui	-146,08 (B26)	-57,43 (B14)
	Travée	128,19 (B26)	39,91 (B14)
Vu	182,32		39,30

V.3.4. Calcul du ferrailage :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale de l'étage courant (50×30) L=6,25m avec les sollicitations suivantes :

Mt= 105,44KN.m ; **Ma**= -168,14KN.m

• **Armatures en appui:**

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}}; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; \quad Z = d(1 - 0,4\alpha); A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,16814}{0,3 \times 0,475^2 \times 18,48} = 0,134 \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,134}) = 0,180$$

$$Z = 0,475(1 - 0,4 \times 0,180) = 0,441$$

$$A_a = \frac{0,11465}{0,441 \times 400} = 9,53 \text{ cm}^2$$

• **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{bd^2 f_{bu}}; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; \quad Z = d(1 - 0,4\alpha); A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,10544}{0,3 \times 0,475^2 \times 14,2} = 0,109$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,109}) = 0,145 \quad Z = 0,475(1 - 0,4 \times 0,145) = 0,447$$

$$A_r = \frac{0,10544}{0,447 \times 400} = 6,77 \text{ cm}^2$$

Tableau V. 11 choix d'armatures des poutres principales et secondaires.

	Section (cm ²)	Localisation	M (KN.m)	Vu (KN)	A calcul (cm ²)	A _{min} rpa (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Etag commerce	poutres principales	Appui	-196.90	241,36	11,34	7.5	3HA16 FIL +3HA16 CHAP =12,06
		Travée	149.9		9,9		3HA16 FIL +3HA14 CHAP =10,65
	poutres secondaires	Appui	-46.95	45.48	4,39	5.25	3HA14=4.62
		Travée	34.26		3.17		3HA14=4.62
Étages (courants + service)	poutres principales	Appui	-168,14	174,60	9,53	7.5	3HA16 FIL +2HA16 CHAP =10,05
		Travée	105,44		6,77		3HA14 FIL +2HA12 CHAP =6.88
	poutres secondaires	Appui	-68.01	62.70	5.48	5.25	3HA14 FIL +2HA12CHAP =6.88
		Travée	50.83		4.78		3HA12 FIL +2HA12 CHAP =5.65
TERASSE	poutres principales	Appui	-144,08	182,32	8,09	7.5	3HA14 FIL +3HA14 CHAP =9.24
		Travée	128,19		8,35		3HA14 FIL +3HA14 CHAP =9.24
	poutres secondaires	Appuis	-57.43	39.30	4.66	5.25	3HA12 FIL +2HA12 CHAP =5.65
		Travée	39.91		3.71		3HA14=4.62

Vérification des armatures selon le RPA 99 :

• **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

Poutres principales :

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

Poutres secondaires :

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 40 = 63 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

• **Les longueurs de recouvrement :**

$\Phi_1 = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$ on adopte : $L_r = 64 \text{ cm}$

$\Phi_1 = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ on adopte : $L_r = 56 \text{ cm}$

$\Phi_1 = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$ on adopte : $L_r = 48 \text{ cm}$

• **Les armatures transversales :**

✓ **Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right)$$

$\Phi_t \leq \min\left(\frac{50}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = 1,2 \text{ cm.}$ pour les poutres principales.

$\Phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = 1 \text{ cm.}$ pour les poutres secondaires.

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ Donc on opte pour :

$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ pour les poutres secondaires.

$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ pour les poutres principales.

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA8 pour les poutres secondaires.

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10 pour les poutres principales.

✓ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

2) $S_t < \min(S_{t1}, S_{t2} \text{ et } S_{t3})$:

On prend le cas le plus défavorable (poutres principales E-commerce) avec :

1) $S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 42,75 \text{ cm.}$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 35,73 \text{ cm.}$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm.}$

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$

$S_t \leq \min(12,5; 19,2) = 12,5 \text{ cm, Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 50/2 = 25\text{cm}$, Soit : $S_t = 15\text{ cm}$.

✓ **Vérification des sections d'armatures transversales :**

Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times h = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Poutres principales :

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times h = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,8\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérifications nécessaires :**

• **Vérification à l'ELU : BAEL91 (Art F.IV.2)**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,72\text{ cm}^2 \leq A_t = 2,01\text{cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,17\text{ cm}^2 \leq A_t = 2,01\text{cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ **Contrainte tangentielle maximale : BAEL91 (Art H.III.2) [3]**

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

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ / *Tel que* : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 12 Vérifications des contraintes tangentielles.

	Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
RDC	Principales	241,36	1,61	3.33	Vérifiée
	Secondaires	45.48	0,46	3.33	Vérifiée
EC	Principales	174,60	1,16	3.33	Vérifiée
	Secondaires	62.71	0,64	3.33	Vérifiée
TI	Principales	182,32	1,22	3.33	Vérifiée
	Secondaires	49.30	0,40	3.33	Vérifiée

→Donc pas de risque de cisaillements

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement : BAEL91 (Art H.IV.2)

Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (1)

Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$(2) $\gamma_s = 1,15$ $f_e = 400\text{Mpa}$.

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V. 13 Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement

	Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
RDC	Principales	12,06	241,36	196,90	6,94	-6,30	Vérifiée
	Secondaires	4,62	45.48	46.95	1,31	-3,31	Vérifiée
EC+SR	Principales	10,05	174,60	168,14	5,02	-6,29	Vérifiée
	Secondaires	6,88	62.70	68.01	1,80	-5,54	Vérifiée
TI	Principales	9,24	182,32	144,08	5,24	-4,44	Vérifiée
	Secondaires	5,65	39.30	57.43	1.13	-4,51	Vérifiée

→Donc pas de risque de cisaillement pour les armatures longitudinales.

• Vérifications ELS : BAEL91 (Art E.III.1) [3]

✓ Etat limite de compression du béton :

$\frac{b}{2} y^2 + 15y(A_s + A_s') - 15(dA_s + d'A_s') = 0$; $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V. 14 Vérifications de l'état limite de compression du béton

	Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
RDC	Poutres principales	Appuis	-139,23	215436,04	18,65	12,05	15	vérifiée
		Travées	105,83	197311,30	17,79	9,54	15	vérifiée
	Poutres secondaires	Appuis	-10,94	60645,54	11,9	2,14	15	vérifiée
		Travées	6.05	153630	19.89	0.783	15	vérifiée
EC	Poutres principales	Appuis	-122,04	185654,09	17,39	11,43	15	vérifiée
		Travées	76,48	142754,20	14,96	8,01	15	vérifiée

	Poutres secondaires	Appuis	-27,49	60645.54	11,9	5,39	15	vérifiée
		Travées	20.17	15363	19.89	2.61	15	vérifiée
TI	Poutres principales	Appuis	-106.66	178044,73	16,83	10,08	15	vérifiée
		Travées	93,76	122530,49	13,73	10,51	15	vérifiée
	Poutres secondaires	Appuis	-27,62	52485,56	11,02	5,79	15	vérifiée
		Travées	20.54	15363	19.89	2.66	15	vérifiée

✓ Etat limite de déformation :

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si : [3] [2]

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V. 15 Vérification de la flèche pour les poutres.

	h _t cm	b (cm)	L (m)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	50	30	6.25	12,06	0,08	0.075	0.008	0,01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	5,25	6,88	0,066	0.075	0,007	0,01	Vérifiée	Non Vérifiée	Vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{L}{1000} = \frac{525-55}{1000} = 0,97\text{cm}=9,7\text{mm}$$

Tableau V. 16 Evaluation de la flèche pour les poutres.

Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
M _j	12,76	σ _{stj}	65	f _{ji}	0.92
M _g	15,51	σ _{stg}	79	f _{gi}	1.35
				f _{gv}	3,31
M _p	19,65	σ _{stp}	100,1	f _{pi}	2.08

Après le calcul, on trouve : $f = 5,25\text{mm} < f^{adm} = 9,7\text{mm} \dots\dots\dots$ vérifiée

V.3.5. Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N|+|M_S| \geq 1.25 \times (|M_W|+|M_E|)$$

V.3.5.1. 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.
- ✓ de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad ; \quad \text{Avec : } Z=0,9 \times h$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

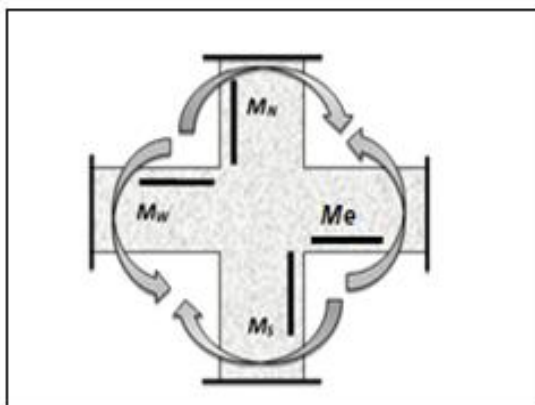


Figure V. 4 Les moments résistant dans la zone nodale.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 17 Les moments résistant dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR (KN.m)
Sous sol+ RDC+Étage 1&2	55×55	49.5	28,4	489,22
Étage 3&4	55×50	49.5	24,63	424,28
Étage 5&6	50×45	45	21,37	334,65
Étage 7	45×45	40,5	18,10	255,10

V.3.5.2. Déterminations des moments résistant dans les poutres

M_W et M_E sont les moments (en KN) calculés en fonction des aciers adoptés en appuis à gauche et à droite du nœud (face tendue de la poutre au niveau du nœud).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau de vérification des zones nodales. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central :

Tableau V. 18 Les moments résistant dans les poutres.

Niveaux	Local	H (cm)	Z (cm)	As (cm ²)	MR (KN.m)
RDC	Poutres P	50	45	12,06	188 ,86
	Poutres S	35	31.5	4,62	50,64
Etage courant +services	Poutres P	50	45	10,05	157,38
	Poutres S	35	31.5	6,88	75,42
Terrasse	Poutres P	50	45	9,24	144,69
	Poutres S	35	31,5	5,65	61,94

Tableau V.19. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveaux	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_W	M_E	$1.25(M_W + M_E)$	Observation
RDC	489,22	489,22	978,44	188,86	188,86	472,15	Vérifiée
1 ^{er}	489,22	489,22	978,44	157,38	157,38	393,45	Vérifiée
2 ^{ème}	489,22	424,28	913,5	157,38	157,38	393,45	Vérifiée
3 ^{ème}	424,28	424,28	848,56	157,38	157,38	393,45	Vérifiée
4 ^{ème}	424,28	334,65	758,93	157,38	157,38	393,45	Vérifiée
5 ^{ème}	334,65	334,65	669,30	157,38	157,38	393,45	Vérifiée
6 ^{ème}	334,65	255,10	589,75	157,38	157,38	393,45	Vérifiée
7 ^{ème}	255,10	0	255,10	144,69	144,69	361,72	Vérifiée

Tableau V. 19 Vérifications de la zone nodale des poutres secondaires

Niveaux	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_W	M_E	$1.25(M_W + M_E)$	Observation
RDC	489,22	489,22	978,44	50,64	50,64	126,6	Vérifiée
1 ^{er}	489,22	489,22	978,44	75.42	75.42	188.55	Vérifiée
2 ^{ème}	489,22	424,28	913,5	75.42	75.42	188.55	Vérifiée
3 ^{ème}	424,28	424,28	848,56	75.42	75.42	188.55	Vérifiée
4 ^{ème}	424,28	334,65	758,93	75.42	75.42	188.55	Vérifiée
5 ^{ème}	334,65	334,65	669,30	75.42	75.42	188.55	Vérifiée
6 ^{ème}	334,65	255,10	589,75	75.42	75.42	188.55	Vérifiée
7 ^{ème}	255,10	0	255,10	61,94	61,94	154,85	Vérifiée

Commentaire : les vérifications de zone nodale sont vérifiées dans tous les niveaux, sauf pour le 7^{ème} étage. Mais selon RPA, les deux derniers niveaux la vérification est facultative.

V.3.6 Schéma de ferrailage des poutres :

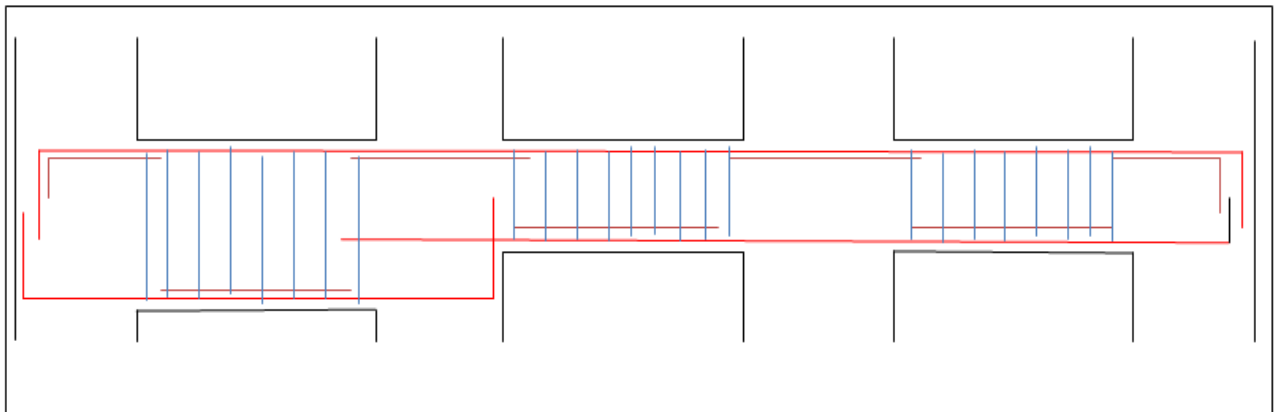


Figure V. 5 dispositions constructives des poutres

Tableau V. 20 Schémas de ferrailage des poutres (étages commerce).

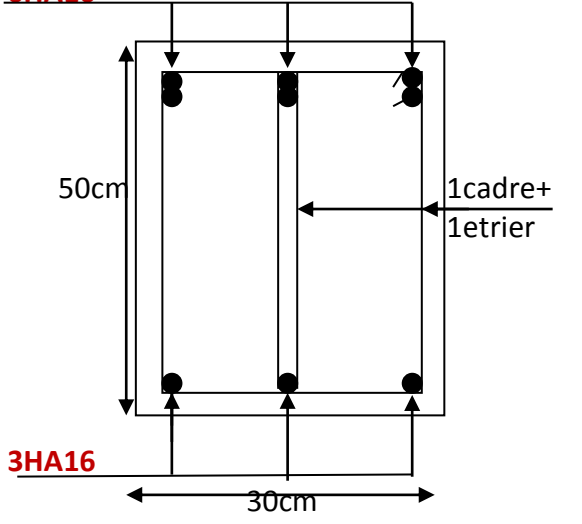
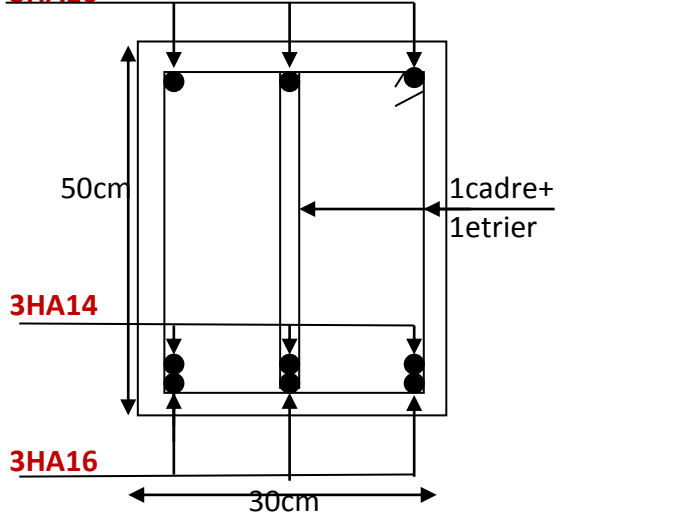
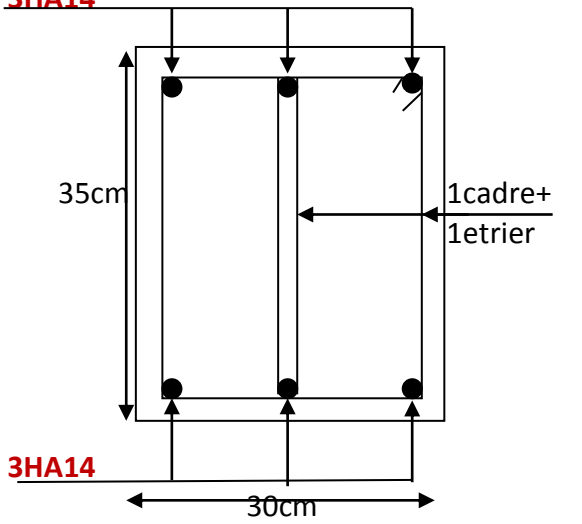
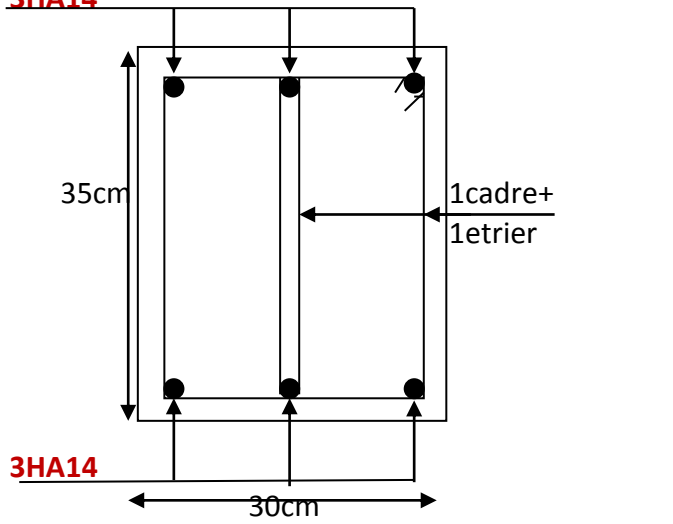
<p>poutres principales</p>	<p>6HA16</p>  <p>50cm</p> <p>30cm</p> <p>1cadre+ 1étrier</p> <p>3HA16</p>	<p>3HA16</p>  <p>50cm</p> <p>30cm</p> <p>1cadre+ 1étrier</p> <p>3HA14</p> <p>3HA16</p>
	<p>Coupe B-B Appui</p>	<p>Coupe A-A Travée</p>
<p>poutres secondaires</p>	<p>3HA14</p>  <p>35cm</p> <p>30cm</p> <p>1cadre+ 1étrier</p> <p>3HA14</p>	<p>3HA14</p>  <p>35cm</p> <p>30cm</p> <p>1cadre+ 1étrier</p> <p>3HA14</p>

Tableau V. 21 Schémas de ferrailage des poutres (étages service+ étages courants).

poutres principales		
	Coupe B-B Appui	Coupe A-A Travée
poutres secondaires		

Tableau V. 22 .Schémas de ferrailage des poutres (Terrassé).

<p>poutres principales</p>	<p>6HA14</p> <p>50cm</p> <p>30cm</p> <p>3HA14</p> <p>1cadre+ 1étrier</p>	<p>3HA14</p> <p>50cm</p> <p>30cm</p> <p>6HA14</p> <p>1cadre+ 1étrier</p>
	<p>Coupe B-B Appui</p>	<p>Coupe A-A Travée</p>
<p>poutres secondaires</p>	<p>5HA12</p> <p>35cm</p> <p>30cm</p> <p>3HA14</p> <p>1cadre+ 1étrier</p>	<p>3HA12</p> <p>35cm</p> <p>30cm</p> <p>3HA14</p> <p>1cadre+ 1étrier</p>

V.4. Étude des voiles

V.4.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G + 1.5Q$
- 2). $G + Q \pm E$
- 3). $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003 :

➤ Armatures verticales :

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton , $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ Armatures Horizontal :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

➤ **Armatures Transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

➤ **Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]**

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espace des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V. 23 Sollicitations maximales dans le voile Vx3 // à X-X

Voile V _{x2} avec L = 1,25 m							
Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N(KN)	M (KN. m)	M (KN. m)	N(KN)	N(KN)	M(KN. m)	
sous-sol+ RDC	-1221.46	16.11	286.62	-1059.01	-388.42	67.86	122.48
1 ^{eme} +2 ^{eme} Etage	-832.20	43.07	133.36	-694.43	-266.26	96.28	87.43
3 ^{eme} +4 ^{eme} Etage	-622.01	15.73	105.44	-525.93	-226.32	88.08	74.26
5 ^{eme} +6 ^{eme} Etage	-407.75	9.58	72.52	-353.36	-84.79	30.48	56.31
7 ^{eme} Etage	-103.18	47.48	46.48	-103.18	-22.85	16.11	40.44

Tableau V. 24 Sollicitations maximales dans le voile Vy3 // à Y-Y

Voile V _{x1} avec L = 2, 3 m							
Niveaux	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V _u (KN)
	N(KN)	M (KN. m)	M (KN. m)	N(KN)	N(KN)	M(KN. m)	
sous-sol+ RDC	-1359.31	802.43	802.43	-1359.31	-212.98	773.42	193.72
1 ^{eme} , 2 ^{eme} , Etage	-896.94	72.09	280.25	-596.18	-313.73	771.81	111.23
3 ^{eme} , 4 ^{eme} , Etage	-654.71	22.85	129.11	-380.05	-157.10	92.79	73.21
5 ^{eme} 6 ^{eme} Etage	-417.23	13.12	86.94	-201.52	-56.34	73.53	53.93
7 ^{eme} Etage	-140.32	50.06	57.61	-58.42	-30.52	53.56	26.87

V.4.3 Exemple de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sollicitations maximales dans le voile Vy3 // à y-y

M _{max} → N _{cor}		V _u (KN)
M (KN. m)	N(KN)	
-773.42	-212.98	-193.72

V.4.4 Ferrailages :

- Calcul du ferrailage :
- A)-Sous M_{max} et N_{cor} :

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.

$$L = 2,3 \text{ m}, d = 2,25\text{m}, e = 0,2\text{m}.$$

$$M_{max} = 773.42 \text{ KN}, \quad N_{cor} = -212.98 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{Mu}{Nu} = \frac{773.42}{212.98} \times 100 = 363.14 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{212.98 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,3} + \frac{773.42 \times 10^{-3}}{0,203} 1,15 = 4.84 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{212.98 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,3} - \frac{212.98 \times 10^{-3}}{0,203} 1,15 = -3.92 \text{ MPa} > 0$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} > 0 \\ \sigma_{\min} < 0 \end{array} \right\}$ la section est partiellement comprimée le calcul se fait par assimilation a la FS

$$M_{ua} = M_u + Nu(d-l/2) = 773.42 + 212.98(2.25 - 2.3/2) = 1007.69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1007.69 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.3^2 \times 14.2} = 0.093 < \mu = 0.392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,122$$

Calcul de A : $A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}}$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 2.13 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{1007.69 \times 10^{-3}}{2.16 \times 348} \times 10^4 = 13.4 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 \frac{Nu}{f_{st}} = 13.4 \times 10^{-4} - \frac{212.98 \times 10^{-3}}{348} = 7.27 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile :**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{\min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 0,2 \times 2,3 = 6,9 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue L_t**

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0.2\% b \times l_t$$

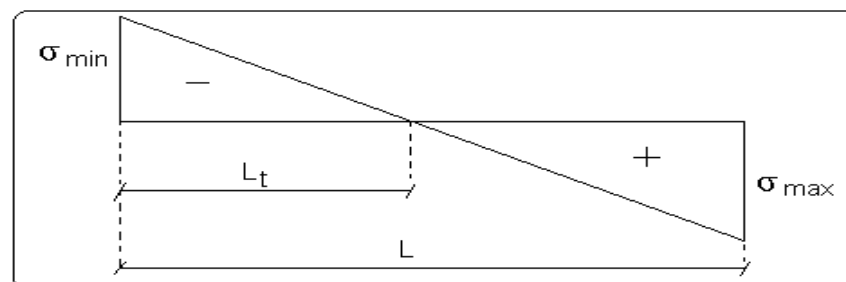


Figure V. 6 Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$l_t = \frac{3.92 \times 2,3}{4.84 + 3.92} = 1.03 \text{ m} \quad A_{\min}^{\text{tendu}} = 0.2\% 0,2 \times 1.03 = 4.12 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{\min}^{\text{comp}} = 0.1\% b \times l_c \quad ; l_c = L - 2l_t = 2,3 - 2 \times 1.03 = 0,24 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{\text{comp}} = 0.1\% \times 0,2 \times 0,24 = 0.48 \text{ cm}^2.$$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 193.72 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e} \quad \tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 * 193.72 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,25} = 0.6 \text{ MPa}$$

✓ Espacement des barres horizontales

$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$ On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{0.6 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau V. 25 Sollicitations et ferrailage du voile Vx3 dans tous les niveaux.

Niveau	sous-sol 2, RDC	1 ^{eme} , 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} , 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} Etage
Section	0,2×1.25	0,2×1.25	0,15×1.25	0,15×1.25	0,15×1.25
N(KN)	-1059.01	-266.26	-226.32	-84.79	-23,54
M(KN.m)	286.62	96.28	88.08	30.48	61,21
V(KN)	122.48	87.73	74.26	56.31	29,08
τ (MPa)	0.71	0,51	0,57	0,44	0,22
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
σ_{max} (MPa)	9.73	2,91	3.46	1.23	1.69
σ_{min} (MPa)	-1.26	-0,78	-1.04	-0,32	-1.44
A_{cal} (cm ²)	-5.78	-1.38	-1,05	-0.51	0,046
A_{min} (cm ²)	3,75	3,75	2,81	2,81	2,81
L_t	0,14	0,26	0,29	0,25	0.57
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0.56	1.04	0.87	0.75	1.71
$N^{barre}/face$	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
A_{adopt} (cm ²)	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	1,94	1.46	1.34	1,5	0,22
A_h^{cal} (cm ²)	0,88	0,64	0,53	0,41	0,21
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V. 26 Sollicitations et ferrailage du voile Vy3 dans tous les niveaux.

Niveau	sous-sol + RDC	1 ^{eme} , 2 ^{eme} Etage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} , 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} Etage
Section	0,2×2.3	0,2×2.3	0,15×2.3	0,15×2.3	0,15×2.3
N(KN)	-212.98	-313.73	-157,10	-56,34	-30.52
M(KN.m)	773.42	771.81	92.79	73.53	53.56
V(KN)	193.72	111.23	73.21	53.93	26.87
τ (MPa)	0.60	0.35	0.30	0.22	0.11
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
σ_{max} (MPa)	4.84	5.06	1.15	0.719	0.49
σ_{min} (MPa)	-3.92	-3.69	-0.24	-0.39	-0.39
A_{cal} (cm ²)	7.24	5.85	-1.07	0.12	0.24
A_{min} (cm ²)	6.9	6.9	5,18	5,18	5,18
L_t	1.03	0.97	0.40	0.81	1.01
A_{min}^{tendu} (cm ²)	4.12	3.88	1.2	2.43	3.03
$N^{barre}/face$	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
A_{adopt} (cm ²)	7,85	7,85	7,85	7,85	7,85
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_{min}^{comp} (cm ²)	0.48	0.72	2.25	1.02	0.42
A_h^{cal} (cm ²)	0.75	0.44	0.28	0.21	0.10
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

➤ Schémas de ferrailage

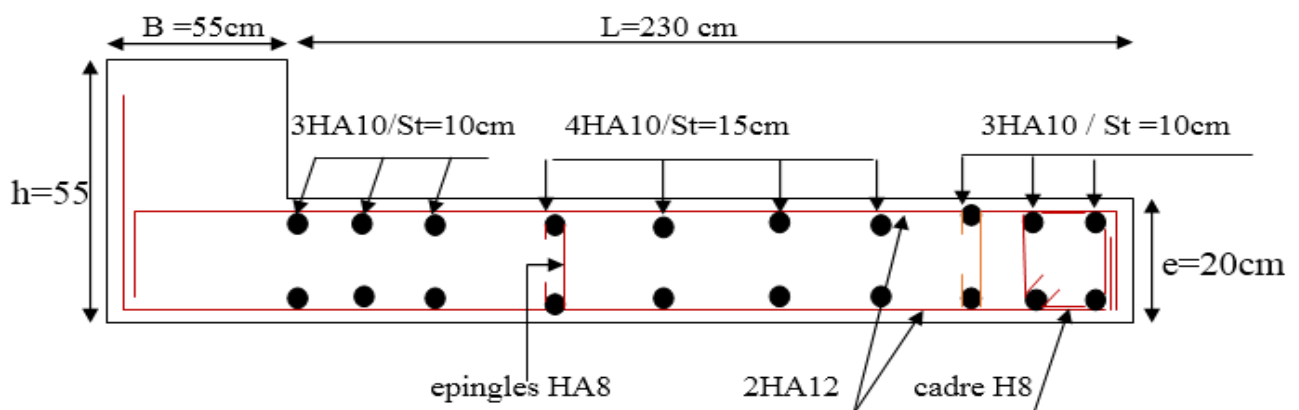


Figure V. 7 Schéma de ferrailage du voile Vy3 =2,3 (sous sol +RDC)

V.5 Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bienarmés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferraillements obtenus par minimum édicté par le RPA 99/ 2003

Chapitre VI

Etude

de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Une fondation est constituée par les semelles de la structure et les aménagements du sol sous ces semelles.

Une semelle est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, c-à-d la descente de charge, d'une part, et les caractéristiques du sol d'autre part

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol établi par le laboratoire GENIE CIVIL , la contrainte du sol de 3.3bar, la profondeur d'ancrage est de 4m ; On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles filantes et le radier générale et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$
- $G + Q$
- $1.35G + 1.5Q$

VI.4. Etude des fondations**VI.4.1. Vérification des semelles isolées :**

Les poteaux étant de section carrée, on choisit des semelles carrées.

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 sur la semelle calculée selon la combinaison obtenue par logiciel ETABS 2016.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol=3.3bars.

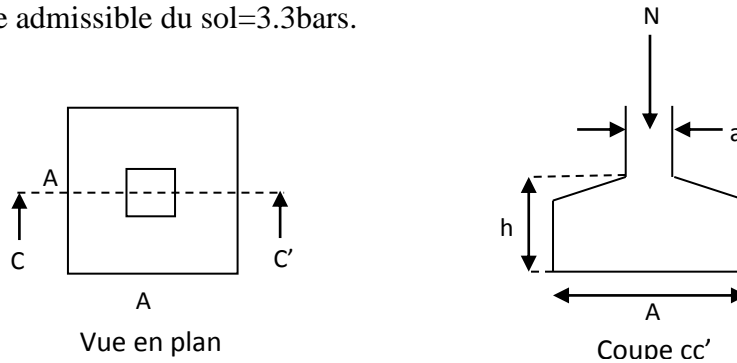


Figure VI.1 . schéma d'une semelle isolée

$N = 2063.83 \text{ KN}$; $\overline{\sigma}_{sol} = 0.330 \text{ Mpa} = 330 \text{ kn}$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B * B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{2063,83}{330}} = 2,5\text{m}$$

AN : $B \geq 2.51\text{m}$, SOIT : $B = 2.6\text{m}$.

on remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc les semelles isolées sont à exclure .

VI.4.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique le plus sollicité formé de 3 poteaux.

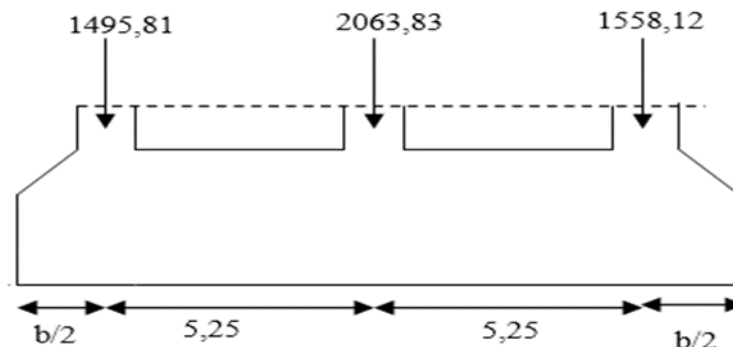


Figure VI.2 . Semelle filante F

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

Avec : $L = L_1 + L_2 + b$ poteau+ une distance de 50cm dans notre cas.

$$L = 11.55 \text{ m}$$

$$N_1 = 1495,81 \text{ KN}, N_2 = 2063,83 \text{ KN}, N_3 = 1558,12 \text{ KN},$$

$$N = \sum_{i=1}^3 = 5117,76 \text{ KN} \qquad M = \sum_{i=1}^3 = 60.84 \text{ KN/m}$$

Remarque : Afin de prendre en compte les divers poids des couches de terres sur la semelle filante ainsi que son poids propre, on majore l'effort de 20%, soit un ratio moyen déterminé

compte tenu des calculs développés manuellement

$$N_s = 1.2 N = 6141,326 \text{ KN}$$

A partir du modèle de Meyerhof :

$$B \geq \frac{1,2 \times N}{(L - 2e) \delta_{sol}} \text{ avec } e = \frac{M}{N} = \frac{60.84}{6141.326} = 0,038 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{6141.326}{(11,55 - 2 \times 0,038) \times 330} = 1,7 \text{ m}$$

On remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles en tenant compte des entres axes des poteaux, donc on opte pour des semelles filante

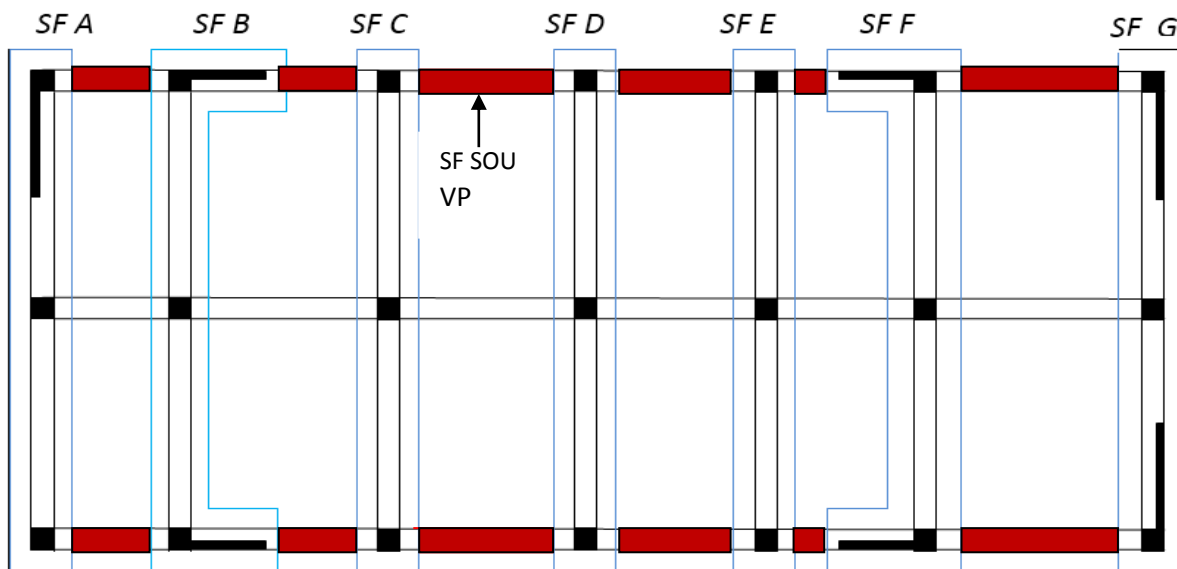


Figure VI.3 . Vue en plan de la disposition des semelles filantes.

Les résultats de dimensionnement des autres semelles filantes sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau VI.1 : résumé le dimensionnement des différents semelles

Semelle	A	B	C	D	E	F	G
$\sum N$ (KN)	2290.03	4849.74	5511.64	5555.89	5215.76	6141.326	4122,84
$\sum M$ (KN.m)	14.68	31.75	42.1	34.6	37.38	60.84	97.29
e (m)	0.0064	0.0066	0.0077	0.0062	0.0072	0.010	0,024
B (m)	0.6	1.28	1.45	1.46	1.38	1.7	1.09

VI.5.2. Calcul de la hauteur de la semelle :

$$ht \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} ; ht \geq \frac{1,7-0,55}{4} + 0.05 \quad ht \geq 34 \text{ cm}$$

On opte pour : **h=40cm.**

Vérification des contraintes dans le sol : Art : 3.541(a) [3]

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{N}{S_{semell}} \pm \frac{M}{I} (X_G, Y_G)$$

N : L'effort normal du aux charges verticales.

M_x, M_y : Moment sismique à la base tiré du logiciel etabs2016,

On a :

$$\begin{array}{lll}
 N=6311.70\text{KN} & M_x = 211.72 \text{ Kn.m} & M_y =138.95\text{Kn.m} \\
 \left\{ \begin{array}{l} X_G =0.85\text{m} \\ Y_G = 5,77\text{m} \end{array} \right. & \left\{ \begin{array}{l} I_x =218.28\text{m}^4 \\ I_y = 4.72\text{m}^4 \end{array} \right. & \\
 B= 1.7\text{m} & S= 19.63 \text{ m}^2 &
 \end{array}$$

✓ **Sens X-X :**

$$\delta_{Max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x \times Y_g}{I_x} = 0,33 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{Min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x \times Y_g}{I_x} = 0.32\text{Mpa}$$

$$\delta_{\text{Moy}} = \frac{3 \times \delta_{\text{Max}} + \delta_{\text{Min}}}{4} = 0,326 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{\text{Moy}} = 0,326 \text{ Mpa} < \delta_{\text{sol}} = 0,33 \text{ Map} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

✓ Sens Y-Y :

$$\delta_{\text{Max}} = \frac{N}{S} + \frac{My \times Xg}{Iy} = 0,35 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{\text{Min}} = \frac{N}{S} + \frac{My \times Xg}{Iy} = 0,296 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{\text{Moy}} = \frac{3 \times \delta_{\text{Max}} + \delta_{\text{Min}}}{4} = 0,336 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{\text{Moy}} = 0,336 \text{ Mpa} < \delta_{\text{sol}} = 0,33 \text{ Map} \dots \dots \dots \text{ Pas vérifiée}$$

On augmente B de la semelle filante B=1,8cm

$$\begin{cases} X_G = 0,9\text{m} \\ Y_G = 5,77\text{m} \end{cases} \quad \begin{cases} I_x = 231,119\text{m}^4 \\ I_y = 5,61\text{m}^4 \end{cases} \quad S = 20.79 \text{ m}^2$$

✓ Sens X-X :

$$\delta_{\text{Max}} = \frac{N}{S} + \frac{Mx \times Yg}{Ix} = 0,31 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{\text{Min}} = \frac{N}{S} - \frac{Mx \times Yg}{Ix} = 0,297 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{\text{Moy}} = \frac{3 \times \delta_{\text{Max}} + \delta_{\text{Min}}}{4} = 0,306 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{\text{Moy}} = 0,306 \text{ Mpa} < \delta_{\text{sol}} = 0,33 \text{ Map} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

✓ Sens Y-Y :

$$\delta_{\text{Max}} = \frac{N}{S} + \frac{My \times Xg}{Iy} = 0,325 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{\text{Min}} = \frac{N}{S} + \frac{My \times Xg}{Iy} = 0,281 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{\text{Moy}} = \frac{3 \times \delta_{\text{Max}} + \delta_{\text{Min}}}{4} = 0,314 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{\text{Moy}} = 0,32 \text{ Mpa} < \delta_{\text{sol}} = 0,33 \text{ Map} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

Donc cette condition est vérifiée dans les deux sens.

Vérification de la stabilité au renversement :

Selon RPA99V2003 (Article 10.1.5), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

✓ Sens X-X :

$$e = \frac{211.72}{6311.70} = 0,034m < \frac{1.7}{4} = 0.42m \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Sens Y-Y :

$$e = \frac{138.95}{6311.740} = 0,022 m < \frac{11.55}{4} = 2,88m \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

→ Pas de risque au renversement dans les deux sens.

Vérification de la poussé hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$f_s = 1.15 \text{ (Coefficient de sécurité).}$$

$$\gamma_w = 10KN/m^3 \text{ (Poids volumique de l'eau).}$$

$$S_{sf} = 20,79m^2 \text{ (Surface de semelle filante).}$$

$$H=4m \text{ (La hauteur de la partie ancrée du bâtiment).}$$

$$N = 5322,96KN \geq 1.15 \times 4 \times 20,79 \times 10 = 956,34KN \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI. 4.3. Calcul de l'effort sollicitant de la semelle filante (SF.f) à l'ELU :

$$q_{ref} = \frac{1,2 \times N}{(L-2e) \times B} \rightarrow \frac{8464.44}{(11,55-2 \times 0,01) \times 1,8} = 407,84 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = q_{ref} \times B = 407.84 \times 1.8 = 734.12 \text{ KN/ml (réaction du sol)}$$

Pu représenter la réaction linéique du sol sous la semelle filante dont les effets de flexion sont

Supportés par la poutre de rigidité (Libage)

Les autres résultats des efforts sollicitant des semelles filantes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Les efforts sollicitant des différentes semelles filantes à l'ELU

semelle	A	B	C	D	E	F	G
$\sum N$ (KN)	3128.97	6667.89	7592.54	7659.86	7190.58	8464.44	7186.65
$\sum M$	19.54	44.42	59.97	48.85	52.29	86.2	136.98
e (m)	0.0062	0.0066	0.0078	0.0064	0.0072	0.0101	0,0190
q_{ref}	150.66	321.09	365.69	368.84	346.29	407,86	346.82
p_u	271.18	577.962	658.242	663.912	623.32	734.14	624.28

VI. 4.4. Ferrailage transversal de la semelle :

$$A_u \geq \frac{P_u \times (B-b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_a} \text{ avec } \bar{\sigma}_a = 3480 \text{ bar, } d = 35 \text{ cm, } b = 55 \text{ cm}$$

$$A_u \geq \frac{734.12 \times (1.8 - 0.55)}{8 \times 0.35 \times 3480} = 9,41 \text{ cm}^2$$

Choix : 8HA14 = 12.32cm², e = 15 cm

Aciers de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{12.32}{3} = 4.1 \text{ cm}^2$$

Choix : 5HA12 = 5.65 cm²/ml , e = 25 cm

VI.5. Etude de semelle filante (sous voiles) :

VI.5.1. Dimensionnement :

Soit le voile $V \times 2 = 1.25 \text{ m}$, avec un débord de 0.25m .

$N = 538.77 \text{ KN}$; $M = 1.223 \text{ KN.m}$; $e = 0.0023 \text{ m}$

$$B \geq \frac{1,2 \times N}{(L-2e)\delta_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{538.77}{(1.5-2 \times 0.0023)330} = 1.09 \text{ m}$$

Donc on prend : $B = 1.2 \text{ m}$.

VI.5.2 Calcul de la hauteur de la semelle :

$$ht \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} ; ht \geq \frac{1.2-0,2}{4} + 0,05 \text{ et } ht \geq 0,3 \text{ m}$$

On opte pour : $h = 0,35 \text{ m}$.

VI.5.3. Ferrailage :

$$q_{ref} = \frac{1,2 \times N}{(L-2e) \times B} \rightarrow \frac{743.376}{(1.5-2 \times 0,0018) \times 1,2} = 413.98 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = q_{ref} \times B = 413.98 \times 1.2 = 496.77 \text{ KN/ml (réaction du sol)}$$

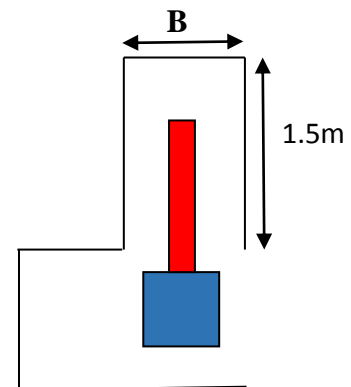


Figure VI.4 Semelle sous voile

$$A_u \geq \frac{Pu \times (B-b)}{8 \times d \times \delta a} = \frac{0.49677 \times (1.2-0.2)}{8 \times 0.3 \times 348} = 5.94 \text{ cm}^2$$

Choix: 6HA12 = 6.79 cm²/ml ; e = 20 cm

Aciers de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{6.79}{3} = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ Choix: 6HA8} = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml} ; e = 20 \text{ cm}$$

VI.6. Calcul de la poutre de rigidité :

➤ **Définition :**

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle. La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle

➤ **Dimensionnement :**

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L=6,25\text{m} \quad \frac{625}{9} \leq h \leq \frac{525}{6} \rightarrow 69,44\text{cm} \leq h \leq 104,16\text{cm}$$

On prend ; ht=100cm ; b=50cm

➤ **Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité :**

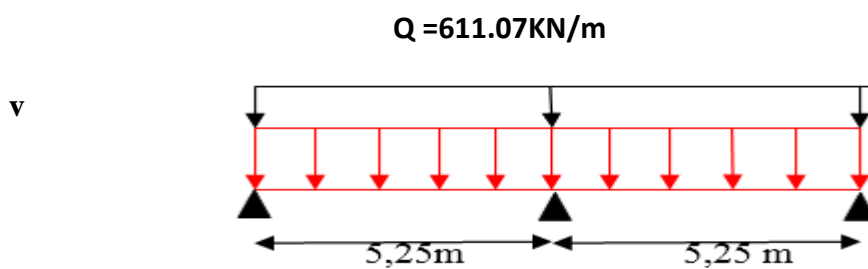


Figure VI .5 . Schéma statique de la poutre de rigidité

$$q_u = \frac{Nt}{l} = \frac{7057,87}{11.55} \Rightarrow q_u = 611.07 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \frac{Nt}{l} = \frac{5117,76}{11.5} \Rightarrow q_s = 443.096 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations :

• **Méthode de calcul :**

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode Caquot.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3.calcul des sollicitations

Travée	L _x (m)	L' _x (m)	M _a (Kn.m)		X ₀ (m)	M _t (Kn.m)
			M _g	M _d		
A-B	5.25	5.25	0	-1962.71	2.006	1191.83
B-C	5.25	5.25	-1962.71	0	3.213	1191.83

Tableau VI.4 .ferraillage de la poutre de rigidité

Localisation	M _u (Kn.m)	A calculée	A min	A adoptée	Choix de barre
Travée	1191.83	39.96	5.85	42.98	12HA16+6HA20
Appuis	1962.71	74.19	5.85	77.56	12HA25+6HA20

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23.b. d. f_{t28} / f_e = 5.85\text{cm}^2$$

• **Armature de peau :**

Comme la poutre a une hauteur de 100cm le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section $A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ de hauteur.

$$H=100\text{cm}$$

$$\Rightarrow A_p = 3 * 0.97 = 2.91\text{cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2.$$

VI.6.Schéma de ferrailage :

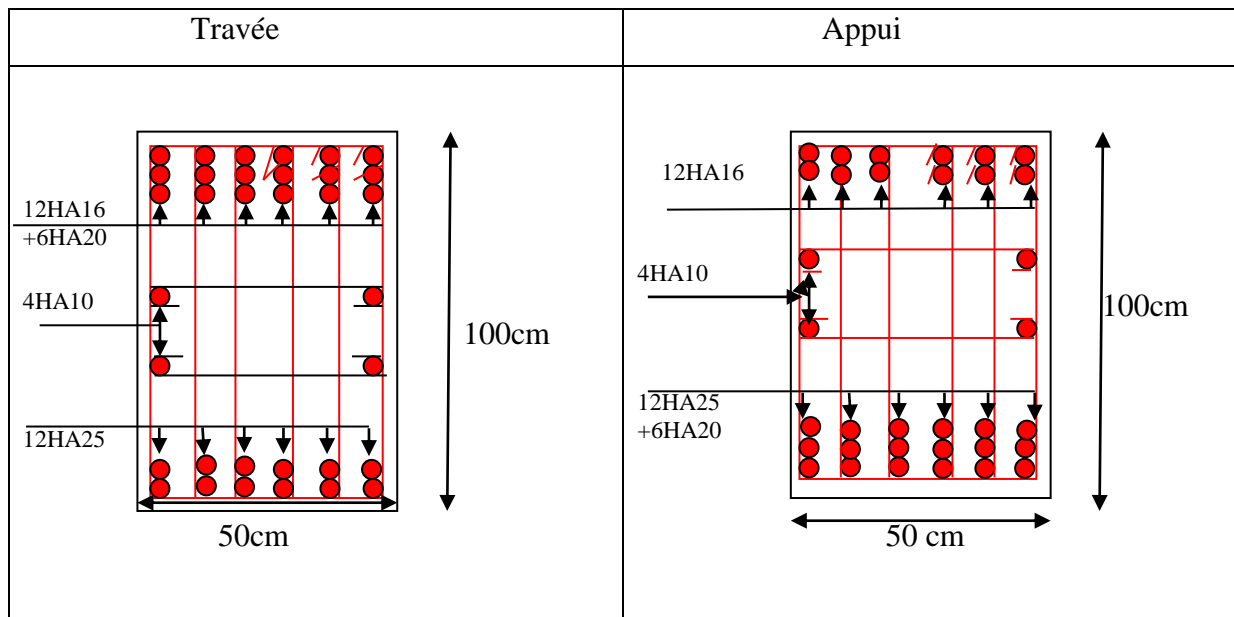


Figure VI .6. Schémas de ferrailages de la poutre de rigidité

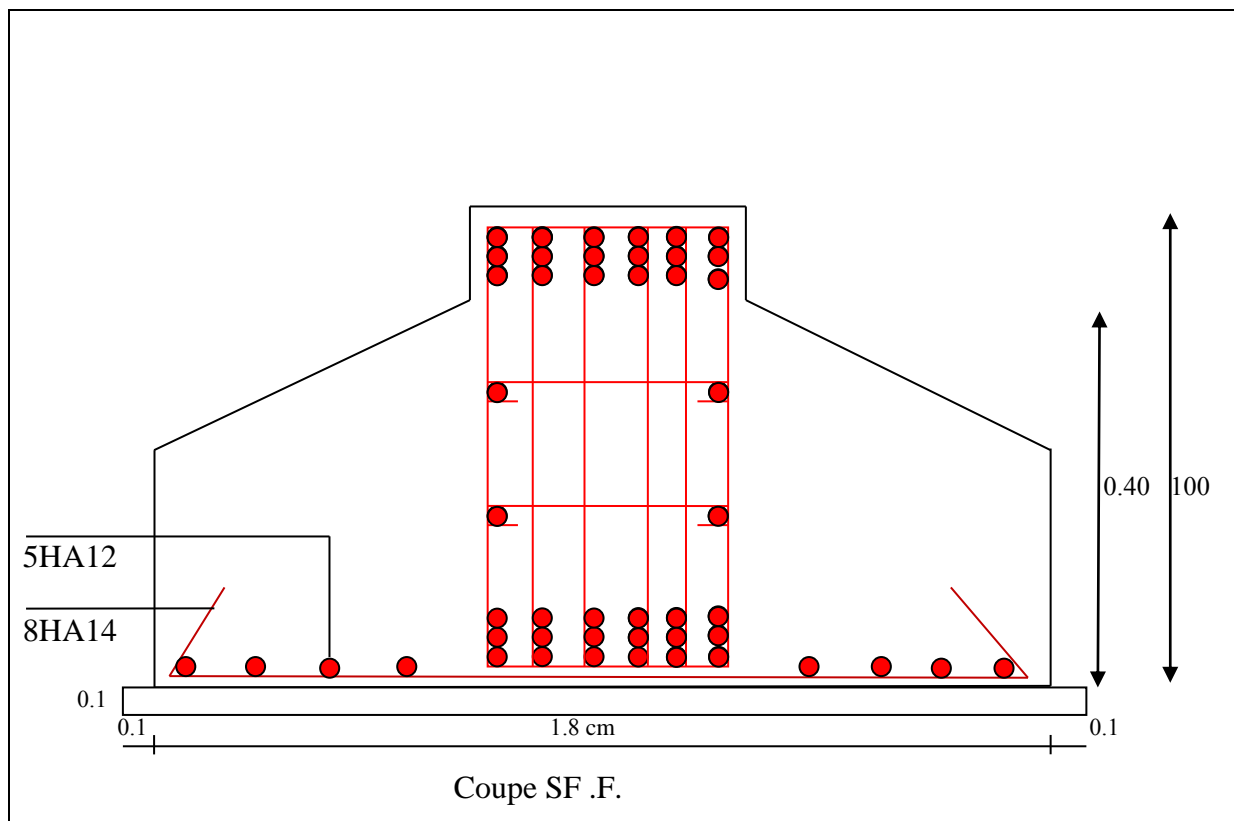


Figure VI .7. Schémas de ferrailages de la semelle filante.

VI.7. ETUDE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

VI.7.1. Définition :

Un mur de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide, ils sont essentiellement employés pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement, notamment en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel.

Un mur de soutènement de hauteur 2,71m est prévu, ce mur doit satisfaire les exigences minimales du RPA suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 20 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans la voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

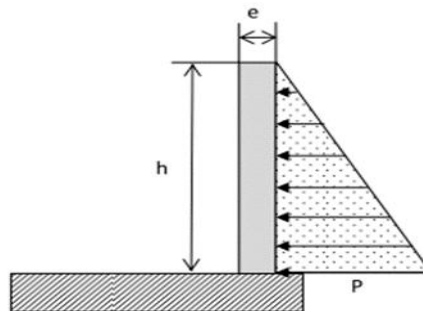


Figure VI.8. Poussée des terres sur le mur

VI.7.2. Dimensionnement des mur :

- Hauteur $h=2.71$ m
- Épaisseur $e=20$ cm
- **Caractéristiques du sol**
- Poids spécifique $\gamma_h = 23KN/m^3$
- Cohésion (Sol non cohérent) $c = 1.41$ bar
- Angle de frottement : $\varphi = 0$
- **Evaluation des charges et surcharges :**

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

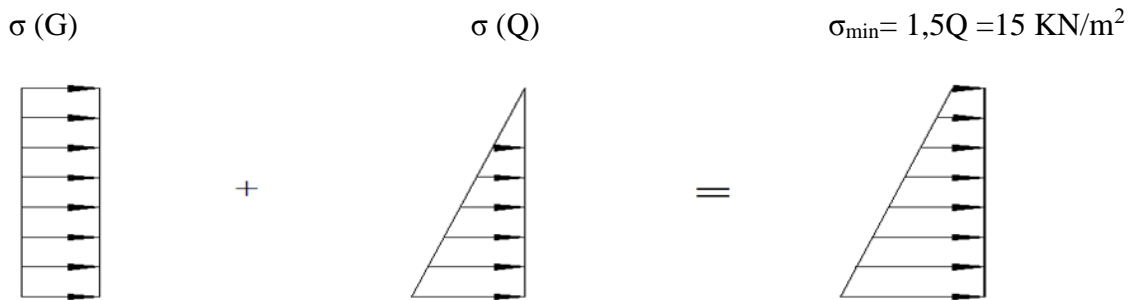
$$G = 2.71 \times 23 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{0}{2}\right) - 2 \times 1.41 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{0}{2}\right) = 59.51KN/m^2$$

✓ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10KN/m^2$$

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 10KN/m^2$$

VI.7.3. Détermination des contraintes :



$$\sigma_{max} = 1,35G + 1,5Q = 95,34/m^2$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{max} = 95,34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 95,34 + 15}{4} = 75,26 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 75,26 \text{ KN/ml}$$

VI.7.4. Ferrailage du mur :

Pour le ferrailage on prend le panneau le plus défavorable Le mur se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2,71 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 5,70 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{2,71}{5,70} = 0,47 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

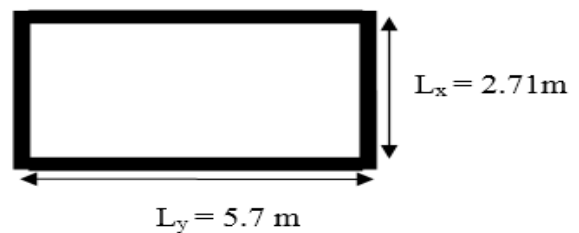


Figure.VI.9 : panneau le plus sollicité

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,47 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,1008 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u = 0,1008 \times (2,71)^2 \times 75,26 = 55,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,25 \times 55,71 = 13,93 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés :**

Moment en travées :

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 47,35 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 11,84 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -27,86 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$

Tableau VI.5. Résumé des résultats de ferrailage du mur

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	47.35	0.103	0.136	17.01	8.004	2	6HA14 =9.24
	Y-Y	11.84	0.025	0.032	17.76	1.91	2	6HA12=6.79
Appui		27.86	0.061	0.078	17.44	4.59	2	6HA10=4.71

✓ **E spacements**

Sens x-x : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Vérifications**

$\rho > 0,4$

$e = 20 \text{ cm} > 12$

$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$

$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,47) 100 \times 20 = 2.024 \text{ cm}^2$

$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

Sens : X-X

$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible

On a $V = \frac{qu \times lx}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 82,57 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{82,57 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,46 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

Sens : Y-Y

On a $V = \frac{qu \times ly}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 173,68 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{173,68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,96 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

➤ Vérification A L'ELS

$$\rho = 0,47 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,1038 \\ \mu_y = 0,3402 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 69.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 69.51 + 10}{4} = 54.63 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 54.63 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = 0,1038 \times 54.63 \times 2.71^2 = 41.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,3402 \times M_{0x} = 14.17 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments corrigés

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 35.39 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 12.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -20.82 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right).$$

Tableau VI.6. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M ^s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs.	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs.
Travée	x-x	35.39	5.81	27133	7.58 < 15	Vérifiée	238.51 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	12.04	5.12	2137	2.89 < 15	Vérifiée	108.86 > 201,63	Vérifiée
Appui		20.82	4.38	15907	5.74 < 15	Vérifiée	267.32 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que la contrainte d'acier n'est pas vérifiée dans le sens x-x en travée et en appuis, donc il faut recalculer la section d'acier tendus en As en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est à dire à la contrainte Limite de service

$$\bar{\sigma}_s$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}, \alpha = \sqrt{90 \beta \frac{(1-\alpha)}{(3-\beta)}}, \beta = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2}$$

Tableau VI.7. Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	N ^{bre} de barres
Travée	x-x	35.39	0,46	0.34	11.08	12.32	8HA14
	y-y	12,04	0,049	0.32	3.33	6.79	6HA12
Appui		20.82	0,24	0.26	6.30	6.79	6HA12

VI.7.5. Schéma de ferrailage du mur de soutènement :

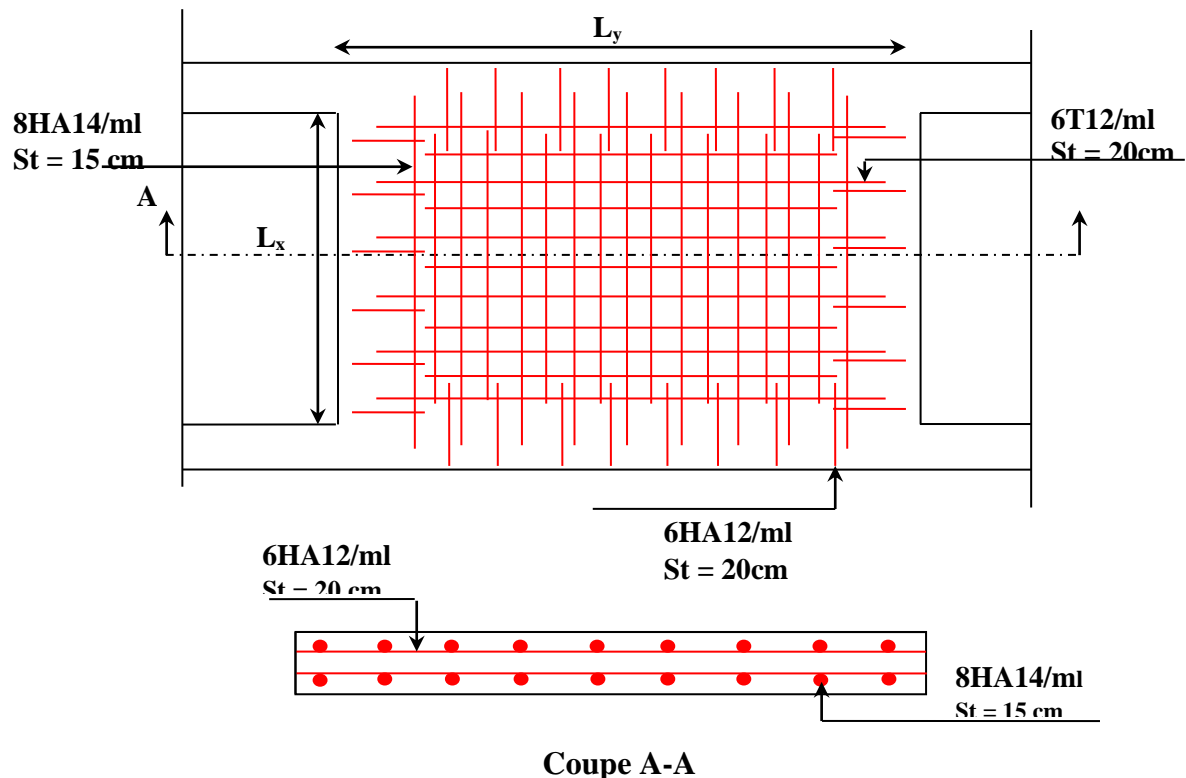


Figure VI.10. Schéma du ferrailage du mur soutènement

VI.8.CONCLUSION :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. En suite nous sommes passé a un calcul avec semelle filante. Vu que il n'y a pas un chevauchement entre deux semelles, ce qui revient a dire que ce type de fondation adéquate pour notre cas.

Le ferrailage adopté à été vérifié et s'est avéré satisfaisant .

Conclusion Générale

Conclusion générale

La recherche du bon comportement de la structure nous a conduit à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

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. L'obstacle majeur pour l'ingénieur c'est la difficulté qui trouve lors de la disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, ces contraintes architecturales s'influencent directement sur le comportement de la structure vis-à-vis les charges extérieures tel que le séisme, ainsi que le temps de réalisation et le coût de l'exécution.
3. Les résultats obtenus du logiciel de calcul ETABS V2016, doivent-êtré vérifié selon les exigences des règlements parasismiques Algériennes.
4. La vérification de l'interaction voiles-portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans le cas contraire il est impérativement obligatoire de précédé au redimensionnement des éléments structuraux.
5. L'influence des voiles dans la structure est illustrée dans la réduction des sollicitations au niveau des portiques, elle nous a conduites à ferrailer la plupart des éléments de contreventement avec le minimum du RPA qui valorise la sécurité sur le critère économique.
6. Pour l'infrastructure on a opté pour le type de fondation (semelle filante) pour assurer une bonne résistance et une bonne stabilité de l'ouvrage face aux multiples sollicitations subies par la structure.

Enfin, Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les prochaines promotions.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

- ❖ [1] **RPA99** « Règles parasismiques Algériennes 1999/ver 2003 ».
- ❖ [2] **CBA 93** « Code du béton armé, 1993 ».
- ❖ [3] **BAEL91/99**« Béton armé aux états limites, 1997/ver1999».
- ❖ [4] **DTR BC 2.2**« Charges permanentes ET surcharges d'exploitation; édition 1989 ».
- ❖ [5] **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».
- ❖ Cahier de cours béton du cursus, Université de Bejaia,
- ❖ Ancien mémoires de fin d'étude
- ❖ Logiciels utilisés :
 - ETABS V.16

Annexes

Annexes

Annexe (I) :

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

Annexes

0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe (II)

Table de PIGEAUD

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

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	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

Annexes

Annexe (III)

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

\emptyset	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	38,17	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	3,92	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,09	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Les Plans