



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil

Option : structure

Thème

*Etude d'un bâtiment ($\mathbb{R}+8+SOUS\ SOL$) à usage
D'habitation et commerce, contreventé par un
système mixte*

(Voiles-portiques)

Réalisé par :

 Zaidi Arezki

 Brihi chérif

Encadré par :

Mr : OUDNI

Membres de jury

Mr: Bourouba

Mr: Slimanou

Promotion: 2020-2021

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^r:oudni notre promoteur, 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

À mes très chers parents Nora et Hocine qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

À mes chers frères et sœurs

Faiza, Hanane, Kahina, Khaled.

À toute ma famille sans exception.

À tous mes amis.

En fin, je remercie mon ami mon binôme bribi chérif qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Zaidi Arezki

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

À mes chères sœurs

À toute ma famille.

À tous mes amis.

En fin, je remercie mon ami mon binôme Zaidi Arezki qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Bribi Cherif

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).

ht : 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.

Liste Des Figures

Figure. I.1	Diagramme des déformations limites de la section.....	05
Figure. I.2	Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	11
Figure. I.3	Diagramme déformations-contraintes du béton.....	13
Figure. I.4	Diagramme expérimental de l'acier.....	16
Figure. I.5	Diagramme des contraintes déformations pour les aciers	17
Figure. II.1	Illustration en 3D d'un plancher à entrevous.....	21
Figure. II.2	Coupe transversale d'un plancher à entrevous.....	21
Figure. II.3	Disposition des poutrelles.....	22
Figure. II.4	Coupe transversale d'une poutrelle.....	23
Figure. II.5	Dalle sur un appui type 1.....	26
Figure. II.6	Dalle sur 2 appuis perpendiculaire type 2.....	26
Figure. II.7	Dalle sur 3 appuis type 3.....	27
Figure. II.8	Dimensions d'une poutre.....	27
Figure. II.9	Illustration d'un voile en élévation.....	30
Figure. II.10	Illustration d'un escalier.....	31
Figure. II.11	Illustration de l'escalier du RDC.....	32
Figure. II.12	Schéma statique de la volée (type02).....	33
Figure. II.13	Schéma statique de la volée.....	34
Figure. II.14	Escalier d'étage courant (type01).....	35
Figure. II.15	Schéma statique de la volée (type01).....	36
Figure. II.16	Illustration en 3D d'un poteau.....	40
Figure. II.17	La surface qui revient au poteau P_1	41
Figure. II.18	La surface qui revient au poteau P_2	44
Figure. III.1	Schéma de ferrailage de la dalle de compression	70
Figure. III.2	Schéma statique du balcon	71
Figure. III.3	Schéma de ferrailage de la pleine D1.....	73
Figure. III.4	Schéma de la dalle sur 2 appuis.	74
Figure. III.5	Schéma de ferrailage de la pleine D2.....	75
Figure. III.6	Schéma de la dalle sur 3 appuis	75
Figure. III.7	Schéma de ferrailage de la pleine D3.....	77
Figure. III.8	Schéma statique de l'escalier	77
Figure. III.9	Schéma de ferrailage de l'escalier	81
Figure. III.10	Schéma statique de la poutre palière	81
Figure. III.11	Schéma des moments de torsion sur la poutre palière.....	83
Figure. III.12	Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	85
Figure. III.13	Dimensions de l'ascenseur	86
Figure. III.14	Illustration de la surface d'impact	89
Figure. III.15	Ferrailage de la dalle au-dessous	92
Figure. III.16	Ferrailage de la dalle des machines	92
Figure. III.17	Coupe transversale de l'acrotère	93
Figure. III.18	Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	99
Figure. III.19	Ferrailage de la poutre de chaînage.....	101
Figure. IV.1	Disposition des voiles	108
Figure. IV.2	1 ^{ère} mode de déformation (translation suivant x-x).....	109

Liste Des Figures

Figure. IV.3	2 ^{re} mode de déformation (translation suivant y-y).....	109
Figure. IV.4	3 ^{eme} mode de déformation (torsion au tour de z-z).....	110
Figure. V.1	Disposition constructives des portiques	118
Figure. V.2	Poutre principale pour étage courant.....	123
Figure. V.3	Poutre secondaire pour étage courant.....	123
Figure. V.4	Poutre principale pour Terrasse.....	124
Figure. V.5	Poutre secondaire pour Terrasse	124
Figure. V.6	Poutre principale et secondaire pour étage commerciale.....	124
Figure. V.7	Zone nodale.....	126
Figure. V.8	Section du poteau.....	131
Figure. V.9	Les moments résistant dans la zone nodale.....	133
Figure. V.10	Schéma de ferrailage poteau sous-sol + RDC.....	134
Figure. V.11	Schéma de ferrailage poteau étages (1,2,3,4,5,6).....	135
Figure. V.12	Schéma de ferrailage poteau étages 7 et 8.....	135
Figure. V.13	Schéma Disposition des voiles.....	136
Figure. V.14	Schéma des contraintes.....	139
Figure. V.15	Schéma des Zones tendue et courante dans les voiles.....	140
Figure. V.16	Ferrailage du voile Vx1 au niveau du RDC et des sous-sols.....	143
Figure. V.17	Ferrailage du voile Vy1 au niveau du RDC et des sous-sols.....	143
Figure.VI.1	Dimension du radier.....	145
Figure.VI.2	Présentation de la zone d'impact de la charge compactée.....	146
Figure.VI.3	Dalle sur quatre appuis.....	149
Figure.VI.4	Schéma de ferrailage du radier.....	153
Figure.VI.5	Schéma représentatif du débord de radier	153
Figure.VI.6	Schéma statique du débord	154
Figure.VI.7	Schéma de ferrailage du débord.....	155
Figure.VI.8	Schéma de rupture des dalles de radier	156
Figure.VI.9	Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x	156
Figure.VI.10	Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.....	157
Figure.VI.11	Section de la nervure	159
Figure.VI.12	Schéma de ferrailage des nervures selon le sens x-x	162
Figure.VI.13	Schéma de ferrailage des nervures selon le sens y-y	162
Figure.VI.14	Poussée des terres sur le voile périphérique	163
Figure.VI.15	Schéma de ferrailage de voile périphérique	167

Liste des tableaux

Tableau I.1. Les différents type d'acier utilise dans la construction	15
Tableau I.2. Caractéristique des matériaux utiliser	19
Tableau II.1. Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment.	37
Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers.	37
Tableau II.3. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des balcons.	38
Tableau II.4. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs.	38
Tableau II.5. Evaluation de la charge « G » des murs intérieurs.	39
Tableau II. 6.. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers.	39
Tableau II.7. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1.	40
Tableau II.8. Descente de charge de poteau I.	43
Tableau II.9. Les charges G sur le poteau II.	45
Tableau II.10. Surcharge Q sur le poteau II.	46
Tableau II.11. Descente de charge sur le poteau II.	46
Tableau II.12. Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple.	49
Tableau II.13. Tableau récapitulatif des vérifications au flambement.	50
Tableau II.14. Récapitulatif des dimensions des différents éléments.	51
Tableau III.1. Combinaisons d'actions	55
Tableau III.2. Les moments isostatiques max en travées	56
Tableau III.3. Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles	58
Tableau III.4. Tableau ferrailage de chaque niveau.	61
Tableau III.5. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS.	65
Tableau III.6. Tableau récapitulatif des vérifications de flèches des différents niveaux.	67
Tableau III.7. Tableau récapitulatif des vérifications de flèches des différents niveaux.	68
Tableau III.8. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher commerce	69
Tableau III.9. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles	69
Tableau III.10. Sollicitations maximales dans la dalle.	74
Tableau III.11. Calcul du ferrailage à l'ELU.	74
Tableau III.12. Vérification des contraint à l'ELS	74
Tableau III.13 Sollicitations maximales dans la dalle.	76
Tableau III.14. Calcul du ferrailage à l'ELU.	76
Tableau III.15. Vérification des contraint à l'ELS	76
Tableau III.16. Tableau de ferrailage de type 01 en travée et aux appuis	79
Tableau III.17. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	80
Tableau III.18. Evaluation de la flèche dans l'escalier	80
Tableau III.19. Tableau de ferrailage de la poutre palière à l'ELU.	82
Tableau III.20. Vérification de la contrainte du béton.	85
Tableau III.21. Tableau du ferrailage de dalle.	87
Tableau III.22. Tableau de vérification des contraintes.	88
Tableau III.23. Tableau des ferrailages de la dalle	90
Tableau III.24. Tableau de vérification des contraintes.	91
Tableau III.25. Combinaisons d'actions de l'acrotère	94
Tableau III.26. Tableau de ferrailage de la poutre chainage	100
Tableau III.27. Tableau de vérification des contraintes.	100
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq	103
Tableau IV.2. Les valeurs de $\zeta(\%)$ RPA 99 (Tableau 4.2)	105
Tableau IV.3. Les valeurs du coefficient C_T	105
Tableau IV.4. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	108
Tableau IV.5. Vérification sous charges verticales	111
Tableau IV.6. Vérification sous charges horizontales	112

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit	113
Tableau IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques	113
Tableau IV.9. Vérification des déplacements	114
Tableau IV.10. Vérification de l'effet P- Δ	115
Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires	119
Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles	121
Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	122
Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton	122
Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres	123
Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	126
Tableau V.7. Sollicitations dans les poteaux	127
Tableau V.8. Ferrailage des poteaux	128
Tableau V.9. Calcul des armatures transversales	129
Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux	130
Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	131
Tableau V.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	132
Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux	133
Tableau V.14. Vérification de la zone nodale	134
Tableau V.15. Récapitulation des efforts et moments dans les voiles	138
Tableau V.16. Ferrailage du voile Vx1.	141
Tableau V.17. Ferrailage de voile Vy1.	142
Tableau VI.1. Ferrailage du radier à l'ELU	150
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes du radier	152
Tableau VI.3. Les nouvelles sections d'acier adoptées à l'ELS	152
Tableau VI.4. Vérifications des contraintes du radier après augmentation de ferrailage	152
Tableau VI.5. Résumé des résultats de ferrailage du débord	154
Tableau VI.6. Vérification des contraintes du débord.	154
Tableau VI.7. Les nouvelles sections d'acier adoptées à l'ELS	154
Tableau VI.8. Sollicitations des nervures dans le sens x-x	157
Tableau VI.9. Sollicitations des nervures dans le sens y-y	158
Tableau VI.10. Sollicitations des nervures dans le sens x-x	158
Tableau VI.11. Sollicitations des nervures dans le sens y-y	158
Tableau VI.12. Calcul de ferrailage de la nervure sens x-x	159
Tableau VI.13. Calcul de ferrailage de la nervure sens y-y	159
Tableau VI.14. Vérification de l'effort tranchant dans les nervures	160
Tableau VI.15. Vérification des contraintes dans la nervure	160
Tableau VI.16. Les nouvelles sections d'acier adoptées à l'ELS.	161
Tableau VI.17. Vérification des contraintes des nervures après augmentation de ferrailage	161
Tableau VI.18. Ferrailage des voiles périphériques.	165
Tableau VI.19. Vérification des contraintes à l'ELS.	166
Tableau VI.20. Calcul des armatures à l'ELS.	166

SOMMAIRE

INTRODUCTION

CHAPITRE I : GENERALITES

I.1	descriptions de l'ouvrage.....	1
I.1.1	description architectural	1
I.1.2	description structural	1
I.2	définition des matériaux.....	3
I.2.1	le béton	3
I.2.2	Acier	3
I.3	Règlements et normes utilisés	3
I.4	Combinaisons du BAEL.....	7
I.5	Béton arme	18
I.5.1	Avantages principaux	18
I.5.2	Inconvénients	18
I.6	Conclusion.....	19

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1	Introduction	20
II.2	Pré-dimensionnement du plancher	20
II.2.1	Les planchers à corps creux	20
II.2.1.1	Disposition des poutrelles	22
II.2.1.2	pré-dimensionnement des poutrelles.....	23
II.2.2	Les dalles pleines	25
II.3	pré-dimensionnement des poutres.....	27
II.3.1	poutres principales.....	28
II.3.2	poutres secondaires.....	28
II.4	pré-dimensionnement des voiles	29
II.5	pré-dimensionnement des escaliers	31
II.5.1	Terminologie.....	31
II.5.2	escaliers du RDC.....	32
II.6	pré-dimensionnement des poteaux	37

SOMMAIRE

II.6 .1 surface afférente	40
II.6 .2 vérification du poteau.....	48
II.6 .3 vérification du flambement.....	49
II.6 .4 vérifications des conditions RPA.....	51
II.7 Conclusion.....	51

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 Calcul des planchers.....	52
III.1.1 Introduction.....	52
III.1.2 Etude des poutrelles	52
III.1.3 Etude et ferrailage des poutrelles.....	53
III.2 Les planchers a dalle pleine	70
III.3 Etude des escaliers	77
III.4 Etude de la poutre palière	81
III.5 Etude de l'ascenseur	85
III.5.1 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	86
III.6. Etude de la dalle salle de machine	88
III.7 Etudes de l'acrotère	92
III.8 Etudes de la poutre de chainage	99
III.9 Conclusion.....	101

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction	102
IV.2 Objectifs et exigences.....	102
IV.3 Méthodes de calculs.....	102
IV.3.1 Méthode statique équivalente.....	102
IV.4 Méthode dynamique modale spectrale.....	106

SOMMAIRE

IV.5	Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes.....	107
IV.6	Modélisation et résultats	108
IV.6.1	Dispositions des voiles de contreventement	108
IV.6.2	Vérification de l'effort normal réduit.....	112
IV.6.3 2	Vérification de la résultante des forces sismique	113
IV.6.4	Justification vis-à-vis des déformations.....	113
IV.6.5	justification vis-à-vis a l'effet P- Δ	114
IV.7	Conclusion.....	116

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.	Introduction.....	117
V.1	Etudes des poutres.....	117
V.1.1	Ferraillage	117
V.1.2	Dispositions constructives des portiques.....	118
V.1.3	Calcul du ferraillage	119
V.1.4	Vérifications des armatures selon le RPA99/2003.....	119
V.1.5	Vérification a l'ELU.....	121
V.1.6	Vérification a l'ELS	122
V.2	Etudes des poteaux.....	125
V.2.1	Recommandation du RPA99/2003.....	125
V.2.2	Sollicitations de calcul.....	127
V.2.3	Calcul du ferraillage	128
V.2.4	Armatures transversales.....	128
V.2.5	Résultats de ferraillage des armatures transversal	128
V.2.6	Vérifications.....	129
V.3	études des voiles.....	136
V.3.1	définition.....	136
V.3.2	exigence du RPA.....	136
V.3.3.	recommandation du RPA 99.....	137

SOMMAIRE

V.3.4 armatures verticales	137
V.3.5. armatures horizontal	137
V.3.6 armatures transversal	137
V.3.7 règles communes RPA2003.....	137
V.3.8 ferrailages	139
V.3.9 armatures minimal dans tous les voiles.....	141
V.4 conclusion	143

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction.....	144
VI.2. Choix du type de fondation.....	144
VI.3. Radier général.....	144
VI.3.1. Pré dimensionnement.....	145
VI.3.2. Les Vérifications nécessaires	146
VI.3.3. Ferrailage du radier	149
VI.3.4 ferrailage du débord.....	153
VI.4 Etude des nervures.....	155
VI.4.1. Calcul des sollicitations.....	157
VI.4.2. Ferrailage de la nervure.....	159
VI.4.3.Vérifications	160
VI.5. Etude du voile Périphérique	163
VI.5.1Dimensionnement des voiles.....	163
VI.5.2. Méthodologie de calcul	164
VI.5.3 Ferrailage du voile périphérique	167
VI.6 Conclusion.....	167
Conclusion générale	

Introduction Générale

Introduction générale :

Depuis, l'aube de l'humanité l'homme à toujours cherché à exploiter à son avantage les lois de la nature. Il a tout fait, et très bien réussi, pour avoir chaud quand il fait froid, pour s'éclairer la nuit, pour manger et boire, pour se mettre à l'abri des divers débordements de la nature. Mais l'environnement est resté dangereux pour l'homme. Bien que le progrès technique ait certes amélioré les choses dans beaucoup de domaines, il est loin d'avoir fait disparaître toute menace. On n'est plus dévoré par l'ours des cavernes mais on est très exposé aux éléments naturels.

De tous ces derniers, les destructions produites par les séismes et les pertes de vies humaines qui en résultent ont de tout temps frappé les esprits. La soudaineté, l'imprévisibilité et l'ampleur des catastrophes sismiques ont souvent conduit à des attitudes fatalistes des populations concernées.

Face à tous ces risques, la quête scientifique de l'humanité a alors consisté à accumuler une expérience et à construire des modèles prévisionnels donnant aujourd'hui, non pas à un homme, mais collectivement aux ingénieurs, la possibilité d'assumer devant la société les risques des constructions civiles avec des succès réels.

Mais ce n'est cependant pas le seul critère le niveau de sécurité dépend aussi d'une optimisation économique donc l'ingénieur aborde ses tâches de manière structurée et systématique. Il prend la mesure de situations complexes, puis propose une solution appropriée. En prenant directement la responsabilité de la sécurité de ces ouvrages et on minimisant au maximum les coûts de la construction.

Notre travail consiste on l'étude d'un bâtiment composé de d'un sous-sol et d'un rez-de-chaussée et de huit étages. L'objectif de cette étude et de mettre à profit l'ensemble des connaissances acquises durant notre cursus.

Ce travail est organisé en six chapitres :

- ✓ Le premier est consacré à définir les caractéristiques géométriques, mécaniques et géotechniques de l'ouvrage ainsi que les hypothèses du calcul.
 - ✓ Le deuxième chapitre comporte le pré-dimensionnement des différents éléments de la structure.
 - ✓ Le troisième chapitre consiste on l'étude des éléments non structuraux.
 - ✓ Le quatrième chapitre est réservé à la modélisation et à l'étude dynamique du bâtiment en utilisant le logiciel **ETABS 2016**.
 - ✓ Le cinquième chapitre traite les éléments structuraux.
 - ✓ A la fin, on s'intéresse à l'étude de l'infrastructure qui est appuyée sur des données géotechniques et on termine par une conclusion qui synthétise notre travail.
-

Chapitre I

Généralité

Généralités :

I.1 Description de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+8) avec sous-sol implanté à **Tichy** qui est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa), cette structure est destinée seulement à l'usage d'habitation, elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé à tichy sur la route nationale RN9, commune de tichy, wilaya de Bejaia.

I.1.1 Description architecturale :

Les dimensionnes du bâtiment sont :

- Hauteur totale : 29.16 m
- Hauteur de sous-sol :3.0m
- Hauteur du R.D.C : 4.08 m
- Hauteur d'étage : 3.06 m
- Largeur : 16.7m
- Longueur : 21.3 m

I.1.2 Description structurale :

L'ossature :

Étant donné que la hauteur du bâtiment dépasse les **14m**, l'ossature de notre bâtiment doit être un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles. (*RPA art 3.4.A.1.a*).

Les planchers :

Les planchers de tous les étages seront semi pré fabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée avec un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique. La dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

✚ L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

✚ La maçonnerie :

Les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements sont en double cloisons de briques creuses, avec une lame d'air de 5 cm pour l'isolation thermique et acoustique. Les murs de séparation intérieur seront en une seule paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

✚ Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

✚ L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est un ascenseur sans local de machine ; dans ce nouveau concept, le système de traction de l'ascenseur est placé dans la gaine. L'ensemble de l'espace occupé par l'ascenseur est donc réduit.

✓ Rapport de sol :

D'après les résultats des essais in situ et les essais au laboratoire, la formation géologique du site confirme les données de la carte géologique ; le sol est de formation quaternaire, terrain sédimentaire. La géologie du terrain est constituée par des sables moyens à fins, légèrement argileux, d'une compacité très faible en surface (jusqu'au -6.00 mètres), hétérogène pour la couche de -6.00m à -11m, et des sables fins légèrement marneux et compacts en profondeur. L'ensemble est couvert par une couche de sol végétal.

Le sol en place est homogène sur l'ensemble de la surface testée, et présente une compacité moyenne à bonne et des résistances dynamique et statistique bonne et évolutives en profondeur à partir de -9.00m.

Vu la nature du projet et celle du sol nous suggérons ce qui suit :

- Prévoir des fondations de type superficielles : **un radier général.**

La contrainte admissible du sol : est estimée à **1.00** bar à partir d'un ancrage de -3.20m de profondeur (par rapport au niveau Natural de sol).et **1.5** bar à partir -4.40 m de profondeur.

Recommandations :

Le terrain est réputé par une stagnation d'eau pendant la période pluviale. Afin d'éviter les infiltrations d'eaux dans les locaux, il est recommandé de prévoir un dallage au sol surélevé par rapport au niveau de la cours,

- Prévoir un drainage adéquat pour l'ensemble du projet.
- Les travaux de terrassement et de creusement des fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies.
- Procéder au coulage des fondations le plus tôt possible après excavation des terres.

I.2 Définition des matériaux :

✚ Le béton :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), de granulats (sable, gravier...), de l'eau et éventuellement de l'adjuvant. Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL).

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci.

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16 cm, et de hauteur de 32 cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40 mm

✚ L'Acier :

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✚ Béton aux états limites BAEL 91/Version99 ;

- 🚧 DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 ;
- 🚧 DTR BC 2.41 : Règle de conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93 ;
- 🚧 DTR B.C.2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation ;
- 🚧 DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;
- 🚧 Anciens mémoires.

Les Etats Limites :***Définition :***

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

Etat limite de service & Etat limite ultime :

La théorie des états limites considère 2 états limites :

Etat limite de service (ELS) :

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

- ✓ **Etat limite d'ouverture de fissures** : risque d'ouverture de fissures.
- ✓ **Etat limite de compression du béton** : on limite volontairement la contrainte de compression à une valeur raisonnable.
- ✓ **Etat limite de déformation** : flèche maximale. L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de la structure (fissures, fuites, désordres divers). En revanche, la sécurité (c'est-à-dire sa résistance) n'est pas remise en cause.

Etat limite ultime (ELU) :

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

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

Hypothèses fondamentales de calcul :

Hypothèse de calcul à l'ELU :

- ✓ Conservation des sections planes (diagrammes des déformations linéaires).
- ✓ Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion est à 2‰ en compression simple.
- ✓ L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- ✓ Le diagramme des déformations passent par l'un des 3 points A, B et C c'est la règle des trois pivots :

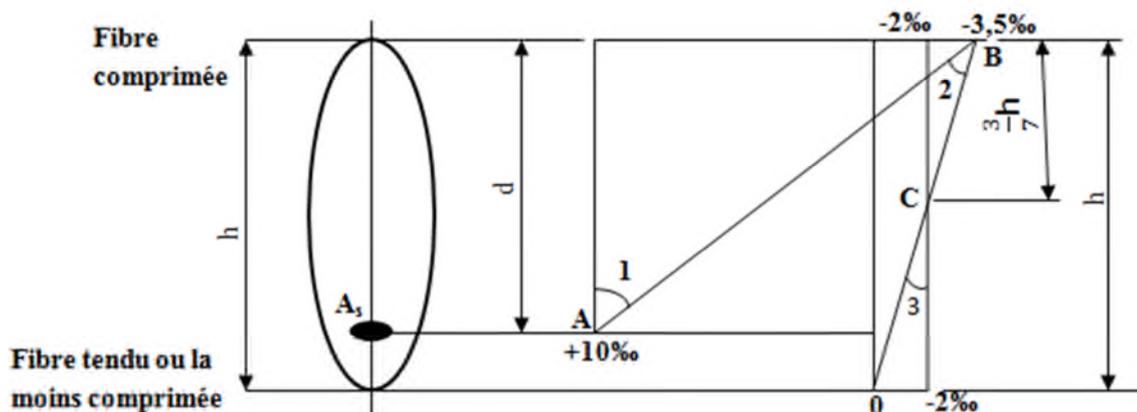


Figure I. 1. Diagramme des déformations limites de la section.

Le diagramme de déformation passera par :

- Le pivot A si $y \leq 0,2593 d$ $\longrightarrow \epsilon_s = 10\text{‰}$.
- Le pivot B si $0,2593 d \leq y \leq h$ $\longrightarrow \epsilon_b = 3,5\text{‰}$.
- Le pivot C si $y \geq h$ $\longrightarrow \epsilon_b = 2\text{‰}$.

Hypothèse de calcul à l'ELS :

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations ($\sigma_s = \epsilon_s * E_s$ et $\sigma_b = \epsilon_b * E_b$).
- ✓ Le béton tendu est négligé.

- ✓ Le glissement relatif entre l'acier et le béton est négligé.
- ✓ Par convention, le coefficient d'équivalence acier-béton est $n = 15$.

$$n = \frac{E_s}{E_b}$$

Le matériau béton, par nature non homogène, associé à l'acier induit un comportement autrement plus complexe que ne peut le décrire les hypothèses très simplificatrices de la RDM.

C'est pourquoi, des règles de calcul précises et dédiées au béton armé ont été établies. Elles sont contenues dans le Règlement BAEL (Béton Armé aux Etats Limites). La dernière version majeure date de 91 mais des modifications mineures ont été réalisées en 1999.

Les actions :

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.) Qui entraînent des déformations de la structure.

Valeurs caractéristiques des actions :

Les états limites distinguent principalement 3 types d'actions caractéristiques : **les actions permanentes, les actions variables** et **Les actions accidentelles**.

Les actions permanentes :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps. Elles sont désignées par la lettre **G**.

- Poids propre de la structure ;
- Cloisons, revêtements, superstructures fixes ;
- Poussée des terres, de l'eau.

Les actions variables :

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Elles sont désignées par la lettre **Q**.

- Charges d'exploitation classées par durée d'application (provisoire, longue durée) ;
- Charges climatiques (neige et vent) ;

- Effets thermiques (retrait) ;
- Charges appliquées en cours d'exécution.

Les actions accidentelles :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très faibles, mais peuvent causer des dégâts importants :

- Séismes.
- Explosions.
- Chocs de véhicules ou de bateaux.

Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions.

On combine ensuite ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

Combinaison du BAEL :

Combinaison d'actions à l'ELS :

La combinaison d'action courante à l'ELS est la suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i$$

Avec :

G_{max}: ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.

G_{min}: ensemble (somme) des actions permanentes favorables.

Q₁: action variable de base.

Q_i: autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient Ψ_i

Combinaison d'actions à l'ELU :

La combinaison d'action courante à l'ELU est la suivante :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3 \Psi_{0i} Q_i$$

Avec :

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{En général.} \\ 1.35 & \text{Pour l'effet de la température, et pour les bâtiments agricoles à faible occupation humaine.} \end{cases}$$

G_{\max} : ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : ensemble (somme) des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient Ψ_{0i} .

$\Psi_{0i} \leq 1$, en général $\Psi_{0i} = 0.77$ sauf pour les salles d'archives et les parcs de stationnement où $\Psi_{0i}=0.9$.

Combinaison accidentelles :

La combinaison de base est :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{1,1}\Psi_1 + \sum \Psi_{2i}Q_i$$

Les coefficients $\Psi_{1,1}$ et Ψ_{2i} sont fixés par les textes réglementaires.

Combinaison du RPA :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limite.

- **G + Q + E**
- **0.8G ± E**

Pour les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison $G + Q + E$ est remplacée par la combinaison suivants :

- **G + Q + 1.2E**

G : charges permanents.

Q : charges d'exploitation non pondérée.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Les sollicitations :

Lorsqu'un solide est soumis à l'action de forces, il se déforme. Cette déformation reste très faible tant que les forces n'atteignent pas une certaine intensité. Si on supprime les forces, la déformation disparaît. Si les forces continuent à croître, la déformation augmente considérablement et subsiste lorsqu'on supprime les forces. Si les efforts croissent encore, la déformation permanente s'aggrave et la rupture survient. En conclusion, les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et de torsion) développés dans une combinaison d'action.

On distingue deux types de sollicitation :

Sollicitations simples :

- Extension ou traction simple.
- Compression simple.
- Cisaillement.
- Torsion simple.
- Flexion simple.

Sollicitations composées :

Il est rare qu'une poutre soit uniquement tendue, comprimée, cisailée, tordue ou fléchie. En général les forces qui lui sont appliquées la soumettent à plusieurs sollicitations simultanées. Les sollicitations composées les plus fréquentes sont :

- Flexion avec compression ou traction.
- Flexion avec torsion.
- Torsion avec compression ou traction.

Les matériaux :***Le béton :***

Le béton est un matériau de construction usuel, qui s'apparente à une pierre artificielle. Ses constituants essentiels sont :

- Un mélange granulaire de sable et graviers formant le squelette du matériau ;
- Un liant hydraulique, le ciment, assurant la cohésion entre les différents grains du squelette ;
- L'eau est le réactif chimique provoquant la prise du ciment (hydratation) ;
- Éventuellement, et en faible quantité, des produits d'addition, les adjuvants, influençant certaines propriétés ou comportements du matériau béton.

On distingue trois catégories principales de béton selon son application structurale :

- Le béton non armé (construction de grands barrages massifs) ;
- Le béton armé ;
- Le béton précontraint.

Le dosage :

Un bon dosage du béton constitue un moyen efficace pour augmenter la résistance du béton.

Le dosage des constituants un béton courant est de :

Préparation pour 1 m³ :

- 800 L de graviers ;
- 400 L de sable ;
- 350 Kg de ciment ;
- 175 L d'eau (à sec).

Ou bien préparation pour 1 sac de ciment :

- 2 brouettes graviers ;
- 1 brouette de sable ;
- 1 sac ciment ;
- 25 L d'eau (à sec).

Caractéristiques mécaniques :**Résistance à la compression :**

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} . Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré.

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} && \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} && \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{aligned} \right\} \text{ [BAEL](art : A.2.1,11)}$$

Pour $j > 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

j : l'âge du béton en jours.

f_{c28} : résistance à la compression à l'âge de 28 jours.

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à j jours.

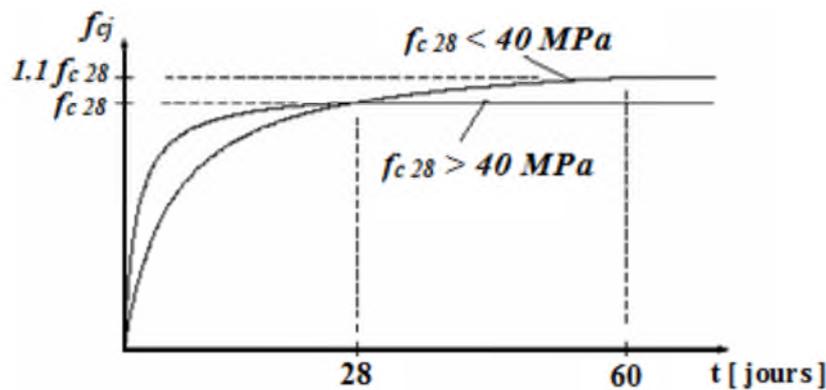


Figure I. 2. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa} \quad \text{[BAEL] (Art: A.2.1, 12)}$$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa (ou N/mm^2).

Contrainte limite :

❖ **A l'état limite ultime :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad \text{[BAEL] (Art : A.4.3,41)}$$

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

γ_b Coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés ainsi que de réduction possible de la résistance du béton par rapport à la résistance fixée à priori.

Le coefficient minorateur 0,85 tient compte de :

- Durée d'application de la charge.
- Des conditions d'hygrométrie et de bétonnage et du phénomène de dessiccation rapide ou surface sup du béton.

θ : Tient compte de l'influence négative de l'application de la charge.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ durée} > 24 \text{ h.} \\ \theta = 0,9 \quad 1 \leq \text{durée} \leq 24 \text{ h.} \\ \theta = 0,8 \text{ durée} \leq 1 \text{ h.} \end{array} \right.$$

$$\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ en situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 \text{ en situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

❖ **A l'état limite de service :**

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

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$ [BAEL] (Art : A.4.5,2)

Diagramme contrainte - déformation:

❖ **A l'état limite ultime :**

Le diagramme utilisé est le diagramme parabole – rectangle :

Diagrammes déformations-contraintes du béton

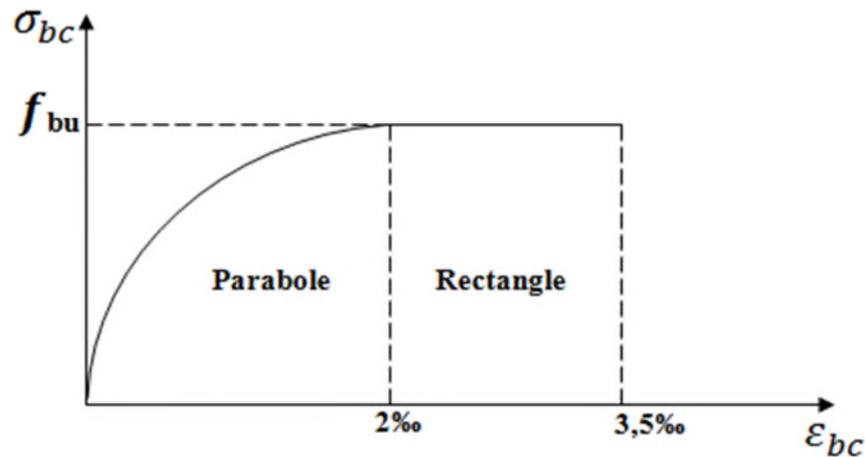


Figure I. 3. *Diagramme déformations-contraintes du béton.*

- ✓ Dans le cas où la section n'est pas entièrement comprimée, on utilise le diagramme simplifié « Diagramme rectangulaire ».
- ✓ Dans les cas où des sections dont la largeur est décroissante en allant vers la fibre la plus comprimée, on prend :

$$f_{bu} = \frac{0,8 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad \text{[BAEL] (Art : A.4.3,42)}$$

❖ **A l'état limite du service :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire.

Déformations longitudinales du béton :

Déformation longitudinale instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \quad \text{[BAEL] (Art: A.2.1, 21)}$$

f_{cj} (exprimé en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours.

Module de déformation différée :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation. Cette règle revient à considérer un module de déformation différée E_{vj} à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage). Si on exprime les résistances en MPa (ou N/mm^2), ce module est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3} \quad \text{[BAEL] (Art: A.2.1, 22)}$$

Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

Avec

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

Coefficient de Poisson :

C'est l'allongement (ou le raccourcissement) unitaire d'une éprouvette soumise à une force est accompagné d'une contraction (ou dilatation) unitaire transversale.

ν est un coefficient sans dimension, appelé coefficient de Poisson.

On admet

Pour l'acier $\nu = 0,30$

Pour le béton $\nu = 0,15$

Le coefficient de Poisson relatif aux déformations élastiques du béton non fissuré (ELU) est pris égal à 0,2.

Lorsque le béton est fissuré (ELS), il est égal à zéro.

Les aciers :

Définition de l'acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Le carbone n'intervient, dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieure à 1%).

L'acier est caractérisé par une bonne résistance en traction qu'en compression ; sa bonne adhérence au béton constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000$ MPA.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

Les différents types d'acier utilisés dans la construction :

Tableau I- 1. *Les différents types d'acier utilisés dans la construction.*

	<i>Nuance</i>	Fe (MPa)	Certaine fe de rupture (MPa)	Diamètres nominaux normalisés (mm)
Ronds lisses	FeE 215	215	330 à 390	6, 8, 10, 12, 14,16, 20, 25,32, 50
	FeE235	235	410 à 490	
Type 1	FeE400	400	450	6, 8, 10, 12, 14,16, 18 , 20, 25,32, 50
	FeE500	500	550	
Type 2	FeE400	400	480	
	FeE500	500	550	
Type 3	FeE400	400	480	4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14,16
	FeE500	500	550	
Type 4	TL50 Φ \geq 60	500	550	3, 3.5, 4, 4.5, 5, 5.5, 6, 7, 8, 9, 10, 12
	TL52 Φ <60	520	/	

Diagramme contrainte déformation :

Il est pratiqué sur une éprouvette cylindrique, soumise à un effort de traction progressif, croissant de zéro à la rupture. On obtient un

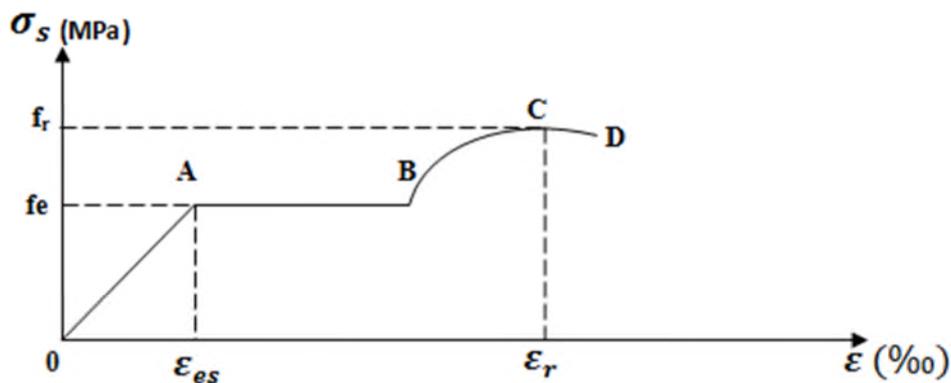


diagramme effort / déformation, selon la (Figure I.4) ci-après.

Figure I. 4. *Diagramme expérimental de l'acier.*

Ce diagramme se décompose en 4 phases :

- Phase OA : zone rectiligne, pour laquelle les allongements sont proportionnels aux efforts appliqués, c'est la zone élastique, qui est réversible.
- Phase AB : palier horizontal, qui traduit un allongement sous charge constante. Il y a écoulement du matériau. C'est la zone plastique.
- Phase BC : la charge croît à nouveau avec les allongements jusqu'au point C.
- Phase CD : l'allongement continue bien que la charge soit décroissante, jusqu'au point D, qui correspond à la rupture.

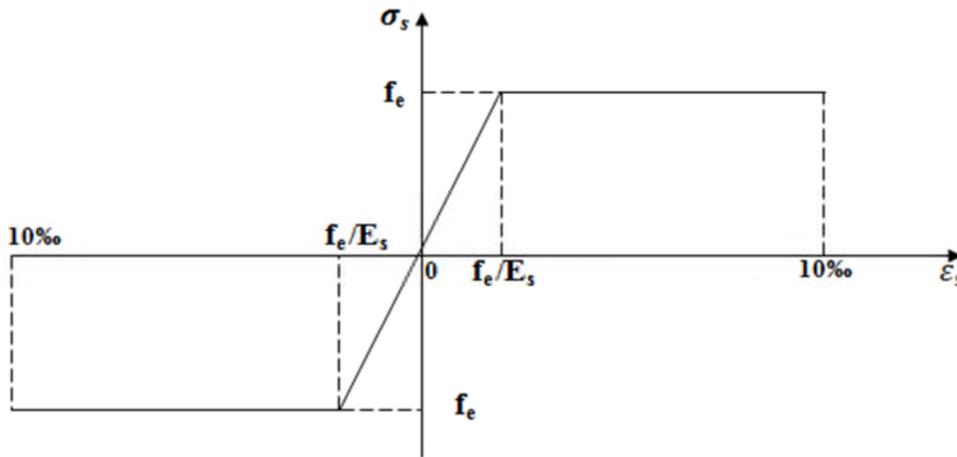


Diagramme de calcul aux états limites :

A l'état limite ultime :

Figure I. 5. *Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.*

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{pour : } \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰} \\ \sigma_s = E_s * \epsilon_s \quad \text{pour : } \epsilon_s \leq \epsilon_{se} \end{array} \right.$$

Avec : $\epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$; et

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations courantes ou transitoires.} \end{array} \right.$$

$\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles.

A l'état limite du service :

La contrainte dépend du danger présenté par la fissuration :

- ✓ Cas où la fissuration est peu nuisible (peu préjudiciables), il y a aucune vérification à faire en dehors de celles de l'ELU.
- ✓ Cas où la fissuration est nuisible (préjudiciable) :

$$- \quad \sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \quad \text{[BAEL](art:A.4.5, 33)}$$

f_{tj} : résistance caractéristique du béton à la traction à j jours.

η : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour l'acier rond lisse (R.L)} \\ \eta = 1,6 \text{ pour l'acier de haute adhérence (H.A).} \end{array} \right.$$

- ✓ Cas où la fissuration est très nuisible (très préjudiciable) :

$$\sigma_s = \min (0,5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \quad \text{[BAEL](art:A.4.5, 34)}$$

On vérifie que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Le béton armé :

Il résulte de l'idée d'associer un matériau économique résistant à la compression mais peu à la traction, le béton, avec des armatures en acier pour créer un matériau composite possédant des caractéristiques de résistance, de ductilité et de durabilité suffisante pour réaliser des structures porteuses.

Avantage principaux :

- La liberté dans le choix des formes ;
- Le caractère monolithique de ces structures : les joints de dilatation sont espacés et le système possède, de par son hyperstativité, une importante réserve de capacité portante ;
- La bonne durabilité ;

- La bonne résistance au feu ;
- La résistance aux efforts accidentels ;
- L'économie réalisée grâce à l'utilisation de matières premières peu coûteuses (granulats, ciment et eau)
- L'économie d'entretien : les constructions en béton armé ne nécessitent aucun entretien tandis que les constructions métalliques ont besoins d'être peintes régulièrement.

Inconvénients :

- L'influence défavorable du poids propre élevé sur les structures des grandes portées et sur les fondations ;
- Une isolation thermique faible, d'où la nécessité de prévoir des mesures de protection supplémentaires pour les parois extérieures des bâtiments ;
- La difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé : il est difficile de modifier un élément déjà réalisé.
- La portée.

Caractéristiques des matériaux utilisés :

Tableau I- 2. *Caractéristiques des matériaux utilisés.*

béton	Acier
<ul style="list-style-type: none"> ✓ La résistance à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa. ✓ La résistance à la traction : $f_{t28} = 2.1$ MPa. ✓ Contrainte limite à l'ELU : <ul style="list-style-type: none"> - Situation durable : $f_{bu} = 14.2$ MPa. - Situation accidentelle : $f_{bu} = 18.48$ MPa. ✓ Contrainte limite à l'ELS : $\sigma_{bc} = 15$ 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Limite élastique : $f_e = 400$ MPa. ✓ Module d'élasticité : $E = 2 \cdot 10^5$ MPa. ✓ Contrainte de calcul à l'ELU : <ul style="list-style-type: none"> - Situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa. - Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa. ✓ Contrainte à l'ELS : <ul style="list-style-type: none"> - FPN : $\bar{\sigma}_s = /$ - FN : $\bar{\sigma}_s = 201.63$ MPa.

MPa. ✓ $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$. ✓ $E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$.	- ssFTN : $\bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa}$.
--	--

Conclusion :

Après avoir récolté ces informations nécessaires (caractéristiques du sol et d'ouvrage, les règlements nécessaires et les matériaux utilisés), qui nous permettra d'entamer, l'étape suivante, c'est-à-dire le pré calcul (le pré-dimensionnement), c'est l'objectif du chapitre suivant.

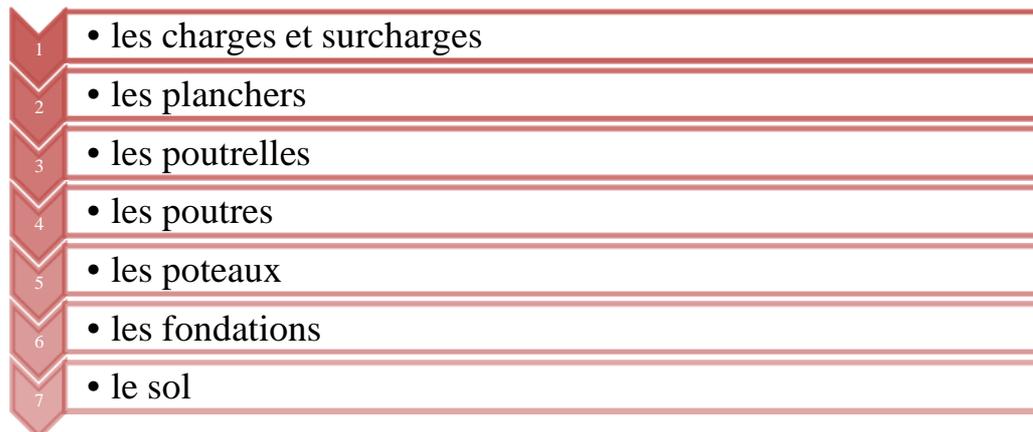
Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Le but de ce chapitre est de déterminer les différentes dimensions de notre structure, avant d'étudier le projet. Pour déterminer ces dimensions on fait appel aux règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93).

La transmission des charges se fait comme suit :



II.2 Pré-dimensionnement du plancher :

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné à reprendre les charges d'exploitations ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement, ...) et à les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs).

Les planchers peuvent être constitués d'un ou de plusieurs éléments suivants :

- ✓ Dalle.
- ✓ Nervures ou poutrelles.
- ✓ Poutres.
- ✓ Linteaux.

II.2.1 Plancher à entrevous (plancher à corps creux) :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans la construction de bâtiment.

Il est constitué :

- ✓ De poutrelles préfabriquées en béton armé ou en précontraint, disposées parallèlement et espacées de 0,5 m à 0,7 m ;

- ✓ D'entrevous de forme adaptée aux poutrelles (appelés corps creux) en béton, en terre cuite ou en polystyrène,



✓ D'une dalle de compression supérieure en

béton de 4 à 6 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble des poutrelles-entrevous qui tient lieu de coffrage.

Figure II. 1. Illustration en 3D d'un plancher à entrevous.

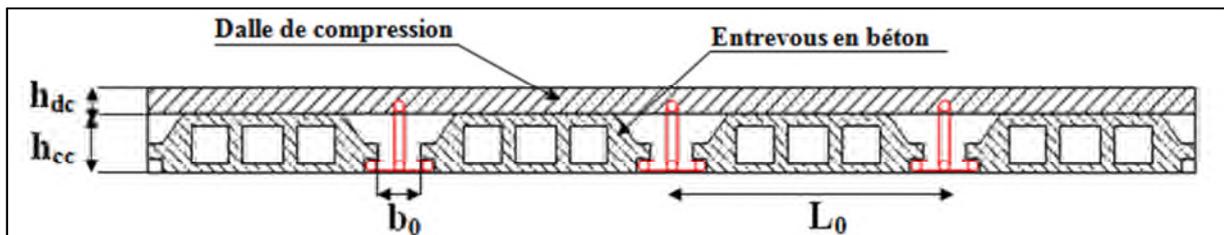


Figure II. 2. Coupe transversale d'un plancher à entrevous.

h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.

h_{cc} : hauteur du corps creux.

b_0 : largeur de la nervure.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré-dimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule donnée par le CBA 93(Art B.6.8.4.2.4) suivante :

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

L_{max} : la distance max entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

On a donc :

$b = 30 \text{ cm}$ (b est choisie forfaitairement).

La portée de la poutre max dans le sens de disposition des poutrelles est de 390 cm.

$$L_{\max} = 390 - 30 = 360 \text{ cm} \Rightarrow h \geq \frac{360}{22.5} \text{ donc } h \geq 16 \text{ cm}$$

On prend **20 cm** soit :

Hauteur de dalle de compression $h_{dc} = 4 \text{ cm}$.

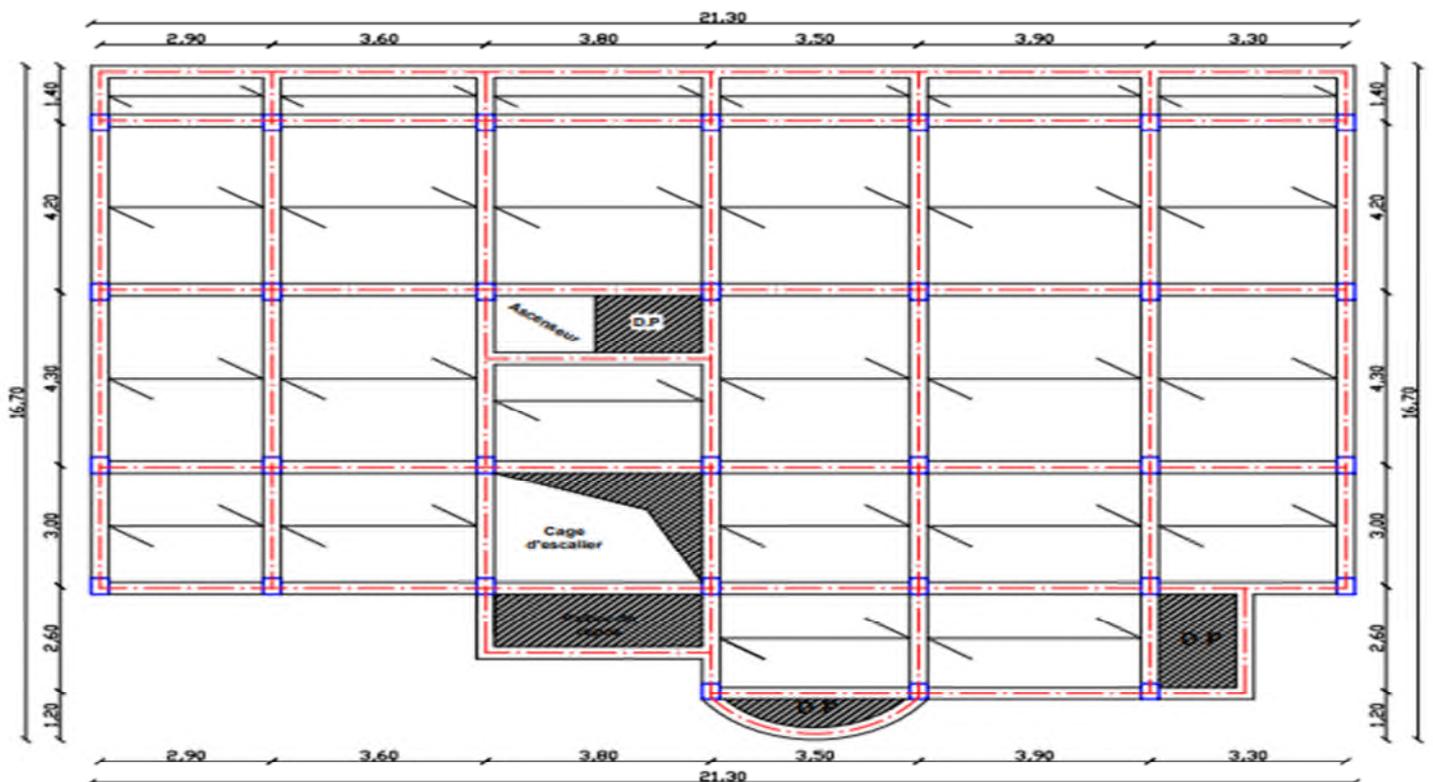
Hauteur de corps creux $h_{cc} = 16 \text{ cm}$.

II.2.1.1 Disposition des poutrelles :

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères suivants :

- ✓ Le critère de la plus petite portée.
- ✓ Le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Concernant notre cas, nous avons opté pour le critère de la plus petite portée il permet de réduire



les flèches.

Figure II. 3. Disposition des poutrelles

II.2.1.2 Pré-dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. Dans le cas où les travées sont identiques, on prend le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité).

b : Largeur efficace.

b₀ : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement entre 8 et 14 cm.

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher).

h₀ : Hauteur de la dalle de compression.

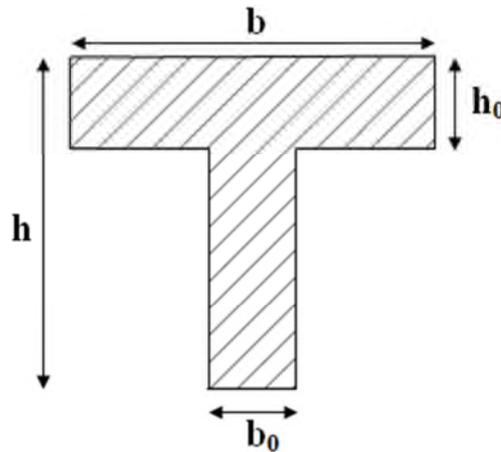


Figure II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots\dots\dots \text{(CBA. Art 4.1.3)}$$

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Donc on a ce qui suit :

$$h=20 \text{ cm}; h_0= 4 \text{ cm}; b_0 = 10 \text{ cm}$$

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

$$L_y^{\min} = 390 - 30 = 360 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{360}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min(27.5\text{cm}, 36 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{b} \quad = \quad \mathbf{65} \quad \mathbf{cm}$$

II.2.2 Les dalles pleines :

Ce type de planchers est constitué de dalle pleine en béton armé, reposant sur un ensemble d'appuis constitués de poutres ou voiles en B.A, il est utilisé pour planchers à surcharge élevée généralement. Il est composé d'un ensemble de panneaux de dalles, chaque panneau se calcule indépendamment.

Un panneau de dalle est une partie de dalle limité par des appuis, elle peut s'appuier sur 1, 2, 3 et 4 appuis.

On appelle :

- l_x : petite dimension du panneau.
- l_y : grande dimension du panneau.

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

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

✓ **Critère de résistance :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{l_x}{20} \text{ pour une dalle sur un ou deux appuis en parallèles.} \\ \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \text{ pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4. \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \text{ pour une dalle sur trois appuis et une dalle sur 4 appuis avec } \rho \geq 0.4. \end{array} \right.$$

✓ **Critère de résistance au feu :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 7\text{cm} \text{ pour une heure de coupe-feu.} \\ e \geq 11\text{cm} \text{ pour deux heures de coupe-feu.} \\ e \geq 14\text{cm} \text{ pour quatre heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

✓ **Critère d'isolation phonique :**

$$e \geq 14\text{cm}$$

Non applicable pour les dalles de l'extérieur (balcons).

Notre projet comporte trois types de dalles :

✓ **Dalles sur un seul appui D_1 :**

Panneau à seul appuis

$$\text{avec } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{100}{350} =$$

$$0.285 < 0.4$$

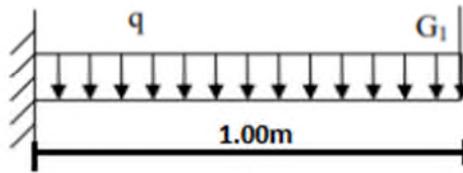


Figure II.5. Dalle sur un appui type1.

On va le prendre comme une console (le cas le plus défavorable).

$$e \leq \frac{l_x}{20} \Rightarrow e \leq \frac{100}{20}$$

$$\Rightarrow e \leq 5\text{cm.}$$

$$\Rightarrow e = 5\text{cm.}$$

✓ **Dalles sur deux appuis perpendiculaires D₂ :**

Panneau à deux appuis avec $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{150}{250} = 0.6 \geq 0.4$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{45} \leq e$$

$$\leq \frac{150}{40}$$

$$\Rightarrow 3.33 \leq e$$

$$\leq 3.75$$

$$\Rightarrow e =$$

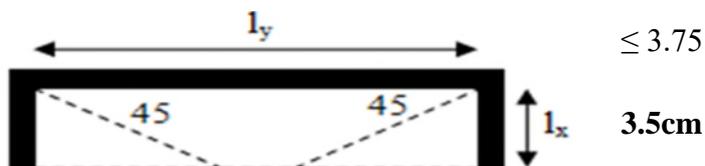


Figure II.6. Dalle sur 2 appuis perpendiculaire type 2.

✓ Dalles sur trois appuis perpendiculaires D_3 :

Panneau à deux appuis avec $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{150}{200} = 0.75 \geq 0.4$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

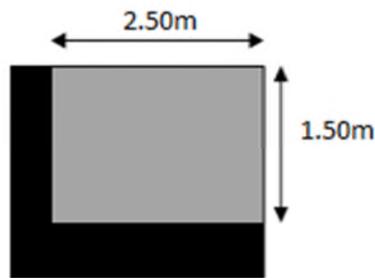


Figure II. 7. Dalle sur 3 appuis type 3.

$$\Rightarrow 3.33 \leq e \leq 3.75$$

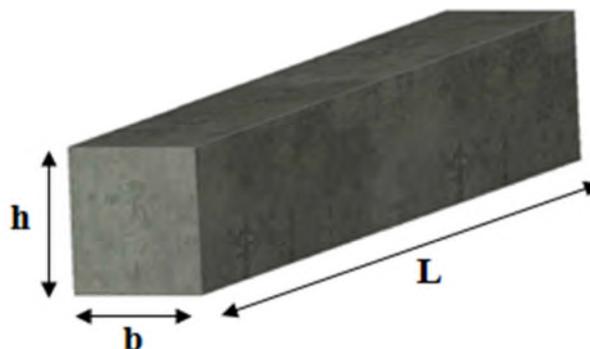
$$\Rightarrow e = 3.5\text{cm.}$$

Alors :

- ✓ Pour les dalles des balcons (dalles sur un seul et deux et trois appuis) on prend $e = 15$ cm, tenant compte le critère de coupe de feu.
- ✓ Pour la dalle de l'ascenseur (dalles sur quatre appuis), on opte pour une épaisseur de $e = 15$ cm, on pre

II.3 Pré-dimensionn

Les poutres sor de la section (soit en structuraux, et leurs 1 porteur (poteaux et voiles).



r aux dimensions orie des éléments ales au système

Figure II.08. Dimensions d'une poutre.

Leur pré-dimensionnement est donné par les formules empiriques suivantes :

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

L_{max} : la portée max.

❖ Le **BAEL** ne donne aucune condition sur la largeur b , b est choisis forfaitairement.

Condition du RPA

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \dots\dots\dots[\text{art 7.5.1}]$$

II.3.1 Poutres principales :

Les poutres principales reprennent les charges du plancher, elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

On prend : **b= 30 cm**

$$L_{max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.26\text{cm} \leq h \leq 40\text{cm}$$

On prend **h= 35 cm**.

Vérification des Conditions du **RPA** :

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

II.3.2 Poutres secondaires :

Sont des poutres parallèles aux poutrelles, qui s'appuient sur les poutres principales.

On prend **b= 30 cm**

$$L_{\max} = 390 - 30 = 360 \text{ cm}$$

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

On prend **h= 30 cm**

Vérification des Conditions du **RPA** :

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

Donc on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales (30} \times \text{35).} \\ \text{Poutres secondaires (30} \times \text{30).} \end{array} \right.$$

II.4 Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical, généralement en béton armé. Ils sont pleins ou comportant des ouvertures. Ils assurent deux fonctions principales :

- ✓ Ils sont porteurs ce qui leur permet le transfert des charges verticales ;
- ✓ Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Selon le **RPA 99/ (2003)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm.} \\ e \geq \frac{he}{20}. \\ L \geq 4 e. \end{array} \right.$$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage.

e : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

Dans notre projet la hauteur libre de **RDC** et le sous-sol sont différentes de celle de l'étage courant donc :

✓ Le pré dimensionnement des voiles pour le sous-sol :

On a:

$$h = 300 \text{ cm};$$

$$e_{\text{plancher}} = 20 \text{ cm.}$$

$$h_e = 300 - 20 = 280 \text{ cm.}$$

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

$$e \geq \max \left[\frac{280}{20} ; 15 \right] \text{ cm.}$$

$$e \geq \max [14 ; 15] \text{ cm.}$$

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

On opte pour : **$e = 20 \text{ cm}$**

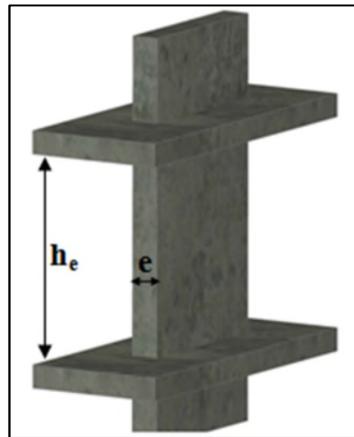


Figure II.09. Illustration d'un voile en élévation.

✓ Le pré dimensionnement des voiles pour RDC :

Nous

avons :

$$h = 408 \text{ cm.}$$

$$e_{\text{plancher}} = 20 \text{ cm.}$$

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max \left[\frac{he}{20} ; 15 \right]$$

$$e \geq \max \left[\frac{388}{20} ; 15 \right]$$

$$e \geq \max [19.4 ; 15]$$

$$e \geq 19.4 \text{ cm.}$$

Donc on prend : **$e = 20 \text{ cm}$**

✓ Le pré dimensionnement des voiles pour l'étage courant :

Nous

avons :

$$h = 306 \text{ cm.}$$

$$e_{\text{plancher}} = 20 \text{ cm.}$$

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

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15 \right]$$

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

$$e \geq \max [14.30 ; 15]$$

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

Donc on prend : **e = 20 cm**

Au final, on opte pour une épaisseur de 20 cm pour les voiles du **RDC** et les étages courants et sous-sol de notre structure.

II.5 Pré –dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une suite régulière de marches, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

H : la hauteur du palier ;

L_0 : longueur projetée de la volée ;

L_v : longueur de la volée ;

L_p : longueur du palier départ ;

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

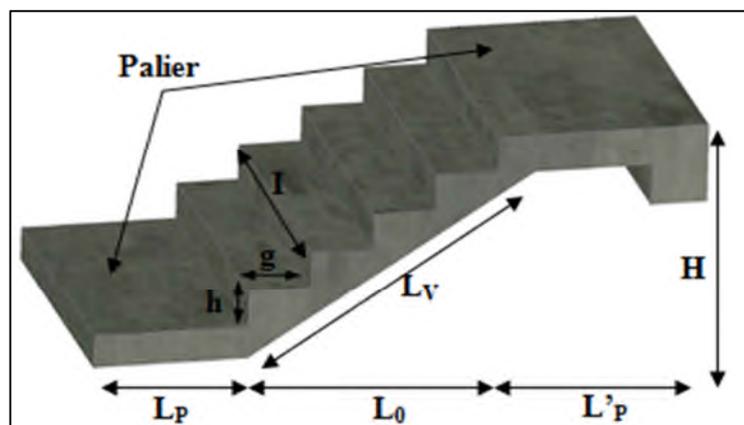


Figure II.10. Illustration d'un escalier.

II.5.1 Terminologie:

Giron (g): largeur de la marche.

Contremarche (h) : hauteur de la marche.

Emmarchement (l) : longueur de la marche.

Ligne de foulée : projection en plan du chemin suivis pour emprunter les escaliers, elle tracée à 50 cm du jour.

Paillasse : la dalle horizontale inclinée sous les marches et qui sert de support à ces marches.

Palier : la dalle horizontale d'accès de repos ou d'arrivée.

Volée : succession de marches entre deux paliers.

Pente : l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

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

- ✓ La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- ✓ La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- ✓ La formule empirique de **BLONDEL** : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.
- ✓ $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

Avec :

$n - 1$: nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

Dans notre cas nous avons un seul type d'escalier (escalier à trois volées) :

II.5.2 Escalier du RDC (3 volée) :

Figure II. 11. Escalier du RDC.

La 1^{ère} et la 2^{ème} volée :

Calcul de la hauteur d'une contre marche (h) et du giron (g) :

On : H = 153cm ; L₀ =

240cm.

D'après le plan
avons huit marches par

d'architecture, nous
palier.

Donc : n = 9 contre

marche.

D'après la formule de

BLONDEL, on a :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

Nombre de giron pour
volée :

huit contre marche par

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{9-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

On a:

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 60$$

cm ≤ 64 cm ≤ 65 cm..... vérifiée.

Donc :

Le giron d'une marche est : g = 30 cm.

La hauteur d'une contre marche est : h = 17cm.



✓ Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

Figure II.12. Schéma statique de la volée (type 02).

La longueur

$$L_v + L_p + L'_p.$$

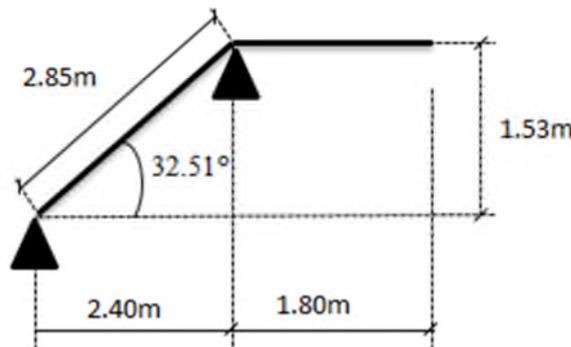
$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{153}{240} \right) \approx$$

$$L_v = \sqrt{240^2 + 153^2}$$

285cm.

$$L = 285 + 180 =$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \\ 23.25\text{cm} \end{array} \right.$$



développée est : L =

$$32.512^\circ$$

$$= \sqrt{81009} =$$

$$465 \text{ cm}$$

$$\frac{465}{30} \leq e \leq \frac{465}{20}$$

$$\Rightarrow 15.5\text{cm} \leq e \leq$$

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

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

3eme volée (RDC) :

Calcul de la hauteur d'une contre marche (h) et du giron (g) :

On : $H = 102\text{cm}$; $L_0 = 150\text{cm}$.

D'après le plan d'architecture, nous avons 5 marches par palier.

Donc : $n = 6$ contre marche.

D'après la formule de **BLONDEL**, on a :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm}$$

Nombre de giron pour huit contre marche par volée :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{150}{6-1} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm}$$

on a;

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots\dots$$

vérifiée.

Donc :

Le giron d'une marche est : **g = 30 cm.**

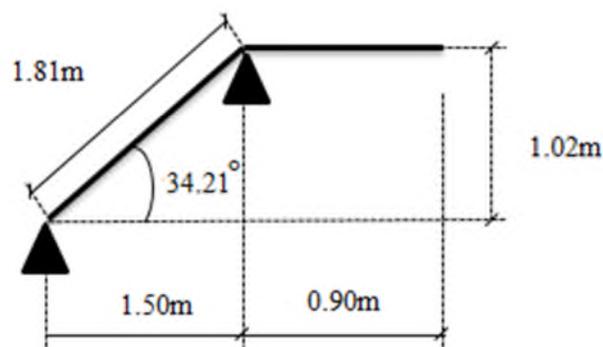
La hauteur d'une contre marche est : **h = 17cm.**

✓ **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

Figure II. 13. Schéma

statique de la

volée.



La longueur

$$L = L_v + L_p + L'_p.$$

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{102}{150} \right) \approx 34.21^\circ$$

$$L_v = \sqrt{150^2 + 102^2} = \sqrt{32904} = 181.39 \text{ cm.}$$

$$L = 182 + 180 + 90 = 452 \text{ cm}$$

développée est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{452}{30} \leq e \leq \frac{452}{20} \\ \Rightarrow 15.06 \leq e \leq 22.60 \end{array} \right.$$

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

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

Escalier de l'étage courant :

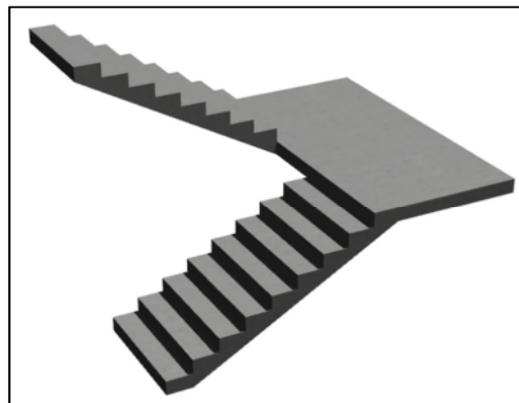


Figure II.14. Escalier

d'étage courant (type01)

On a 2 volée symétrique :

On a :

$$H = 306\text{ cm} \quad L=240$$

D'après le plan d'architecture, nous avons 5 marches par palier.

Donc : $n = 9$ contre marche.

D'après la formule de **BLONDEL**, on a :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{ cm}$$

Nombre de giron pour huit contre marche par volée :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{9-1} = \frac{240}{8} = 30\text{ cm}$$

on a;

$$60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{ cm} \Rightarrow 60\text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65\text{ cm} \Rightarrow 60\text{ cm} \leq 64\text{ cm} \leq 65\text{ cm} \dots\dots$$

vérifiée.

Donc :

Le giron d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$.

La hauteur d'une contre marche est : $h = 17 \text{ cm}$.

Remarque : On a le nombre total de marche pour l'étage courant 16 marche chaque volée a 8 marche.

✓ Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

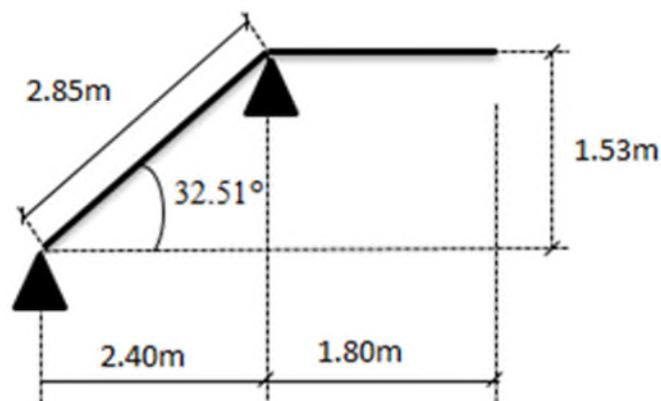


Figure II.
statique de

15. Schéma
la
volée(type01).

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{153}{240} \right) \approx 32.51^\circ$$

$$L_v = \sqrt{240^2 + 153^2} = \sqrt{81009} = 285 \text{ cm.}$$

$$L = 285 + 180 = 465 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{465}{30} \leq e \leq \frac{465}{20} \\ \Rightarrow 15.50 \leq e \leq 23.25 \end{array} \right.$$

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

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

Tableau II.1. Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment. :

Escalier	Volée	Hvolée (m)	Inclinaison (α)	Lvolée (m)	N ^{bre} de marches	h (cm)	g (cm)	Epaisseur (cm)
RDC	1	1.53	32.51°	2.4	9	17	30	20
	2	1.53	32.51°	2.4	9	17	30	
	3	1.02	34.21°	1.5	6	17	30	
Autre niveaux	1	1.53	32.51°	2.4	9	17	30	20
	2	1.53	32.51°	2.4	9	17	30	

II.6 Pré-dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un élément en béton armé généralement vertical, rectangulaire ou circulaire, rarement incliné, dont une dimension, la longueur, est grande, par rapport aux deux autres. Il est destiné principalement à transmettre les charges gravitaires de la structure.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91 (art B.8.4, 1)**, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme (flambement) et suivant les exigences du **RPA 99 version 2003**.

Evaluation des charges et surcharges :

Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

Plancher terrasse et plancher courant :

Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers.

Plancher	Désignations	Référent	Epaisseur (cm)	Poids (KN/■)	Surcharges Q (KN/■)
Plancher Courant et RDC à usage d'habitation	Carrelage	1	2	0.4	Usage d'habitation Etage courant Q=1.5
	Mortier de pose	2	2	0.4	
	Sable fin	3	2	0.36	
	Corps creux	4	16+4	2.85	RDC usage commerce Q=5
	Enduit de plâtre	5	2	0.28	
	Cloisons de séparation	6	10	1	
Total	Poids total	/	/	5.33	

<i>Terrasse inaccessible</i>	<i>Gravillon</i>	<i>1</i>	<i>4</i>	<i>0.8</i>	<i>1</i>
	<i>Etanchéités</i>	<i>2</i>	<i>2</i>	<i>0.12</i>	
	<i>Forme de pente</i>	<i>3</i>	<i>6.5</i>	<i>1.43</i>	
	<i>Isolation</i>	<i>4</i>	<i>1.5</i>	<i>0.27</i>	
	<i>Corps creux</i>	<i>5</i>	<i>16+4</i>	<i>2.85</i>	
	<i>Enduit de plâtre</i>	<i>6</i>	<i>2</i>	<i>0.28</i>	
<i>Total</i>	<i>Poids total</i>	<i>/</i>	<i>/</i>	<i>5.75</i>	

Tableau II.3. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des balcons.

<i>Plancher</i>	<i>Désignations</i>	<i>Référent</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>	<i>Surcharges Q (KN/m²)</i>
<i>Dalle pleine (Balcons)</i>	<i>Carrelage</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>0.4</i>	<i>3.5</i>
	<i>Mortier de pose</i>	<i>2</i>	<i>2</i>	<i>0.4</i>	
	<i>Lit de sable</i>	<i>3</i>	<i>2</i>	<i>0.36</i>	
	<i>Dalle pleine</i>	<i>4</i>	<i>15</i>	<i>3.75</i>	
	<i>Enduit de plâtre</i>	<i>5</i>	<i>1.5</i>	<i>0.15</i>	
	<i>Poids total</i>	<i>/</i>	<i>/</i>	<i>5.06</i>	

Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :

Tableau II.4. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs.

<i>Types de mur</i>	<i>Désignations</i>	<i>Référent</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
<i>Murs extérieurs</i>	<i>Enduit de plâtre</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>0.2</i>
	<i>Brique creuse</i>	<i>2</i>	<i>15</i>	<i>1.35</i>
	<i>Lame d'air</i>	<i>3</i>	<i>5</i>	<i>0</i>
	<i>Brique creuse</i>	<i>4</i>	<i>10</i>	<i>0.9</i>
	<i>Enduit de ciment</i>	<i>5</i>	<i>2</i>	<i>0.36</i>
	<i>Poids total</i>			<i>/</i>

Tableau II.5. Evaluation de la charge « G » des murs intérieurs.

<i>Types de mur</i>	<i>Désignations</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids (KN/m)</i>
<i>Murs intérieurs</i>	<i>Enduit de plâtre</i>	2	0.28
	<i>Brique creuse</i>	10	0.9
	<i>Enduit de plâtre</i>	2	0.28
	<i>Poids total</i>	/	1.46

Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :

les paliers :

Tableau II.6. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers.

<i>Désignations</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>	<i>Surcharges Q (KN/m²)</i>
<i>Carrelage</i>	2	0.4	2.5
<i>Mortier de pose</i>	2	0.4	
<i>Lit de sable</i>	2	0.36	
<i>Dalle pleine</i>	20	5.00	
<i>Enduit de ciment</i>	2	0.20	
<i>Poids total</i>	/	6.36	

✓ Les volées:

La volée 1 :

Cette volée **Correspond** à la première volée de RDC.

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma \times \frac{e}{\cos\alpha}$
- Poids d'une marche : $\gamma \times \frac{h}{2}$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontal: $\gamma \times e$

Vertical: $\gamma \times e \times \frac{h}{g}$

Tableau II.7. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1.

Désignations	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Carrelage (horizontal)	22	2	0.44	2.5
Mortier de pose (horizontal)	20	2	0.4	
Carrelage (vertical)	22	0.02×17/30	0.25	
Mortier de pose (vertical)	20	0.02×17/30	0.23	
Lit de sable	18	2	0.36	
Paillasse type 1	25	20/cos32.51	5.93	
Paillasse type 2	25	20/cos34.21	6.04	
Marches	22	$\frac{17}{2}$	1.87	
Enduit de ciment type 1	18	1.5/cos32.517	0.32	
Enduit de ciment type 2	18	1.5/cos34.215	0.32	
Poids total type 1		/	G=9.80	
Poids total type 2 (RDC)			G=9.91	

II.6.1 Surface afférente :

On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité (le poteau qui repèrent l'effort de compression maximal).



Figure II.16. Illustration en 3D d'un poteau.

Dans notre cas, on a deux poteaux qui sont les plus sollicités

On va prendre les
des poteaux

dimensionnent
(30 × 30) cm².

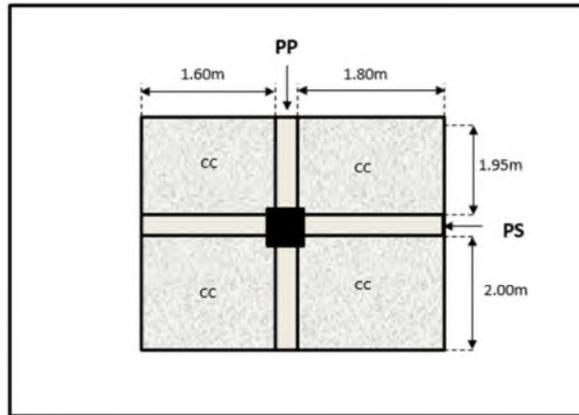


Figure II.17. La surface qui revient au poteau P_I.

II.6.1.1 Calcul pour P_I:

II.6.1.1.1 Calcul des surfaces :

II.6.1.1.1.1 Les planchers

$$S_1 = 1.60 \times 1.95 \Rightarrow S_1 = 3.12\text{m}^2$$

$$S_2 = 2 \times 1.60 \Rightarrow S_2 = 3.2\text{m}^2$$

$$S_3 = 1.80 \times 1.95 \Rightarrow S_3 = 3.51\text{m}^2$$

$$S_4 = 2.00 \times 1.80 \Rightarrow S_4 = 3.6\text{m}^2$$

II.6.1.1.1.2 Surface des poutres :

$$P_p = 0.35 \times (1.95 + 2) \Rightarrow S_{pp} = 1.3825\text{m}^2$$

$$P_s = 0.30 \times (1.80 + 1.6) \Rightarrow S_{Ps} = 1.02\text{m}^2$$

II.6.1.1.1.3 Surface de poteau :

$$S_{pot} = 30 \times 30 \Rightarrow S_{pot} = 900\text{cm}^2$$

II.6.1.1.2 Les charges G**II.6.1.1.2.1 Terrasse inaccessible :**

$$G_{c.c} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) 5.75$$

$$\Rightarrow G_{c.c} = (13.43) \times 5.75$$

$$\Rightarrow G_{c.c} = 77.22 \text{ KN}$$

II.6.1.1.2.2 Etage courant et RDC:

$$G_{c.c} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) 5.33$$

$$\Rightarrow G_{c.c} = (13.43) \times 5.33$$

$$\Rightarrow G_{c.c} = 71.58 \text{ KN}$$

II.6.1.1.2.3 Calcul de poids propre des poutres :

$$G_{p.p} = 25[(0.3 \times 0.35 \times 3.95)]$$

$$\Rightarrow G_{p.p} = 18.01 \text{ KN}$$

$$G_{p.s} = 25[(0.3 \times 0.3 \times 3.4)] \Rightarrow G_{p.s} = 7.65 \text{ KN}$$

II.6.1.1.3 La surcharge Q :**II.6.1.1.3.1 Terrasse inaccessible :**

$$Q_{c.c} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times 1$$

$$\Rightarrow Q_{c.c} = (13.43) \times 1$$

$$\Rightarrow Q_{c.c} = 13.43 \text{ KN}$$

II.6.1.1.3.2 Etage courant:

$$Q_{c.c} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times 1.5$$

$$\Rightarrow Q_{c.c} = (13.43) \times 1.5$$

$$\Rightarrow Q_{c.c} = 20.145 \text{ KN}$$

II.6.1.1.3.3 Le RDC:

$$Q_{c.c} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times 5$$

$$\Rightarrow Q_{c.c} = (13.43) \times 5$$

$$\Rightarrow Q_{c.c} = 67.15 \text{ KN}$$

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le **DTR** comme suit :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 10^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n)/(2 \times n) \sum Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression dite également de base donnée ci-après applicable.

Donc pour le **RDC** et le sous-sols la loi de dégression n'est plus applicable.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P_1) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II-8. Descente de charge de poteau I.

étage	Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
Terrasse	0	Plancher	77.22	
		Poutres	18.02	
		Poteaux(30*30)	0	
	Somme	95.24	13.43	
étage 8	1	venant de N0	95.24	20.145
		Plancher	71.58	
		Poutres	18.02	
	Poteaux(30*30)	6.885		
Somme	191.725	33.575		
étage 7	2	venant de N1	191.725	20.145
		Plancher	71.58	

		Poutres	18.02	
		Poteaux(35*35)	9.37	
		Somme	290.70	53.72
étage 6	3	venant de N2	290.70	20.145
		Plancher	71.58	
		Poutres	18.02	
		Poteaux(40*40)	12.24	
	Somme	392.54	73.865	
étage 5	4	venant de N3	392.54	20.145
		Plancher	71.58	
		Poutres	18.02	
		Poteaux(40*40)	12.24	
	Somme	494.38	94.01	
étage 4	5	venant de N4	494.38	20.145
		Plancher	71.58	
		Poutres	18.02	
		Poteaux(45*45)	15.49	
	Somme	599.47	114.155	
étage 3	6	venant de N5	599.47	20.145
		Plancher	71.58	
		Poutres	18.02	
		Poteaux(45*45)	15.49	
	Somme	704.56	134.3	
étage 2	7	venant de N6	704.56	20.145
		Plancher	71.58	
		Poutres	18.02	
		Poteaux(45*45)	15.49	
	Somme	809.65	154.445	
Etage 1	8	venant de N7	809.65	20.145
		Plancher	71.58	
		Poutres	18.02	
		Poteaux(50*50)	19.125	
	Somme	918.375	174.59	
RDC	9	venant de N8	918.375	67.15
		Plancher	71.58	
		Poutres	18.02	
		Poteaux(50*50)	25.5	
	Somme	1033.475	241.74	
Sous-sol	10	venant de N9	1033.475	20.145
		Plancher	71.58	
		Poutres	18.02	
		Poteaux(50*50)	18.75	
	Somme	1141.825	261.885	

II.6.1.2 Calcul pour le poteau II

Figure II.18. La surface qui revient au poteau P₂.

Le tableau suivant présente les surfaces des éléments constitutifs de la surface afférente qui

Plancher		Poutre		Poteau
Section	Surface (m ²)	Section	Surface (cm ²)	Surface (cm ²)
S ₁	3.3	Spp	2	900
S ₂	3.5	Spp	1.35	
S ₃	2.2275	Sps	1.65	
S ₄ escalier	2.3625	Sps	1.75	

revienne au poteau II :

II.6.1.2.1 Les charges G :

Tableau II-9. Les charges G sur le poteau II.

Plancher		poutre	
Les niveaux			Charge G (KN)
Terrasse inaccessible			16.44
Etage courant			2.2275

II.6.1.2.2 Les surcharges Q :

Tableau II-10. Surcharge Q sur le poteau II.

Plancher	
Les niveaux	Charge Q (KN)
Terrasse inaccessible	11.39
Etage courant	13.53
RDC	45.1
Sous-sol	11.39
Escalier	5.90

II.6.1.2.3 Décence de charge

Tableau II-11. Décence de charge sur le poteau II.

étage	Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
Terrasse	0	Plancher	65.4925	11.39
		Poutres	16.44	
		Poteaux (30*30)	0	
	Somme		81.93	11.39
étage 8	1	venant de N0	81.93	19.44
		Plancher	48.08	
		Poutres	16.44	
		Poteaux (30*30)	6.885	
		Poids d'escalier	23.15	
	Somme		176.49	30.83
étage 7	2	venant de N1	176.49	19.44
		Plancher	48.08	
		Poutres	16.44	
		Poteaux (35*35)	9.37	
		Poids d'escalier	23.15	
	Somme		273.53	50.27

étage 6	3	venant de N2	273.53	19.44
		Plancher	48.08	
		Poutres	16.44	
		Poteaux (40*40)	12.24	
		Poids d'escalier	23.15	
	Somme	373.44	69.71	
étage 5	4	venant de N3	373.44	19.44
		Plancher	48.08	
		Poutres	16.44	
		Poteaux (40*40)	12.24	
		Poids d'escalier	23.15	
	Somme	473.35	89.15	
étage 4	5	venant de N4	473.35	19.44
		Plancher	48.08	
		Poutres	16.44	
		Poteaux (45*45)	15.49	
		Poids d'escalier	23.15	
	Somme	576.51	108.59	
étage 3	6	venant de N5	576.51	19.44
		Plancher	48.08	
		Poutres	16.44	
		Poteaux (45*45)	15.49	
		Poids d'escalier	23.15	
	Somme	679.67	128.03	
étage 2	7	venant de N6	679.67	19.44
		Plancher	48.08	
		Poutres	16.44	
		Poteaux (45*45)	15.49	
		Poids d'escalier	23.15	
	Somme	782.83	147.47	

Etage 1	8	venant de N7	782.83	19.44
		Plancher	48.08	
		Poutres	16.44	
		Poteaux (50*50)	19.125	
		Poids d'escalier	23.15	
Somme		889.625	166.91	
RDC	9	venant de N8	889.625	51
		Plancher	48.08	
		Poutres	16.44	
		Poteaux (50*50)	25.5	
		Poids d'escalier	23.15	
Somme		1008.8	218	
Sous-sol	10	venant de N9	1008.8	11.39
		Plancher	60.71	
		Poutres	16.44	
		Poteaux(50*50)	18.75	
Somme		1098.7	229.39	

II.6.2 Vérification du poteau :

Le poteau P₁ est le plus défavorable.

Vérification à la compression simple :

$$G = 1141.825 \text{ KN et } Q = 261.885 \text{ KN}$$

Selon le **CBA 93 (art B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime N_u de 10%, tel que :

$$N_u^* = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = 1.1 \times (1.35 \times 1141.825 + 1.5 \times 261.885)$$

$$N_u^* = 2127.72 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \text{ tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Tableau II-12. Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple.

Niveaux	N _u [*] (MN)	Section (cm ²)	B _{calculée} (m ²)	B _{choisis} (m ²)	Observation
---------	----------------------------------	----------------------------	---	--	-------------

RDC et le sous-sol+ étage 1	2.127	50 × 50	0.15	0.25	Vérifiée
Etage courant 2 - 3- 4	1.457	45 × 45	0.1026	0.2025	Vérifiée
Etage courant 5 - 6	0.89	40 × 40	0.0627	0.16	Vérifiée
Etage courant 7	0.52	35 × 35	0.0367	0.1225	Vérifiée
Etage courant 8	0.34	30 × 30	0.024	0.105	vérifiée

II.6.3 Vérification au flambement :

D’après le **CBA 93 (art B.8.4.1)**, on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : section réduite du béton.

A_s : section des armatures.

$\gamma_b=1.5$: coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s= 1.15$: coefficient de sécurité du béton.

α : coefficient en fonction de l’élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } 0 < \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

On calcul l’élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7 \times l_0$

l_0 : longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$0.8\% B_r \leq A_s \leq 1.2\% B_r$

On prend $A_s = 1\% B_r$

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

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

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{rcalc}$

Exemple de calcul pour le RDC :

$l_f = 0.7 \times l_0$

$l_0 = h_{pot} - h_{poutre} = 4.08 - 0.30 = 3.78 \text{ m}$

$l_f = 0.7 \times 3.78 = 2.646 \text{ m}$

$\lambda = 18.33 \text{ m}$

$0 < \lambda < 50 :$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.09}{35} \right)^2} = 0.805$$

$A_s = 0.01 B_r$

$$B_r \geq \frac{2.127}{0.805 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.1193 \text{ m}^2$$

Tableau II-13. Tableau récapitulatif des vérifications au flambement.

Niveaux	L_0 (m)	l_f (m)	λ	α	N_u (Mn)	B_r (m ²)	$B_{r\text{choisis}}$ (m ²)	Observation $B_{r\text{choisis}} > B_r$
Sous-sol	3.00	1.89	13.09	0.826	2.217	0.121		Vérifiée
RDC	3.78	2.646	18.33	0.805	2.127	0.120	0.25	Vérifiée
Étage 1	2.76	1.932	13.385	0.825	2.127	0.117	0.25	Vérifiée
Étage 2- 3-4	2.76	1.932	14.87	0.82	1.457	0.0807	0.2025	Vérifiée
Étage 5-6	2.76	1.932	16.73	0.812	0.89	0.05	0.16	Vérifiée
Étage	2.76	1.932	19.12	0.802	0.52	0.0294	0.1225	Vérifiée

7								
Étage 8	2.76	1.932	22.30	0.79	0.34	0.0196	0.09	Vérifiée

II.6.4 Vérification des conditions du RPA :

Les trois conditions sont vérifiées.
$$\begin{cases} \text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

II.7

Conclusion :

Après le pré-dimensionnement des éléments structuraux et la vérification des conditions nécessaires, on peut opter les dimensions suivantes :

Tableau II-14. Récapitulatif des dimensions des différents éléments.

Les éléments		Les dimensions
Plancher à corps creux		(16 + 4) cm
Dalle pleine	Dalle de l'ascenseur et de sous-sols	e = 15 cm
	Dalle des balcons	e = 15 cm
Escalier	RDC	e = 20 cm
	étages courants	e = 20 cm
		e = 20 cm
Poutres	Principales	(30 × 35) cm ²
	Secondaires	(30 × 30) cm ²
Voiles	Les étages courants+ sous-sol + RDC	e = 20 cm
Poteaux	RDC et le sous-sol	(55× 50) cm ²
	Etage courant 1-2	(50 × 45) cm ²
	Etage courant 3-4	(45 × 40) cm ²
	Etage courant 5-6	(40 × 35) cm ²
	Etage courant 7-8	(35 × 30) cm ²

Chapitre III

Etude des

éléments secondaires

Chapitre III

III.1. Calcul des planchers :

III.1.1. Introduction :

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

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

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

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

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs), il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher. L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression. Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.1.2. Etude des poutrelles :

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

❖ Méthode de calcul :

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

1. Domaine d'application (B.6.210) :

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

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

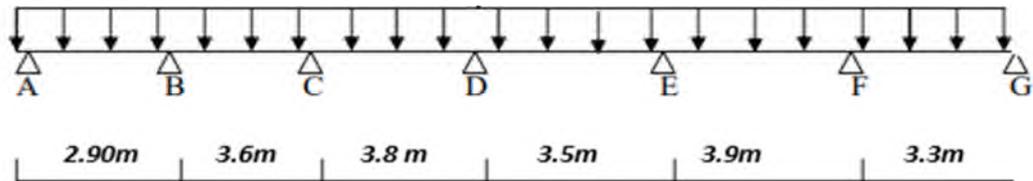
Chapitre III

III 2.1 Etudes et ferrailage des poutrelles :

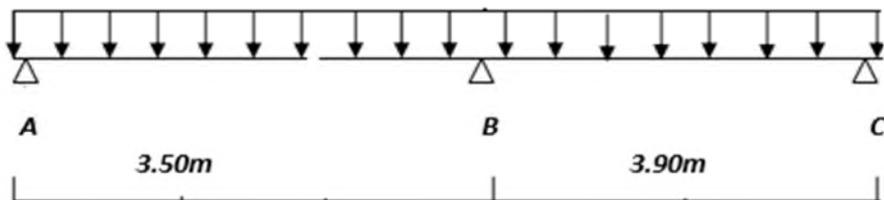
Les types de poutrelle :

Étage commerce (RDC) :

Type 01

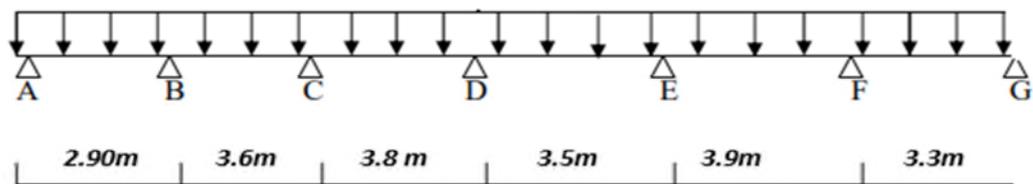


Type 02

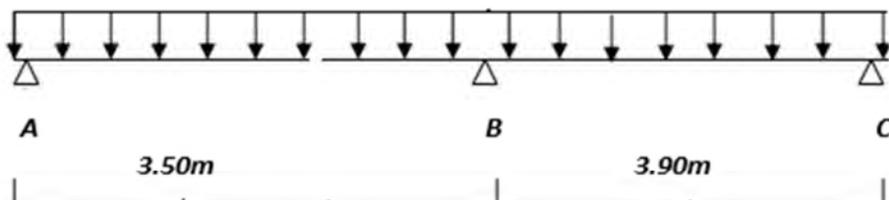


Type d'étage courant + terrasse inaccessible :

Type 01

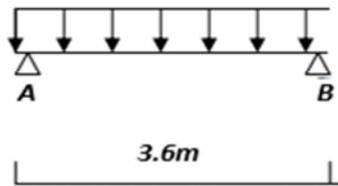


Type 02

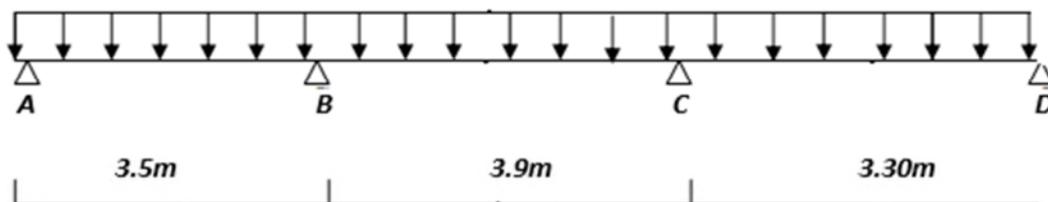


Chapitre III

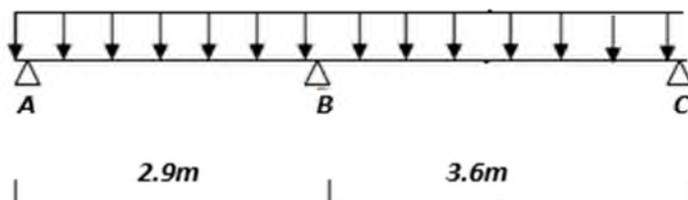
Type 03



Type 04



Type 05



- Calcul des charges revenant aux poutrelles :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \text{ et } p_u = 0.65 \times q_u$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q \text{ et } p_s = 0.65 \times q_s$$

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 5.75 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.75 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = \mathbf{6.02 \text{ KN/ml}}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.75 + 1) \times 0.65 = \mathbf{4.4 \text{ KN/ml.}}$$

Chapitre III

➤ Plancher étage courant :

$$G = 5,51 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KNm}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = \mathbf{6.14 \text{ KN/ml}}$$

$$P_s = (5,33 + 1,5) \times 0,65 = \mathbf{4.44 \text{ KN/ml.}}$$

➤ Plancher étage commerce

$$G = 5.33 \text{ kn/m}^2 \quad Q = 5 \text{ kn/m}^2$$

$$P_u = (1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 5) \times 0.65 = \mathbf{9.55 \text{ kn/ml}}$$

$$P_s = (5.33 + 5) \times 0.65 = \mathbf{6.7145 \text{ kn/ml}}$$

• Combinaisons d'actions et calculs des charges :

Tableau III.1. Combinaisons d'action

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.75	1.0	9.26	6,02	6.75	4.39
Plancher Etage courant	5,33	1.5	9.44	6,14	6.83	4,44
Plancher étage Commerce	5.33	5	14.70	9.55	10.33	6.7145

Les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées Pour tous les types

Le rapport (l_i / l_{i+1}) est vérifié pour tous les types, donc on applique la méthode forfaitaire.

Exemples de calcul :

• Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de plancher terrasse :

Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).

a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

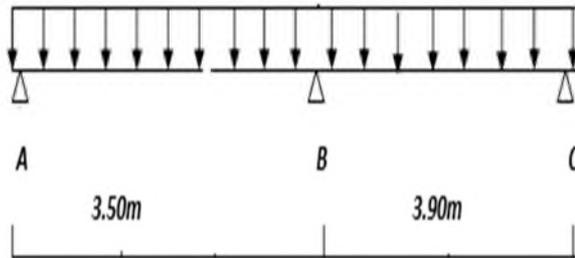
- $Q \leq \text{Min}(2 \times 5.33, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ vérifiée.
- $I = \text{constant}$vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 3.80 / 3.50 = 1.0857$ compris entre 0.8 et 1.25.....vérifiée.
- F.P.N.....vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

Chapitre III

Exemple de calcul de calcul :

Etage terrasse inaccessible (type 2)



b. calcule des sollicitations :

À l'ELU :

$$p_u = 6.02 \text{ KN/m}^2$$

À l'ELS :

$$P_s = 4.39 \text{ KN/m}^2$$

P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

• **Calcul des moments isostatique :**

À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{6.02 \times (3.5)^2}{8} = 9.218 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{6.02 \times (3.90)^2}{8} = 11.14 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{4.39 \times (3.5)^2}{8} = 6.72 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{4.39 \times (3.90)^2}{8} = 8.346 \text{ KN.m}$$

Tableau III.2 : Les moments isostatiques max en travées :

Travée	M_0 (ELU) (KN.m)	M_0 (ELS)(KN.m)
A-B	9.218	6.72
B-C	11.14	8.346

Chapitre III

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$

À l'ELU :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(9.218; 11.14) = -6.684 \text{ KN.m .}$$

À l'LES :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(6.72; 8.346) = -5.00 \text{ KNm}$$

- **Les moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.75} = 0.148$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.148 = 1.04$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.148}{2} = 0.62$$

À l'ELU :

Travée AB :

$$M_t + \frac{0 + 6.684}{2} \geq 1.05 \times 9.128 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.148}{2} \times 9.128 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 6.24 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 4.766 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.24, 4.766) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.24 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t + \frac{6.684 + 0}{2} \geq 1.05 \times 11.14 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.148}{2} \times 11.14 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 8.36 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

Chapitre III

$$M_t \geq 6.93 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(8.36, 6.93) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.36 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

$$V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

On calcul V_0 pour chaque travée :

Travée AB :

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.02 \times 3.5}{2} = 10.54 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times l}{2} = -10.54 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{6.02 \times 3.90}{2} = 13.5 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -13.5 \text{ KN}$$

Tableau III.3. Récapitulatif des sollicitations des poutrelles avec un chargement irrégulier :

		Les efforts						
Etage	Type	V (KN)	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
			M_t	$M_{a,int}$	$M_{a,rive}$	M_t	$M_{a,int}$	$M_{a,rive}$
RDC (commerce)	T1	20.489	12.848	-9.081	-2.72	9.033	-6.384	-1.915
	T2	21.42	15.349	-10.897	-2.72	10.79	-7.66	-1.915
Etage courant	T1	-13.17	7.38	-5.83	-1.75	8.422	-4.22	-1.266
Etage courant	T2	13.77	8.492	-7.00	-1.75	6.467	-5.065	-1.266
Etage courant	T3	11.052	9.947	/	-1.49	7.193	/	-1.07
Etage courant	T4	13.17	6.607	-5.837	-1.41	4.778	-4.22	-1.018
Etage courant	T5	12.71	7.62	-5.968	-1.49	5.51	-4.316	-1.078
Terrasse inaccessible	T1	12.915	7.064	-5.724	-1.716	5.148	-4.172	-1.25
Terrasse inaccessible	T2	13.502	8.585	-6.868	-1.717	6.257	-5.00	-1.25
Terrasse inaccessible	T3	10.838	9.574	/	-1.46	7.109	/	-1.06
Terrasse inaccessible	T4	12.915	6.819	-5.724	-1.717	4.969	-4.172	-1.25
Terrasse inaccessible	T5	12.463	7.316	-5.852	-1.463	5.332	-4.265	0.69

Chapitre III

Ferrailage des poutrelles : Exemple de calcul étage courant :

Type 2

$$M_t = 8$$

$$942$$

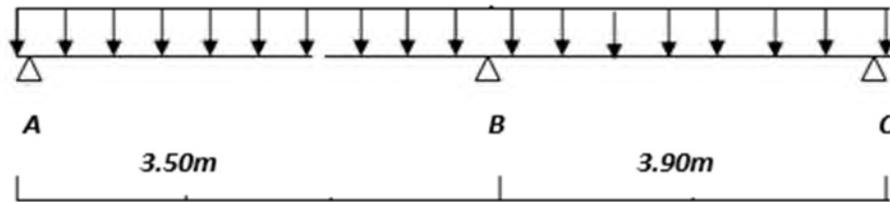
$$\text{KN.}$$

m

$$M_a^{\text{int}} = -7.0 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = -0.15 \text{ Max}(M_0^1, M_0^2) = -1.75 \text{ KN.m}$$

$$V = 13.77 \text{ KN}$$



En travée :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

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

✓ Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de Compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

Remarque :

Pour le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche, on prend **$b=65\text{cm}$** au lieu de **$b=45\text{cm}$** ($b=45\text{cm}$ est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **3.90 m**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59.807 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.942 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0299 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0379$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0379) = 0.177 \text{ m.}$$

Chapitre III

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{8.942 \times 10^{-3}}{0.1777 \times 348} = 1.450 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{\text{calculer}}. \text{ (ArtA.4.2.1 [1])}.$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min}$Condition vérifiée.

On opte pour 3HA8 avec $A = 1.51 \text{ cm}^2$.

- **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_u = 7.0 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.0 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.152$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = \xi_{bc} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.152}) = 0.207 \Rightarrow \xi_{st} = 3.5 \times 10^{-3} [(1 - 0.270) / 0.270] = 9.46 \times 10^{-3} > \xi_l = 1.74 \times 10^{-3}$$

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

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

Avec :

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.270) = 0.165 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{7.0 \times 10^{-3}}{0.165 \times 348} = 1.21 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.218 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a$Condition vérifiée.

On opte pour 2HA10 avec $A = 1.57 \text{ cm}^2$.

- **Calcul de l'armature aux appuis de rive :**

$$M_u = 1.75 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.75 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.038$$

Chapitre III

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.038}) = 0.048$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.048) = 0.1765 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{1.75 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.285 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.218 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.218 \text{ cm}^2 < A_a$Condition vérifiée.

On opte pour 1HA8 avec $A=0.5 \text{ cm}^2$.

Tableau III- 4. Ferrailage de chaque niveau :

Niveau	Type	Endroit	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal (cm2)	Amin (Cm2)	Pivot	Choix
RDC (commerce)	Type1	En travée	12.848	0.042	0.055	0.176	2.1	1.41	A	3HA10 2.36cm2
		Appui inter	-9.081	0.197	0.277	0.160	1.63	0.217	A	2HA10+1HA12= 1.92cm2
		Appui de rive	-2.72	0.0091	0.011	0.179	0.436	0.217	A	1HA10=0.57cm2
	Type 2	En travée	15.349	0.0513	0.0658	0.175	2.52	1.41	A	2HA12+1HA10= 3.05cm2
		Appui inter	10.897	0.036	0.046	0.176	2.01	0.217	A	1HA12+1HA10= 1.92cm2
		Appui de rive	2.72	0.009	0.011	0.179	0.436	0.217	A	1HA10=0.57cm2
Etagé courant	Type 1	En travée	7.381	0.0246	0.0312	0.177	1.19	1.41	A	3HA8= 1.51cm2
		Appui inter	5.837	0.126	0.170	0.167	1.00	0.218	A	2HA8=1.01cm2
		Appui de rive	1.75	0.038	0.048	0.176	0.285	0.218	A	1HA8=0.5cm2
	Type 2	En travée	8.942	0.0299	0.037	0.177	1.45	1.41	A	3HA8= 1.51cm2
		Appui inter	7	0.152	0.207	0.165	1.218	0.218	A	2HA10=1.57cm2
		Appui de rive	1.75	0.038	0.048	0.176	0.285	0.218	A	
Type	En	9.947	0.0332	0.0422	0.177	1.615	1.41	A	2HA10+1HA8=	

Chapitre III

Terrasse Inaccessible	3	travée								2.07cm²	
		Appui inter	/								
		Appui de rive	1.49	0.032	0.0411	0.177	0.241	0.218	A	1HA8=0.5cm ²	
	Type 04	En travée	6.607	0.022	0.0279	0.178	1.066	1.41	A	3HA8=1.51cm ²	
		Appui inter	5.837	0.1268	0.170	0.168	1.00	0.218	A	2HA8=1.01cm ²	
		Appui de rive	1.41	0.0306	0.0389	0.177	0.228	0.218	A		
	Type 05	En travée	7.62	0.0254	0.0322	0.178	1.23	1.41	A	3HA8= 1.51cm ²	
		appui inter	5.968	0.1297	0.174	0.167	1.024	0.218	A	2HA10=1.57cm ²	
		Appui de rive	1.49	0.032	0.0411	0.177	0.241	0.218	A	1HA8=0.5cm ²	
	Type 01	En travée	7.064	0.023	0.03	0.177	1.14	1.41	A	3HA8=1.57cm ²	
		Appui inter	5.724	0.124	0.166	0.168	1.00	0.218	A	2HA10=1.57cm ²	
		Appui rive	1.717	0.037	0.0475	0.177	0.28	0.218	A	1HA8=0.50cm ²	
		Type 02	En travée	8.585	0.0287	0.0364	0.177	1.39	1.41	A	3HA8=1.57cm ²
			Appui inter	6.868	0.149	0.203	0.165	1.19	0.218	A	2HA10=1.57cm ²
			Appui rive	1.717	0.037	0.0475	0.176	0.28	0.218	A	1HA8=0.50cm ²
Type 03		En travée	9.574	0.032	0.0406	0.177	1.55	1.41	A	2HA10+1HA8=2.07 cm²	
		Appui rive	1.46	0.0318	0.0404	0.177	0.237	0.218	A	1HA8=0.50cm ²	
Type 04		En travée	6.819	0.0228	0.0288	0.178	1.10	1.41	A	3HA8=1.57cm ²	
		Appui inter	5.724	0.124	0.166	0.168	0.98	0.218	A	2HA8=1.01cm ²	
		Appui rive	1.717	0.037	0.075	0.177	0.28	0.218	A	1HA8=0.50cm ²	
Type 05		En travée	7.316	0.0244	0.0301	0.177	1.18	1.41	A	3HA8=1.57cm ²	
	Appui inter	5.852	0.127	0.170	0.167	1.00	0.218	A	2HA 10=1.57		
	Appui rive	1.463	0.0318	0.0404	0.177	0.237	0.218	A	1HA8=0.50cm ²		

Vérifications à ELU :

- Vérification au cisaillement :

Chapitre III

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots(\text{Art A.5.1.2.1.1 [1]}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 21.42 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{21.42 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 1.19 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

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

- **Ferraillage transversal :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8\text{mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{ 20 / 35, 10 / 10, 8 \} = 0.57 \text{ cm}^2.$$

On adopte à un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

- **Espacement S_t :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions

Suivantes:

$$1). S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2\text{cm}$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)} \quad (\text{III-9}) \quad (\text{Art A.5.1.2.2}) \quad [4]$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites.)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (1.19 - 0.3 \times 2.1)} = 57.142 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 57.142 \text{ cm}$$

$$3). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.10 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

Chapitre III

St= min (1; 2; 3) =min (16.2cm, 57.142cm, 57cm)

Soit St = 15cm.

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

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

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

$$\tau_u = \frac{0.265 \times 21.42 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.347 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

Appuis de rive :

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

$$A_s = 1.57 + 0.5 = 2.07 \text{cm}^2.$$

$$1.15 \times 21.42 \times 10^{-3} / 400 = 0.616 \text{cm}^2$$

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

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

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

$$A_s = 1.57 \text{cm}^2$$

$$1.15 / 400 (21.42 - 7.0 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18) = 1.11 \text{cm}^2$$

$A_s \geq 1.15 / f_c (V_u + M_u / 0.9d) \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

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

$$\text{Avec : } a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{cm}$$

$$V_u = 0.02142 \text{MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 0.108 \text{MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

Remarque :

Chapitre III

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

• Etat limite d'ouverture des fissures :

On doit vérifier que :

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

En travée :

Vérification à l'ELS :

➤ Les vérifications à faire sont :

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

Etat limite d'ouverture des fissures :

En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

En travée on a : $M_t^{max} = 22.68 \text{ KN.m}$

➤ Position de l'axe neutre H :

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

$$H = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -1.20 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$H < 0 \Rightarrow$ l'axe dans la nervure \Rightarrow section en T.

➤ Calcul de y :

$$b_0 2y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

Les résultants sont représentés dans ce tableau :

Tableau III- 5. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS.

Niveau	Endroit	M_s (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contrainte $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
RDC	Travée	10.79	3.05	4.30	10300	$4.50 < 15$	Vérifiée
	Appui	7.66	3.05	4.30	10300	$3.19 < 15$	Vérifiée
Etage 1-8	Travée	7.193	2.07	3.91	8323	$3.38 < 15$	Vérifiée
	Appui	5.065	2.07	3.91	8323	$2.40 < 15$	Vérifiée

Chapitre III

Etage terrasse inaccessible	Travée	6.257	2.07	3.69	7440	3.10 < 15	Vérifiée
	Appui	5.00	2.07	3.69	7440	2.48 < 15	Vérifiée

- **Etat limite de déformation :**

(Art A.4.6.1 [1]).

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

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

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

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0.0512 < \frac{1}{16} = 0.0625$ non vérifié donc on doit faire une vérification de la

flèche.

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

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{390}{500} = 0.78cm$$

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

respectivement.

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

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

- **Evaluation des moments en travée :**

Chapitre III

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

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

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

Les résultats de la flèche sont représentés dans le tableau :

Tableau III.6. Tableau récapitulatif des vérifications de flèches des différents niveaux.

Niveau	RDC(commerce)	Etages courant	Terrasse inaccessible
L(m)	3.9	3.9	3.9
q_{jser} (KN/m)	1.85	1.85	2.782
q_{gser} (KN/m)	3.46	3.46	3.7375
q_{pser} (KN/m)	6.7145	4.4395	4.3875
M_{jser} (KN.m)	2.97	2.694	3.96
M_{gser} (KN.m)	5.5	5.038	5.32
M_{pser} (KN.m)	10.78	6.466	6.25
As(cm ²)	3.05	2.07	2.07
I(cm ⁴)	10300	8323	7440
I ₀ (cm ⁴)	19700	18517	17900
Y(cm)	4.30	3.91	3.69
ρ	0.0169	0.0131	0.0115
λ_i	2.517	3.253	3.709
λ_v	1.00	1.301	1.483
w	0.845	0.766	0.75
σ_{jst} (MPa)	58.914	68.384	114.29
σ_{gst} (MPa)	110.186	127.896	153.54
σ_{pst} (MPa)	213.827	164.121	180.24
u_j	0.396	0.353	0.5
μ_g	0.615	0.582	0.598
μ_p	0.778	0.656	0.646
If _{ij} (cm ⁴)	10800	9470	6916
If _{vi} (cm ⁴)	15500	13900	11300
If _{ig} (cm ⁴)	8530	7033	6130
If _{vg} (cm ⁴)	13400	11500	10400
If _{IP} (cm ⁴)	7350	6439	5815
If _{vp} (cm ⁴)	12200	10982	10000
Ev(mpa)	10818.8656	10818.8656	10818.8656
Ei(mpa)	32456.5969	32456.5969	32456.5969
F _{gv} (mm)	5.814	6.115	7.162
F _{ji} (mm)	1.278	1.3	2.687
F _{pi} (mm)	6.871	4.66	5.041

Chapitre III

F_{gi} (mm)	3.051	3.357	4.072
Δ_{ft} (mm)	8.35	6.09	5.44
f_{adm} (mm)	7.8	7.8	7.8
Obs	Non Vérifiée	vérifiée	vérifiée

Remarque :

Pour l'étage commerce on a une section d'acier de (2HA12+1HA10) = **2.07cm²**, la flèche n'est pas vérifiée, on doit augmenter la section a (3HA12) = **3.39cm²**.

Tableau III- 7. Tableau récapitulatif des vérifications de flèches des différents niveaux.

Niveau	RDC(commerce)
L(m)	3.9
q_{jser} (KN/m)	1.85
q_{gser} (KN/m)	3.46
q_{pser} (KN/m)	6.7145
M_{jser} (KN.m)	2.97
M_{gser} (KN.m)	5.5
M_{pser} (KN.m)	10.78
As(cm ²)	3.39
I(cm ⁴)	11239
I ₀ (cm ⁴)	20400
Y(cm)	4.58
ρ	0.0188
λ_i	2.2649
λ_v	0.905
W	0.845
σ_{jst} (MPa)	53.223
σ_{gst} (MPa)	99.54
σ_{pst} (MPa)	193.17
u_j	0.398
μ_g	0.617
μ_p	0.779
If _{ij} (cm ⁴)	11790
If _{vi} (cm ⁴)	16490
If _{ig} (cm ⁴)	9360
If _{vg} (cm ⁴)	14397
If _{IP} (cm ⁴)	8117
If _{vp} (cm ⁴)	13100
E _v (mpa)	10818.8656
E _i (mpa)	32456.5969
F _{gv} (mm)	5.428
F _{ji} (mm)	1.18
F _{pi} (mm)	6.227

Chapitre III

F_{gi} (mm)	2.782
Δ_{ft} (mm)	7.692
f_{adm} (mm)	7.8
Obs	Vérifiée

Remarque : la flèche elle est vérifiée.

Pour le plancher terrasse inaccessible, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.8. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher commerce :

Etage commercial	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	3HA12=3.39
En appui intermédiaire	1HA12+1HA10=1.92
En appui de rive	1HA10=0.79

Tableau III.9. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher terrasse inaccessible + Etage courant			
Plancher étage commerce			

❖ Ferrailage de la dalle de compression :

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

• Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

• Armatures parallèles aux poutrelles :

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

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

On choisit :

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

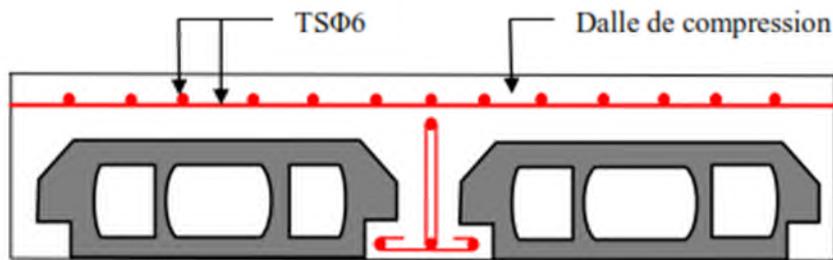


Figure. III.1. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2.2. Plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sans avec continuité sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Ce type de plancher est utilisée essentiellement quand le plancher creux ne peut pas être utilisé.

Les cas qui consistent à utiliser la dalle pleine :

- ✓ Les balcons : quand le plancher à corps creux ne peut être utilisée.
- ✓ Q est important.
- ✓ Longueurs de travées importantes.

Dans le cas de notre projet, les dalles pleines sont réalisées en dalle pleine d'épaisseur 15 cm et les dalles des balcons.

Chapitre III

On a donc :

- ✓ Dalle sur 4 appuis $\left\{ \begin{array}{l} -dalle d'ascenseur. \end{array} \right.$
- ✓ Dalle sur 1 appui $\rightarrow l_x \rho < 0.4$
- ✓ Dalle sur 2 appuis perpendiculaires type 2 $\rightarrow \rho \geq 0.4$
- ✓ Dalle sur 3 appuis $\rho \geq 0.4$

ρ_0 : coefficient dépend de type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 & \dots \dots \dots \text{pour l'acier de FeE 500.} \\ 0.0008 & \dots \dots \dots \text{pour l'acier de FeE 400.} \\ 0.0012 & \dots \dots \dots \text{pour l'acier de FeE 215 et 235.} \end{cases}$$

Etude des dalles un seul appui :

Type D1 : dalle sur un seul appui (balcon) avec $\rho < 0.4$.

On prend le cas le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tous les autres types.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1}{3.50} = 0.285 \Rightarrow$$

La dalle est considérée portante dans le sens l_x (travaille comme une console).

Dans ce cas, les sollicitations se calcul comme suit :

$$\begin{cases} M = -\left(\frac{ql^2}{2} + p'l\right) \\ V = ql + p' \end{cases}$$

Evaluation des charges :

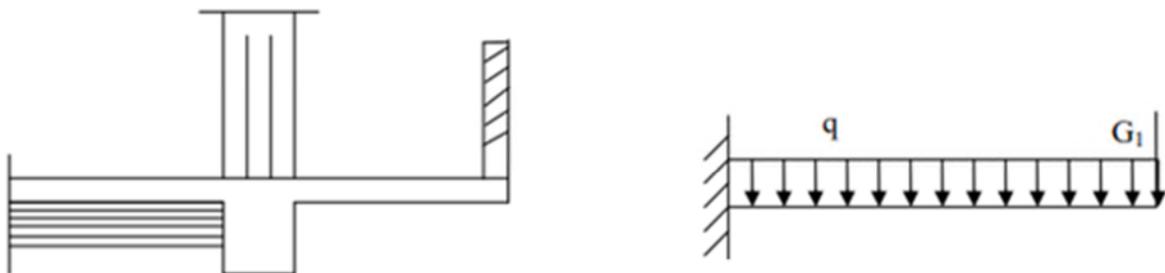


Figure. III.2. Schéma statique du balcon.

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.06 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \\ p = 1 \text{ KN} \left(\begin{array}{l} \text{la charge concentré due au poids propre} \\ \text{du garde corps} \end{array} \right) \end{array} \right.$$

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \Rightarrow q_u = 12.08 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1.35 \times p \Rightarrow p_u = 1.35 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_u = -\left(\frac{12.08 \times (1)^2}{2} + 1.35 \times 1\right) = -7.39 \text{ KN.m} \\ V_u = 12.08 \times 1 + 1.35 = 13.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

A l'ELS :

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 8.56 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = p \Rightarrow p_s = 1 \text{ KN}$$

Calcul de moment :

$$M_s = -\left(\frac{8.56 \times (1)^2}{2} + 1 \times 1\right) = -5.28 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire.

$$\mu_{bu} = \frac{7.39 \times 10^{-3}}{1 \times 14.2 \times (0.12)^2} = 0.036$$

$$\mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25 \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036}}{1} \Rightarrow \alpha = 0.046$$

$$z = 0.12(1 - 0.4(0.046)) \Rightarrow z = 0.118 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{7.39 \times 10^{-3}}{348 \times 0.118} \Rightarrow A_s = 1.80 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 1.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On a : } \rho < 0.4 \Rightarrow A_t^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.15 = 1.2 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_s = 1.80 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_t^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_s = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L'espacement :

$$\text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

Les armatures de répartition :

$$A_y = \frac{A_s}{3} = \frac{2.51}{3} = 0.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_y = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{13.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.111 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pas d'armatures transversales.

Chapitre III

Vérification des contraintes :

$$Y = \frac{b}{2}y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 50 y^2 + 37.65 y - 451.8 = 0 \Rightarrow Y = 1.17 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 A_s(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3}(1.17)^3 + 15 \times 2.51(12 - 1.17)^2 \Rightarrow I = 4469.314 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{5.28 \times 10^{-3} \times 0.0117}{4469.314 \times 10^{-8}} = 1.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}(d - Y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times 5.28 \times 10^{-3}(0.12 - 0.0117)}{4469.314 \times 10^{-8}} = 191.916 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 191.916 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max \left[\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10M_0} \right] \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{0.1} = 0.15 > 0.1 \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \\ \frac{2.51 \times 10^{-4}}{0.12 \times 1} = 0.00209 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc les conditions de flèche sont vérifiées.

Schéma de ferrailage :

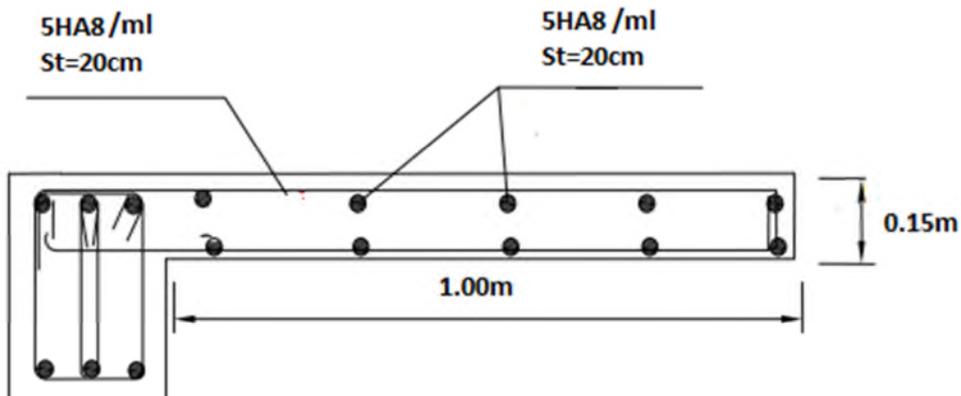


Fig. III.3. Schéma de ferrailage de la pleine D1.

Chapitre III

Type D2 : Etude des dalles sur deux appuis perpendiculaire : avec ($\rho > 0.4$)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{2.5} = 0.6 > 0.4$$

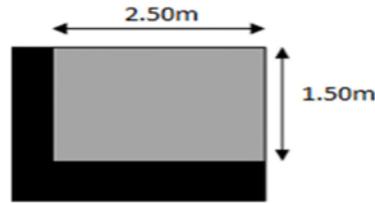


Fig. III.4. Schéma de la dalle sur 2 appuis.

Dans ce cas, le calcul se fait à la flexion simple dans les deux sens pour une bande d'un mètre linéaire.

De la même manière à l'ELU et à l'ELS, les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III-10. Sollicitations maximales dans la dalle.

ELU					ELS		
$M_x^t (KN.m)$	$M_y^t (KN.m)$	$M_x^a (KN.m)$	$V_x (KN)$	$V_y (KN)$	$M_x^t (KN.m)$	$M_y^t (KN.m)$	$M_x^a (KN.m)$
2.01	0.59	-2.01	6.405	5.569	5.03		0.83

Tableau III-11. Calcul du ferrailage à l'ELU.

Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{calculé}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{choisis}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
X-X	1.88	0.00919	0.0115	0.119	0.452	1.2	5HA8=2.51	20
Y-Y	0.572	0.0028	0.0035	0.119	0.137	1.2	5HA8=2.51	20
Appui	-1.10	0.0053	0.0067	0.119	0.264	1.2	5HA8=2.51	20

Tableau III-12. Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
X-X	0.51	2.65	3911	1.02 < 15	<i>vérifiée</i>	54.26 < 201.63	<i>vérifiée</i>
Y-Y	0.707	2.65	3911	0.48 < 15	<i>vérifiée</i>	25.35 < 201.63	<i>vérifiée</i>
Appui	0.89	2.65	3911	0.604 < 15	<i>vérifiée</i>	31.92 < 201.63	<i>vérifiée</i>

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

Chapitre III

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.053 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pas d'armatures transversales.

Vérification de la flèche :

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

✓ Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{oser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{fe} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.50} = 0.1 \geq 0.0421 \dots \text{vérifiée} \\ \frac{2.51}{100 \times 12} = 0.0020 < 0.005 \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

✓ Sens-y-y :

$$\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{oser}^x}, \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{2.5} = 0.06 \geq 0.0424 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{2.51}{100 \times 12} = 0.0020 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

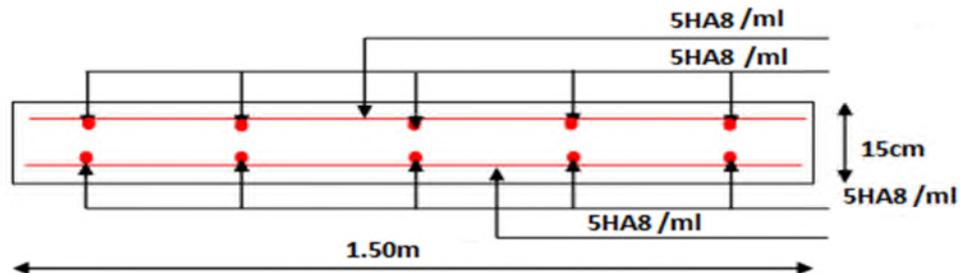


Fig. III.5. Schéma de ferrailage de la pleine D2.

Type D3 : Etude des dalles sur trois appuis : avec ($\rho > 0.4$)

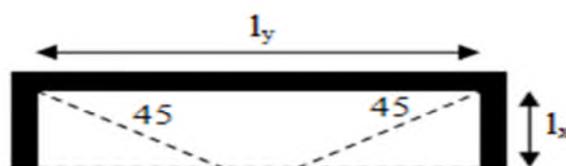


Fig. III.6. Schéma de la dalle sur 3 appuis.

Chapitre III

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.50}{2.00} = 0.75 > 0.4 \quad L_x \geq \frac{l_y}{2}$$

Dans ce cas, le calcul se fait à la flexion simple dans les deux sens pour une bande d'un mètre linéaire.

De la même manière à l'ELU et à l'ELS, les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III-14. Sollicitations maximales dans la dalle.

ELU					ELS		
M_x^t (KN.m)	M_y^t (KN.m)	M_y^a (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)	M_x^t (KN.m)	M_y^t (KN.m)	M_y^a (KN.m)
3.6	4.53	2.66	6.405	5.124	2.57	3.22	1.89

Tableau III-15. Calcul du ferrailage à l'ELU.

Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (cm)	$A_{calculé}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{choisis}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
X-X	3.6	0.0177	0.022	0.119	0.877	1.35	5HA8=2.51	20
Y-Y	4.53	0.0222	0.028	0.118	1.1	1.2	5HA8=2.51	20
Appui	-2.66	0.010	0.013	0.119	0.51	1.2	5HA8=2.51	20

Tableau III-16. Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
X-X	2.57	2.65	3910	1.74 < 15	<i>vérifiée</i>	92.41 < 201.63	<i>vérifiée</i>
Y-Y	3.22	2.65	3910	2.185 < 15	<i>vérifiée</i>	115.5 < 201.63	<i>vérifiée</i>
Appui	1.89	2.65	3910	1.285 < 15	<i>vérifiée</i>	67.95 < 201.63	<i>vérifiée</i>

Vérification de la flèche :

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

$$\begin{aligned} & \checkmark \text{ Sens x-x :} \\ & \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{oser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{fe} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.50} = 0.1 \geq 0.0421 \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{2.51}{100 \times 12} = 0.0020 < 0.00 \dots \text{vérifiée} \end{array} \right. \\ & \checkmark \text{ Sens-y-y :} \\ & \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{oser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{fe} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{2.5} = 0.06 \geq 0.0424 \dots \text{vérifiée} \\ \frac{2.51}{100 \times 12} = 0.0020 < 0.005 \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right. \end{aligned}$$

Donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

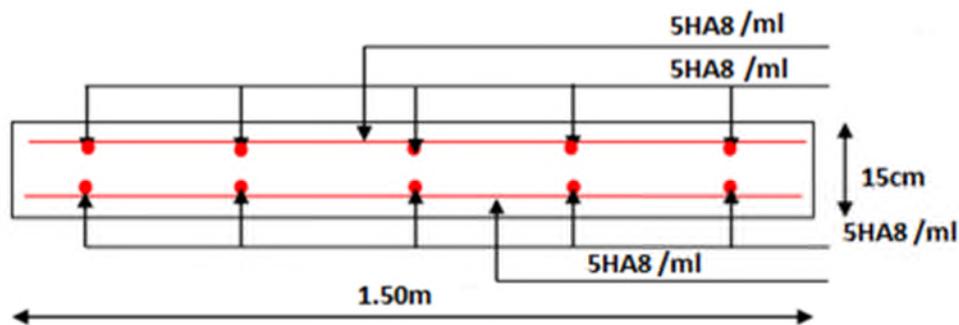


Fig. III.7 Schéma de ferrailage de la pleine D3.

III.3. Etudes des Escaliers :

Définition :

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

Dans notre structure nous avons un deux type d'escalier le 1^{er} à trois volées si le RDC et les autres étages sont identique 2 volées.

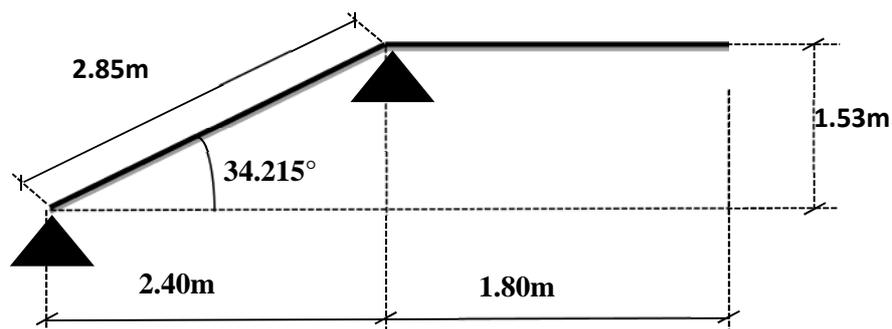


Fig. III.8 Schéma statique de l'escalier.

Ce type se calcule comme suit

1^{er} TYPE 01 :

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\left[\begin{array}{l} G=9.80\text{KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$G=6.36 \text{ KN/m}^2.$$

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

Calcul à l'ELU :

- La charge qui revient sur la volée :

Chapitre III

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 9.80) + (1.5 \times 2.5) = 16.98 \text{ KN/ml.}$$

- **La charge qui revient sur le palier :**

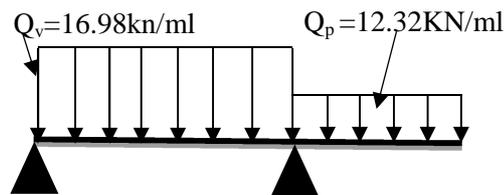
$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 6.36) + (1.5 \times 2.5) = 12.32 \text{ KN/ml.}$$

Charge concentré:

$$F = 1.95 \text{ kn}$$

$$F_u = 2.635 \text{ kn}$$

- **Schéma statique :**



- **Calcul des sollicitations :**

Calcul des réactions :

Après calcul de la RDM, on trouve :

$$R_A = 15.53 \text{ KN.}$$

$$R_D = 57.66 \text{ KN.}$$

Calcul des moments :

- **1^{er} tronçon : $0 < x < 2.85\text{m}$**

$$M = 15.53x - 8.49 x^2$$

$$T = -16.98 x + 15.53$$

Pour $x=0 \rightarrow M=0 \text{ KN} \cdot \text{m}$.

$$T = 15.53 \text{ KN.}$$

Pour $x=2.4 \rightarrow M = -27.93 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$T = -32.86 \text{ kN}$$

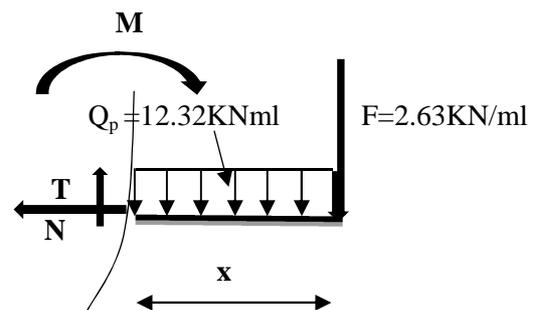
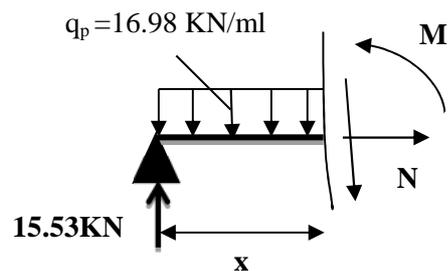
- **2^{ème} tronçon : $0 \text{ m} < x < 1.80\text{m}$**

$$M = -2.63x - 6.16 x^2$$

$$T = 12.32 x + 2.63$$

Pour $x=0 \rightarrow M=0 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$T = 2.63 \text{ KN}$$



Chapitre III

Pour $x=1.80 \rightarrow M=-24.69\text{KN} \cdot \text{m}$

$T=24.806\text{KN}$

Donc $M^{\max}=27.93\text{KN} \cdot \text{m}$.

- **Calcul des moments réels :**

$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 27.93 = -13.965\text{KN} \cdot \text{m}$.

$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 27.93 = 23.74 \text{KN} \cdot \text{m}$.

- **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.17. Tableau de ferraillage de type 01 en travée et aux appuis :

En travée							
Mu(KN. m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	St(cm)
23.74	0.0515	0.066	0.17522	3.893	2.415	3.92=5HA10	20
En appui							
-13.965	0.030	0.0385	0.177	2.26	2.415	3.14=4HA10	25

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

$T = 57.66\text{KN}$

$\tau = 0.05766 / (1 \times 0.2) = 0.288\text{MPa}$

$\bar{\tau} = 0.07 f_c 28 / \gamma b = 1.17\text{MPa}$

$\tau \leq \bar{\tau}$ condition vérifier.

Les armateurs transversaux ne sont pas nécessaires.

- **Armatures de répartition :**

$A_r = A_s / 3$ Car la paillasse est soumise à une charge concentré.

En travée : $A_r = 1.306 \text{cm}^2 = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{cm}^2/\text{ml}$ et $St = 33\text{cm}$.

En appui : $A_r = 1.05 \text{cm}^2 = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{cm}^2/\text{ml}$ et $St = 33\text{cm}$.

- **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 20\text{cm}$Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 20\text{cm}$Condition vérifiée.

Chapitre III

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

L'état limite de déformation (flèche)

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 9.8 + 2.5 = 12.30 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 6.36 + 2.5 = 8.86 \text{ KN/ml.}$$

La force concentrée :

$$F = 1.95 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R_A (KN)	R_B (KN)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
41.69	11.25	15.206	5.22	14344.93	5.53	15	vérifiée
41.69	11.25	8.945	4.615	11715.25	3.52	15	vérifiée

- **Etat de déformation :**

$$Ht/L = 18/5.6 = 0.0321 < 1/16 = 0.0625$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.19. Evaluation de la flèche dans l'escalier :

L (m)	A_s (cm²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)
4.9	4.52	11.48	20.20	25.93
Y (cm)	I_{fji} (cm⁴)	I_{fgi} (cm⁴)	I_{fpi} (cm⁴)	I_{fgv} (cm⁴)
4.30	31864.71	25084.985	20188.26	38279.035
Fgv (cm)	Fji (cm)	Fpi (cm)	Fpi (cm)	/
0.194	0.02060	0.1793	0.1078	/
I (cm)	I₀ (cm⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)	/
15375.6	337600	0.245	1.12	/

Chapitre III

- Schéma de ferrailage :

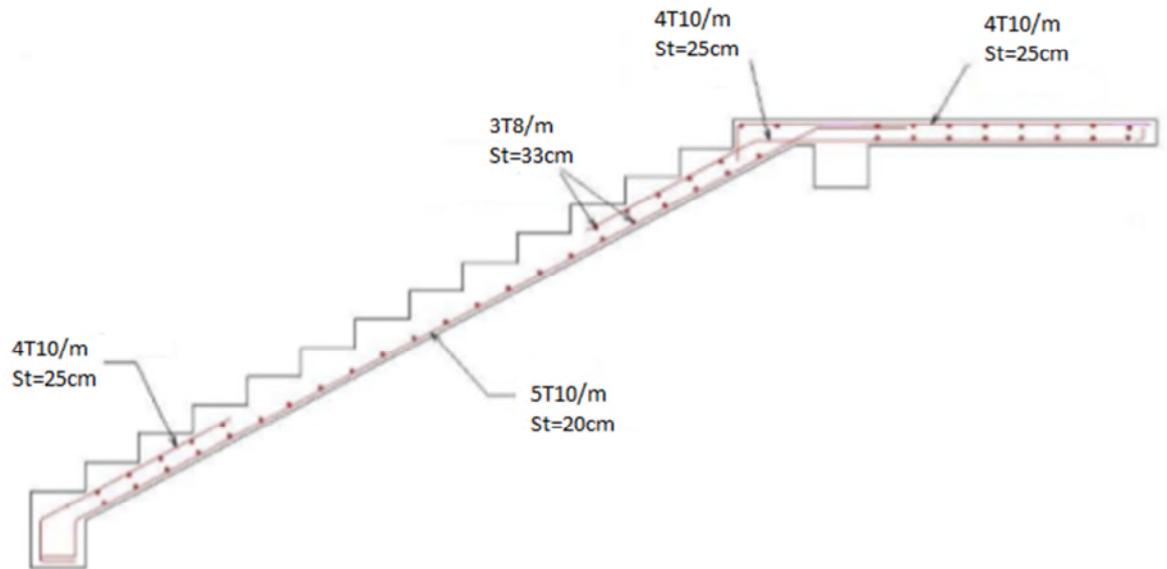


Fig. III.9. Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.4 Etude de la poutre palière :

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

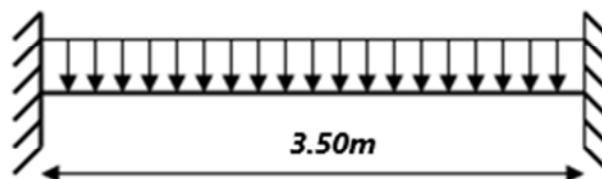


Figure III.10. Schéma statique de la poutre palière.

Dimensionnement :

On a : $L_{\max} = 3.5\text{m} = 350\text{ cm}$

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35$$

Exigences du **RPA99/2003 (VII.7.5)** :

Chapitre III

$$\begin{cases} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.25 \leq \frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

On prend : h = 30 cm ; b = 25 cm

Calcul de la poutre palière à la flexion simple :

Sollicitations de la poutre palière :

✓ **Les charges sur la poutre :**

$$g_0 = (b \times h) \times \gamma_b = (0.25 \times 0.30) \times 25 = 1.875 \text{ KN}$$

g_0 : poids propre de la poutre palière.

✓ **La charge transmise par l'escalier :**

C'est la réaction d'appui au point D.

$$\begin{cases} \text{ELU: } R_D^u = 29.715 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } R_D^s = 21.52 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Soit :

$$P_u = 1.35 (g_0) + R_D^u = 1.35 \times (1.875) + 29.715 = 32.25 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_u^t = \frac{P_u l^2}{24} = \frac{32.25 \times (3.5)^2}{24} = 16.46 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -\frac{P_u l^2}{12} = -\frac{32.25 \times (3.5)^2}{12} = -32.92 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{P_u l}{2} = \frac{32.25 \times 3.5}{2} = 56.43 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

On a: b = 25 cm, h = 30 cm, d = 28 cm

On résume les calculs de ferrailage dans le tableau ci-après :

Tableau III-20. Tableau de ferrailage de la poutre palière à l'ELU.

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{F.S}^{cal} \geq A_{min}$
Travée	16.46	0.059	0.076	0.27	1.742	0.845	<i>vérifiée</i>
Appui	-32.92	0.118	0.157	0.262	3.606	0.845	<i>vérifiée</i>

Contrainte de cisaillement en flexion simple :

Chapitre III

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{56.43 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28} = 0.806 \text{ MPa}$$

Armatures transversales :

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcule A_{trans}

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.375 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.183 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{trans} = \max[0.45, 0.26] \Rightarrow A_{trans} = 0.375 \text{ cm}^2$$

Calcul à la torsion :

Moment de torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{tors} = -M_B \times \frac{l}{2} = -27.715 \times \frac{3.5}{2} = -48.50 \text{ KN.m}$$

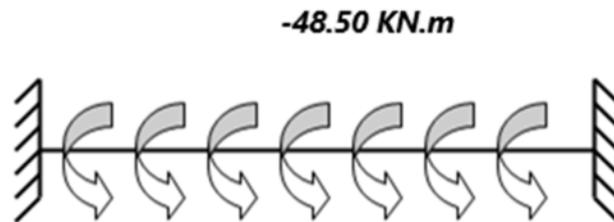


Figure III.11. Les moments de torsion sur la poutre palière.

Calcul des armatures longitudinales :

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

Avec :

- | | |
|---|--|
| - U : périmètre de la section. | $e = \varnothing/6 = h/6 = 5 \text{ cm}$
$\Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 0.05 \text{ m}^2$
$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 0.9 \text{ m}$ |
| - Ω : air du contour tracé à mi-hauteur. | |
| - e : épaisseur de la paroi. | |
| - A_l : section d'acier. | |

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tors} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{48.50 \times 10^{-3} \times 0.9 \times 1.15}{2 \times 0.05 \times 400} = 12.55 \text{ cm}^2$$

Armature transversales :

Chapitre III

$$\text{On fixe : } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{tor} = \frac{M_{tors} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{48.50 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.05 \times 400} = 1.818 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement en torsion :

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tors}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{48.50 \times 10^{-3}}{2 \times 0.05 \times 0.05} = 9.7 \text{ MPa}$$

Ferraillage global (flexion simple + torsion) :

Ferraillage longitudinal calculé :

En travée :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.742 + \frac{12.55}{2} = 8.01 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3.606 + \frac{12.55}{2} = 9.881 \text{ cm}^2$$

Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\% \times B = 3.75 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 4\% \times B = 30 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow$$
$$\begin{cases} \text{en travée: } A_{min} \leq A_l^{tot} = 8.01 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \text{vérifiée} \\ \text{en appui: } A_{min} \leq A_l^{tot} = 9.881 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

B : section de la poutre palière.

✓ **Ferraillage longitudinal choisis :**

En travée :

$$A_l^{choisis} = 4HA14 + 2HA12 = 8.42 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_l^{choisis} = 4HA16 + 2HA12 = 10.3 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$A_{trans}^{tot} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0.375 + 1.818 = 2.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } 2HA10 + 2HA8 = 2.58 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre $\emptyset 10$ + un étrier de $\emptyset 8$.

Vérification au cisaillement :

$$\text{On a : } \begin{cases} \tau_u^{F.S} = 0.806 \text{ MPa} \\ \tau_u^{tor} = 9.7 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u^{tot} = \sqrt{(\tau_u^{F.S})^2 + (\tau_u^{tor})^2} = \sqrt{(0.806)^2 + (9.7)^2} = 9.73 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{tot} = 9.73 \text{ MPa} > \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

Chapitre III

Puisque la condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section de la poutre à $b = 40$ cm et

$$h = 45 \text{ cm.}$$

$$\tau_u^{tot} = 2.82 \text{ MPa} > \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification à l'ELS

$$\text{Avec : } P_s = (g_0) + R_D^s = (4.5) + 21.52 = 26.02 \text{ KN/m}$$

Tableau III-21. Vérification de la contrainte du béton.

Endroit	M (KN)	Y (cm)l	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	13.28	13.62	142707	1.267	15	Vérifiée
Appui	26.56	15.253	176427.182	3.2	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées on doit calculer la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.128 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 0.00489 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

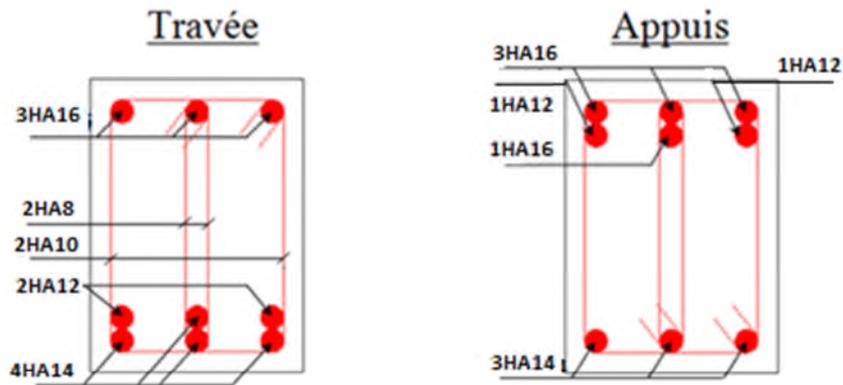


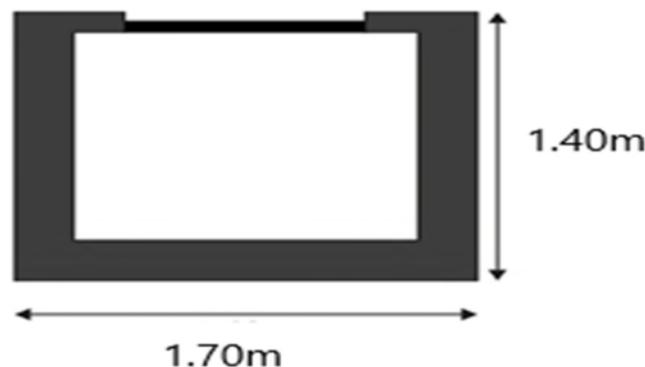
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5. Etude de l'ascenseur

Définition :

C'est un appareil au moyen duquel on élève où on descend des personnes aux 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.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques



sont les suivantes :

Figure III.13. Dimensions de l'ascenseur.

- L : Longueur de l'ascenseur = 140cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 170cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1\text{m/s}$.

III.5.1 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

- **L'épaisseur de la dalle :**

On a $l_x = 1.4\text{ m}$; $l_y = 1.7\text{ m}$; $S = 2.38\text{ m}^2$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.4}{1.7} = 0.82 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens}$$

$$\Rightarrow \frac{140}{45} \leq e \leq \frac{140}{40} \Rightarrow 4 \leq e \leq 3.5$$

$$\begin{cases} e \geq 11\text{ cm pour } 2h \text{ de coupe feu} \\ e \geq 14\text{ cm isolation phonique} \end{cases} \Rightarrow e = 15\text{ cm}$$

Chapitre III

- **Evaluation des charges et surcharges :**

On a: $g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$

- **Poids propre de la dalle et du revêtement**

Calcul pour un revêtement de 5 cm

$$G_1 = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids de l'ascenseur**

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2.38} = 60.9 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids total**

$$G^{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 4.85 + 60.9 = 65.75 \text{ KN/m}^2$$

- **Combinaison d'action**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \Rightarrow q_u = 1.35G^{\text{tot}} + 1.5Q = 1.35 \times 65.75 + 1.5 \times 1 = 90.26 \text{ KN/m}^2 \\ \text{ELS} \Rightarrow q_s = 54.85 + 1 = 61.9 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

- **Calcul des sollicitations à l'ELU**

$$\Rightarrow \rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0542 \\ \mu_y = 0.631 \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = 0.0542 \times 90.26 \times 1.4^2 = 9.59 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.631 \times 9.59 = 6.05 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement)

$$\text{En travée} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 9.59 = 7.20 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 7.20 = 5.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui} \Rightarrow M_0^x = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 7.20 = -3.60 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple.

Tableau III-22. Tableau du ferrailage de dalle.

Endroit	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	choix	s_t (cm)
Travée	X-X	7.20	0.030	0.038	0.128	1.62	1.2	4HA8=2.01	25
	Y-Y	5.40	0.0225	0.028	0.128	1.21	1.2	4HA8=2.01	25
Appui		-3.60	0.015	0.0189	0.129	0.802	1.2	4HA8=2.01	25

Chapitre III

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} V_u^x = 43.28 \text{ KN} \\ V_u^y = 24.170 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{43.28 \times 10^{-3}}{0.13 \times 1} = 0.33 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS

$$q_s = 61.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0610 \\ \mu_y = 0.737 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 3.72 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 2.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 2.79 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2.056 \text{ KN.m} \\ M_a^x = 1.395 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III-23. Tableau de vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
x-x	2.79	2.51	3844.82	3.57 < 15	<i>vérifiée</i>
y-y	2.056	2.51	3844.82	2.63 < 15	<i>vérifiée</i>
Appui	-1.395	2.51	3844.82	1.79 < 15	<i>vérifiée</i>

- Vérification à la flèche
- Sens X-X

$$\begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.107 \geq 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.0015 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

- Sens-Y-Y

$$\begin{cases} 0.088 \geq 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.0015 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens le calcul de la flèche est inutile.

Chapitre III

III.6. Dalle de salle machine

On a le schéma représentant la surface d'impact :

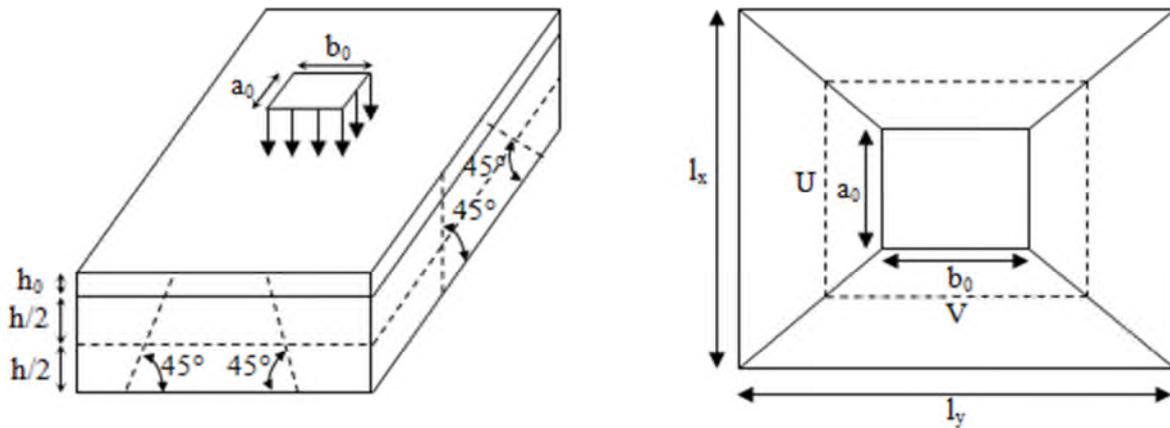


Figure III.14. Illustration de la surface d'impact.

On a :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{cases}$$

Avec :

a_0 et U sont les dimensions parallèles à L_x .

b_0 et V sont les dimensions parallèles à L_y .

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$ est la surface du chargement.

h_0 est l'épaisseur de la dalle pleine.

h_1 est l'épaisseur du revêtement moins rigide.

$$\xi = 0.75 \quad h_1 = 5 \text{ cm}$$

On aura donc :

$$U = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$$

- **À l'ELU :**

$$\text{On a : } g = 72.3 \text{ KN} \Rightarrow q_u = 1.35 \times g = 97.605 \text{ KN}$$

- **Calcul des sollicitations :**

$$\text{On a selon le BAEL : } \begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par les abaques de PIGEAU **annexe 2**, en fonction de ρ .

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{U}{l_x}, \beta = \frac{V}{l_y}$$

Chapitre III

ν : coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \Rightarrow ELS \end{cases}$

Soit :

$$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.7 \\ \beta = 0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.090 \\ M_2 = 0.024 \end{cases}$$

- **Evaluation des moments de M_{x1} et M_{y1} du système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.09 = 8.78 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.024 = 2.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$\rho = \begin{cases} \mu_x = 0.0610 \\ \mu_y = 0.737 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0610 \times 8.05 \times 1.4^2 = 0.962 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.737 \times 0.962 = 0.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.78 + 0.962 = 9.74 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_y = 2.34 + 0.71 = 3.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 9.74 = 7.30 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 3.05 = 2.29 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 7.30 = -3.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Ferraillage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur $b=1 \text{ m}$, $d=0.13 \text{ m}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau III-24. Tableau des ferraillages de la dalle.

Endroit	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	choix	s_t (cm)
Travée	X-X	7.30	0.039	0.032	0.128	1.64	1.2	4HA8=2.01	25
	Y-Y	2.29	0.0095	0.012	0.129	0.51	1.2	4HA8=2.01	25
Appui		-4.87	0.020	0.026	0.129	1.09	1.2	4HA8=2.01	25

- **Vérification à l'ELU**

- **Vérification des espacements :**

Pour un chargement concentré et FPN.

$$s_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Chapitre III

- **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_c}{\gamma_b}$$

P_u : Charge de calcul à L'ELU.

h : Hauteur de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (102.5 + 102.5) \Rightarrow U_c = 410 \text{ cm} ; P_u = 97.605 \text{ KN}$$

$$P_u = 97.605 < 0.045 \times 410 \times 10^{-2} \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 461.25 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

On a:

$$v = u \Rightarrow V_{max} = \frac{P_u}{3 \times v} = 31.74 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.244 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Calcul à l'ELS :**

- **Les moments engendrés par le système de levage :** $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.090 + 0.2 \times 0.024) = 6.85 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.024 + 0.2 \times 0.090) = 3.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments dus au poids de la dalle :**

$$q_{ser} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0610 \times 6.85 \times 1.4^2 = 0.82 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.737 \times 0.82 = 0.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.85 + 0.82 = 7.67 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.04 + 0.60 = 3.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments corrigé**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 7.67 = 5.75 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 3.64 = 2.73 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 7.67 = -3.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes**

Tableau III-25. Tableau de vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
x-x	5.75	2.515	3844.81	3.76 < 15	<i>vérifiée</i>
y-y	2.73	2.515	3844.81	1.79 < 15	<i>vérifiée</i>
Appui	-3.84	2.515	3844.81	2.51 < 15	<i>vérifiée</i>

- **Vérification de la flèche**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

- **Sens X-X :**

$$\begin{cases} 0.107 > 0.038 \\ 0.0017 < 0.005 \end{cases}$$

- **Sens-Y-Y :**

$$\begin{cases} 0.088 < 0.0375 \\ 0.0017 < 0.005 \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche est inutile.

III.1.1 Schémas de ferrailage

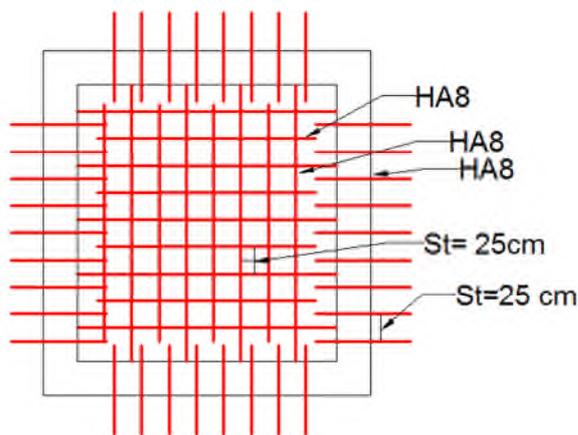


Figure III.15. Ferrailage de la dalle au-dessous

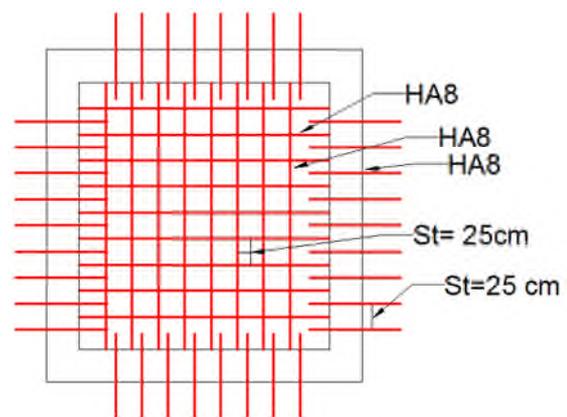


Figure III.16. Ferrailage de la dalle des machines.

Remarque : la dalle de la salle des machines est soumise à un chargement concentré donc les barres seront prolongées jusqu'aux appuis.

III.7. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

Chapitre III

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (Fp) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

Hypothèses de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- La fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

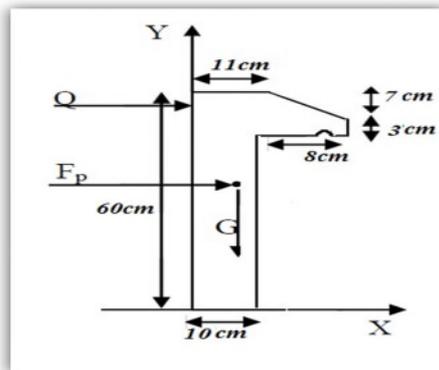


Fig. III.17. Coupe transversale de l'acrotère.

III.8.2 Evaluation des charges et surcharges :

Poids propre :

$$S_{acr} = 50 \times 10 + 11 \times 10 + 3 \times 7 + \left(\frac{7 \times 7}{2}\right) = 66 \text{ cm}^2 = 0.066 \text{ m}^2$$

$$G_1 = 25 \times 0.066 = 1.65 \text{ KN/ml}$$

La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

Enduit de ciment :

$$G_2 = 0.16 \text{ KN/ml}$$

Alors :

$$G = G_1 + G_2 = 0.16 + 1.65 = 1.81 \text{ KN/ml}$$

Charge verticale :

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

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

Avec :

Chapitre III

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99**
(Tableau 4.1)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre **0,3** et **0,8** **RPA99**
(Tableau 6.1)

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage **2** et Zone **IIa** (Bejaia).

$$A = 0.15$$

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 1.81 \text{KN/ml}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.81 = 0.869 \text{KN}$$

III.8.3. Calcul des sollicitations :

- Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 0.06 \text{m}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 0.32 \text{m}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 1.81 \text{KN}$$

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{KN.m}$$

$$M_{F_p} = F_p \times y_G = 0.869 \times 0.32 = 0.278 \text{KN.m}$$

Tableau III .26. Combinaisons d'action de l'acrotère.

Règlement	Combinaison	N(KN)	M(KN.m)
ELU	1.35G+1.5Q	2.44	0.9
ELS	G+Q	1.81	0.6
RPA99	G+Q+E	1.81	0.878

Calcul d'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.44} = 0.367 \text{m}$$

Chapitre III

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1m$$

$$e_0 > \frac{h}{6}$$

La section est partiellement comprimée le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_0 par e (L'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max\left(\frac{L}{250}, 2cm\right) = \max(0.24, 2cm) = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

Telle que :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 6cm$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2m$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} = 0.00432m$$

$$\text{Donc : } e = 0.367 + 0.02 + 0.00432 = 0.391m$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2.44KN$$

$$M_u = N_u \times e = 2.44 \times 0.391 = 0.955KN.m$$

Ferrailage de l'acrotère :

✓ **Calcul à l'ELU :**

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

On a :

Chapitre III

$$\frac{h}{6} < e_0$$

La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif **MF** rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.955 + 2.44 \times (0.07 - 0.03) = 1.053 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.053 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} = 0.015 < \mu_L = 0.392$$

Donc $A' = 0$

$\mu_{bu} < 0.186$ alors Pivot A

$$\varepsilon_{st} = 100/00$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa} \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0173$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.07 \times (1 - 0.4 \times 0.0173) = 0.0695 \text{m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{0.955 \times 10^{-3}}{0.0695 \times 348} = 3.95 \times 10^{-5} \text{m}^2 = 0.395 \text{cm}^2$$

$$A = A_l - \frac{N_u}{f_{st}} = 3.95 \times 10^{-5} - \frac{2.44 \times 10^{-3}}{348} = 3.25 \times 10^{-5} \text{m}^2 = 0.325 \text{cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

1) La condition de non fragilité :

$$A_{min} = \left[\frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \right] = \frac{0.23 \times 1 \times 0.07 \times 2.1}{400} = 8.45 \times 10^{-5} = 0.845 \text{cm}^2$$

$A_{min} > A_{calculée}$

Alors on ferraille avec

$$A_{min} = 0.845 \text{cm}^2$$

On opte pour **4HA8=2.01cm²/ml**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.5 \text{cm}^2$$

Soit **4Ø6 = 1.13cm²/ml**

2) Vérification au cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = F_p + Q = 0.869 + 1 = 1.869 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right] = \min \left[0.15 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPA} \right] = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{1.869 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} = 0.0267 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u$$

Donc il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

Espacement :

1. Armatures principale : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}$ on opte pour $S_t = 25 \text{ cm}$

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$ on opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

3) Vérification de l'adhérence :

$$\xi_{es} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{RPA (Article A. 6. 1, 3)}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\xi_{es} = \frac{1.869 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.07 \times 10.048 \times 10^{-2}} = 0.295 \text{ MPA}$$

$$\bar{\xi}_{es} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} \quad \text{(RPA Article A. 6. 1, 21)}$$

Ψ est le coefficient de scellement $\Psi = 1.5$ Pour les HA

$$\bar{\xi}_{es} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$\xi_{es} < \bar{\xi}_{es}$$

Pas de risque par rapport à l'adhérence.

Chapitre III

✓ Vérification à l'ELS :

4) Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{\mu_t} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right)$$

Telle que $\eta = 1.6$ pour H.A

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

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

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{1.81} = 0.351m$$

$e_1 > d$ "c" à l'extérieur de section.

$$c = 0.07 - 0.351 = -0.281m$$

$$y = y_c + c, \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

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

$$q = -2 \times -0.281^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.07 + 0.281)^2}{1} = 0.0466m^3$$

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

$$p = -3 \times -0.281^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.07 + 0.281}{1} = -0.231m^2$$

On remplace le 'p' et 'q' dans l'équation :

$$y_c^3 - 0.231y_c + 0.0466 = 0$$

$$\text{Alors } y_c = -0.3m$$

Donc $y = 0.019m$

$$\mu_t = \frac{b \times y}{2} - 15A \times (d - y) = \frac{1 \times 0.019}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.07 - 0.019) = 0.00935m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.81}{0.00935} \times 0.019 = 3.678MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{1.81 \times 10^{-3}}{0.00935} \times (0.07 - 0.019) = 0.148MPa \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa$$

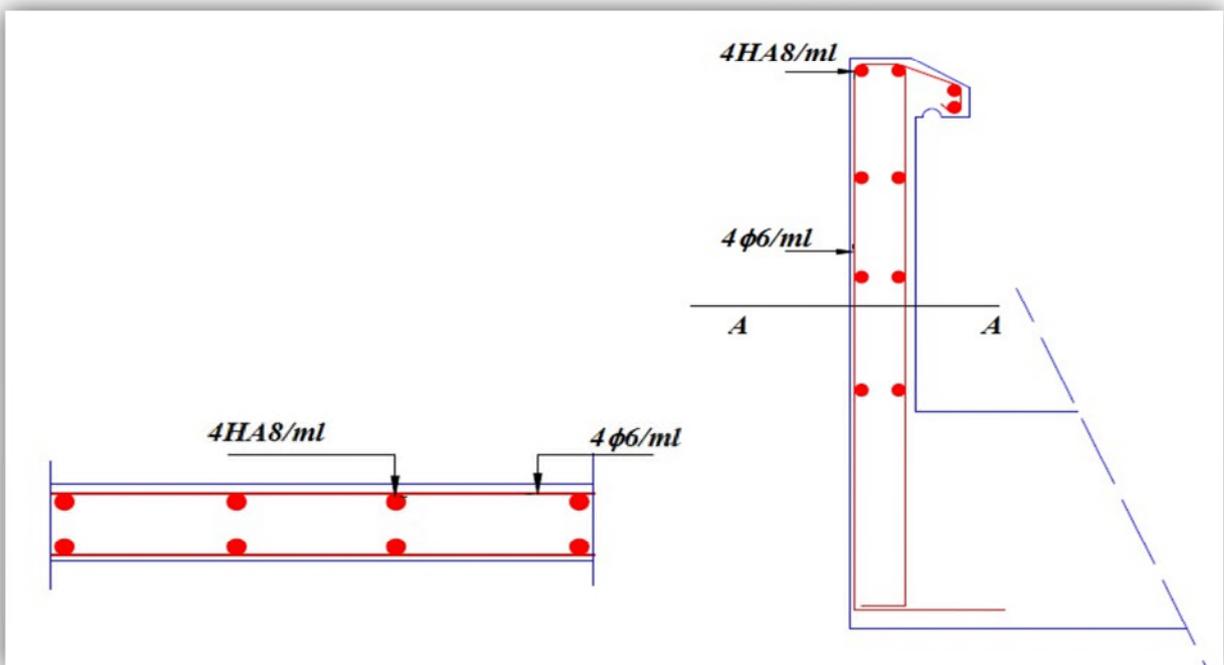


Fig. III.18. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

III.8. Etude de la poutre de chaînage :

Les poutres de chaînages, à calculer dans notre projet, sont des poutres horizontales en béton armé, qui sert à séparer les vides par des murs.

- **Dimensionnement**

La portée maximale de la poutre de chaînage est :

$$l_{max} = 390 - 30 = 360 \text{ cm} = 3.60 \text{ m}$$

- Selon la condition de la flèche :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \leq h \leq 36$$

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

Chapitre III

- **Calcul des sollicitations**

Le chaînage est conçu pour reprendre, outre son poids propre, le poids des cloisons.

- Poids propre de chaînage : $G_p = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.625 \text{ KN/m}$
- Poids du mur : $G_m = 2.81 \times (4.08 - 0.35) = 10.48 \text{ KN/m}$

$$D'où : \begin{cases} q_u = 1.35(G_p + G_m) = 17.69 \text{ KN/m} \\ q_s = (G_p + G_m) = 13.105 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{17.69 \times (3.6)^2}{8} = 28.66 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{17.69 \times 3.6}{2} = 31.84 \text{ KN} \\ M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{13.105 \times (3.6)^2}{8} = 21.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Correction des moments**

$$ELU : \begin{cases} M_u^t = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 28.66 = 24.36 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -0.3 \times M_u = -0.3 \times 28.66 = -8.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_s^t = 0.85 \times M_s = 0.85 \times 21.23 = 18.05 \text{ KN.m} \\ M_s^a = -0.3 \times M_s = -0.3 \times 21.23 = -6.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Ferraillage de la poutre de chaînage**

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A^{cal} (cm^2)$	$A^{min} (cm^2)$	$A^{choisis} (cm^2)$
En travée	24.36	0.0525	0.0674	0.321	2.18	1.2	3HA10 = 2.36
En appui	-8.60	0.0185	0.023	0.33	0.76	1.2	3HA10 = 2.36

Tableau III-27. Tableau de ferraillage de la poutre de chaînage.

Remarque :

Le RPA exige le diamètre minimum si $\emptyset = 12 \text{ mm}$ article 7.4.2.1 page 62.

Donc on doit le ferraillage avec : **3HA12 = 3.39 cm²**.

- **Vérification à l'ELU :**

- **Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{31.84 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.322 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$, puis on calcul A_{trans} :

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.455 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \times f_e} < 0 \end{cases}$$

Chapitre III

Soit un cadre de $\emptyset 8$ + une épingle de $\emptyset 8 \rightarrow A_t = 3\emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

- **Vérification à l'ELS :**
- Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\begin{cases} M_t^s = 18.05 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -6.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau III-28. Tableau de vérification des contraintes.

Endroit	M^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	18.05	10.21	37054	4.97	15	<i>vérifiée</i>
En appui	-6.37	10.21	37054	1.755	15	<i>vérifiée</i>

- **Vérification de la flèche :**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ l < 8m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.0972 \geq 0.085 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \\ 0.00342 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \\ 3.6 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

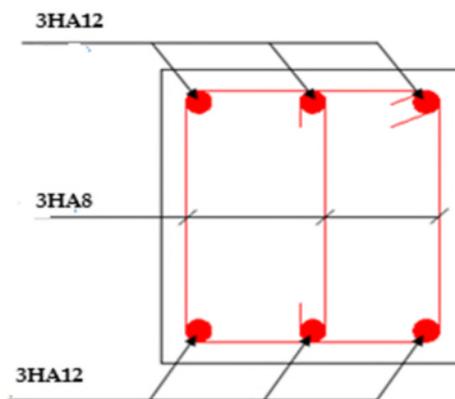


Figure III.19. Ferrailage de la poutre de chaînage.

III.9. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a déterminé les sections d'aciers nécessaires pour les éléments non structuraux.

Pour le plancher on a pris le choix du plancher à corps creux.

Chapitre III

Notre projet comprend 3 types de dalle pleine (un seul appui, 2 appuis, 3 appuis), elles ont été étudiées et ferrillées avec les sollicitations les plus défavorables.

Notre structure présente un seul type (le plus défavorable) d'escaliers, Ces derniers ont été étudiés et ferrillés.

La poutre palière a été étudiées sous des sollicitations de flexion et de torsion ainsi pour la poutre de chainage qui a été étudiée en flexion simple.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles en vigueur.

En dernier lieu, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle du local des machines.

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, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2. Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas des situations non sismiques. A celles-ci, viennent de s'ajouter des normes assignées à la construction des structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au dimensionnement seul, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

✓ Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale **RPA99(Article4.2.3)**

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

➤ A : Coefficient d'accélération de la zone.

RPA99 (Tableau 4.1)

Le coefficient ‘A’ représente l’accélération du sol et dépend de l’accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l’on veut avoir. L’accélération maximale dépend de la période de retour que l’on se fixe ou en d’autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l’année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d’usage: groupe 2
- Zone sismique: zone IIa ⇒ A = 0.15
- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. **RPA99** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l’interaction, donc : R= 5

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq

“ Critère q ”	Observé	Non observé sens xx	Non observe sens yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	non	/	/
2- Redondance en plan	non	/	/
3- Régularité en plan	oui	0.05	/
4- Régularité en élévation	non	/	/
5- Contrôle de qualité des matériaux	non	/	/
6- Contrôles d’exécution	non	/	/

Donc : $Q_x=1.05$, $Q_y= 1$

➤ W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments à usage d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ RPA99 (Formule 4.5)}$$

➤ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

➤ W_{Qi} : Charges d'exploitation.

➤ β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

On a:⇒ $W=27931$ KN

➤ D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On a

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s RPA99 (Formule 4-2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

➤ T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \text{ RPA (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Les valeurs de $\zeta(\%)$ sont illustrées dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.2. Les valeurs de $\zeta(\%)$ RPA 99 (Tableau 4.2)

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$ pour un contreventement mixte.

Donc $\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$

T : période fondamentale de la structure

Telle que $T = \min(1, 2)$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \dots\dots(1) \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$$T_{X,Y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{X,Y}}} \dots\dots(2) \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

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

$h_n = 29.16 \text{ m}$

L: Distance du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

➤ C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau IV.3

Tableau IV.3. Les valeurs du coefficient C_T

Cas N°	Système de contreventement	C_T
01	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	
02	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.085
03		0.050
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées s et des murs en maçonnerie.	0.050

$$\Rightarrow C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (29.16)^{3/4} = 0.62 \text{ s}$$

$$\begin{cases} L_x = 21.30 \text{ m} \\ L_y = 16.70 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = 0.55 \text{ s} \\ T_y = 0.63 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_c; T_x) = 0.55 \text{ s} > T_2 = 0.4 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T_c; T_y) = 0.63 \text{ s} > T_2 = 0.4 \text{ s}$$

Remarque

La période de vibration ne doit pas dépasser 30 % de la période calculée par la formule empirique, C'est à dire :

$$\begin{cases} 1.3 \times T = 1.3 \times 0.55 = 0.715 \text{ s Art (4.2.4)} \\ 1.3 \times T = 1.3 \times 0.63 = 0.819 \text{ s Art (4.2.4)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \text{ Car } 0.4 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 1.30 \\ D_y = 1.33 \end{cases}$$

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.30 \times 1.05}{5} \times 28392,92 = 1162.69 \text{ KN} = 114.95 \text{ t}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.33 \times 1}{5} \times 28392,92 = 1132.87 \text{ KN} = 112.007 \text{ t}$$

IV.4. Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique s'approche probablement mieux d'une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :RPA99/2003 Art (4. 3.3) [1]

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

IV.5.Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.6. Modélisation et résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser la structure est le **ETABS**.

IV.6.1. Disposition des voiles de contreventement

Le choix de la disposition des voiles été vraiment compliqué. Plusieurs dispositions ont été essayées. Elles ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est la suivante :



Fig.IV.1 Disposition des voiles

Résultats obtenus

a) Périodes des vibrations et participation massique

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau ci-dessous donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.4. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Modes	périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0,879	0,754	0,879	0,754	0,0003
Mode 2	0,794	0,0004	0,794	0,7544	0,7029
Mode 3	0,611	0,0023	0,611	0,7567	0,7059
Mode 4	0,287	0,1259	0,287	0,8826	0,706
Mode 5	0,218	3,544E-05	0,218	0,8827	0,8749
Mode 6	0,167	0,0001	0,167	0,8828	0,8754
Mode 7	0,149	0,0407	0,149	0,9234	0,8754
Mode 8	0,1	4,915E-06	0,1	0,9234	0,9297
Mode 9	0,091	0,0213	0,091	0,9447	0,9297

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.2, IV.3 et IV.4

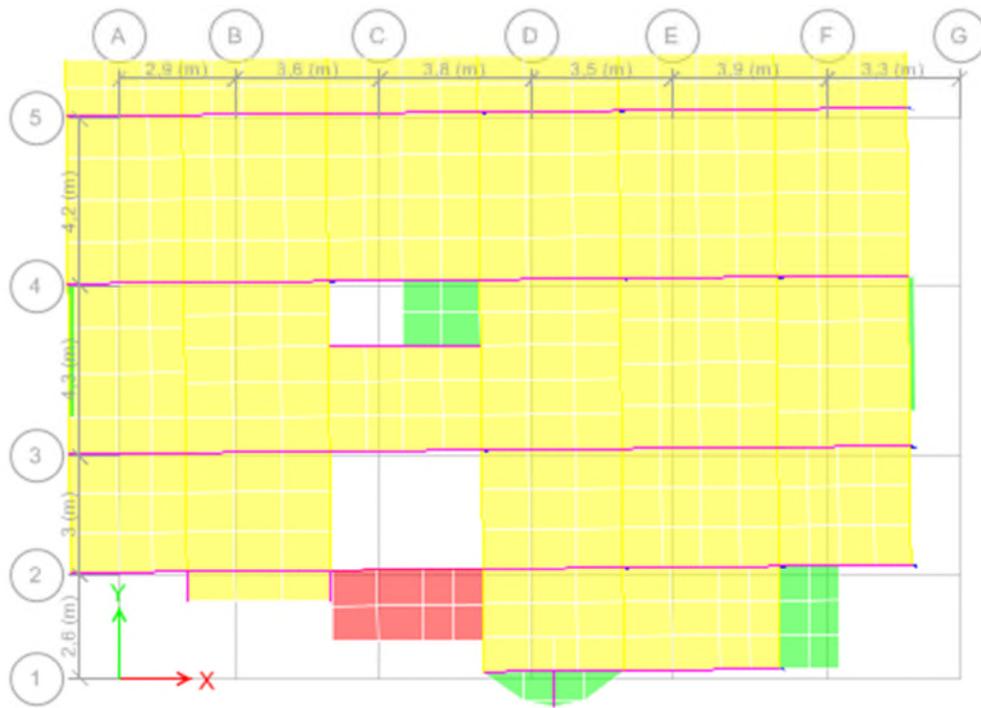


Fig. IV.2. 1^{er} mode T= 0.879 (translation suivant X)

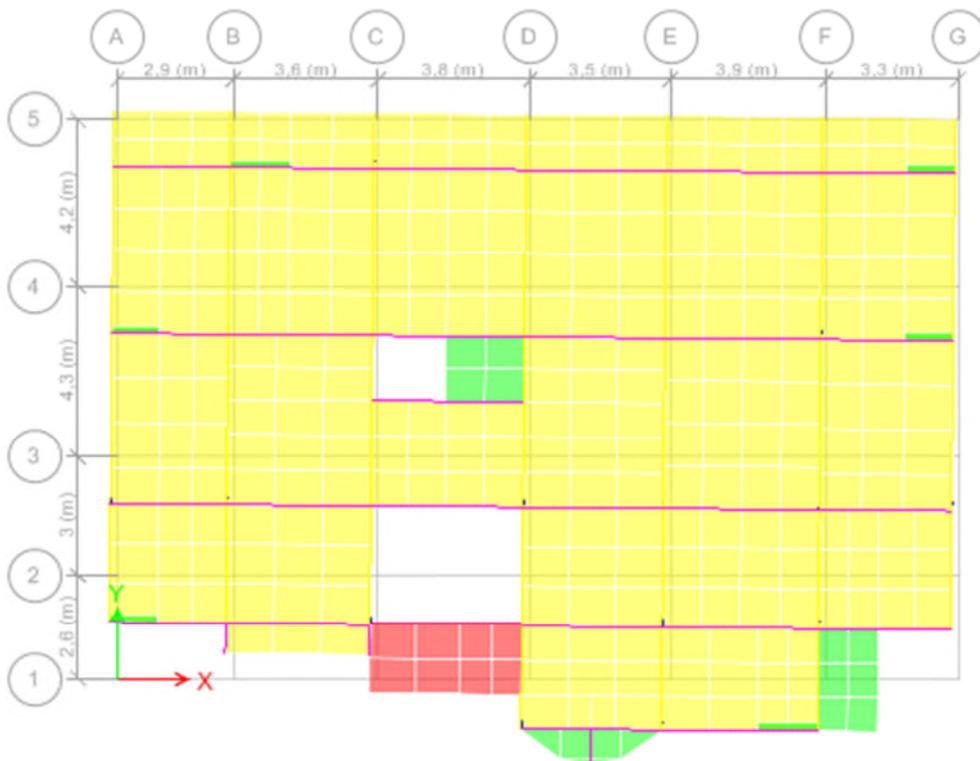


Fig. IV.3. 2^{ème} mode T= 0.794 (translation suivant Y)

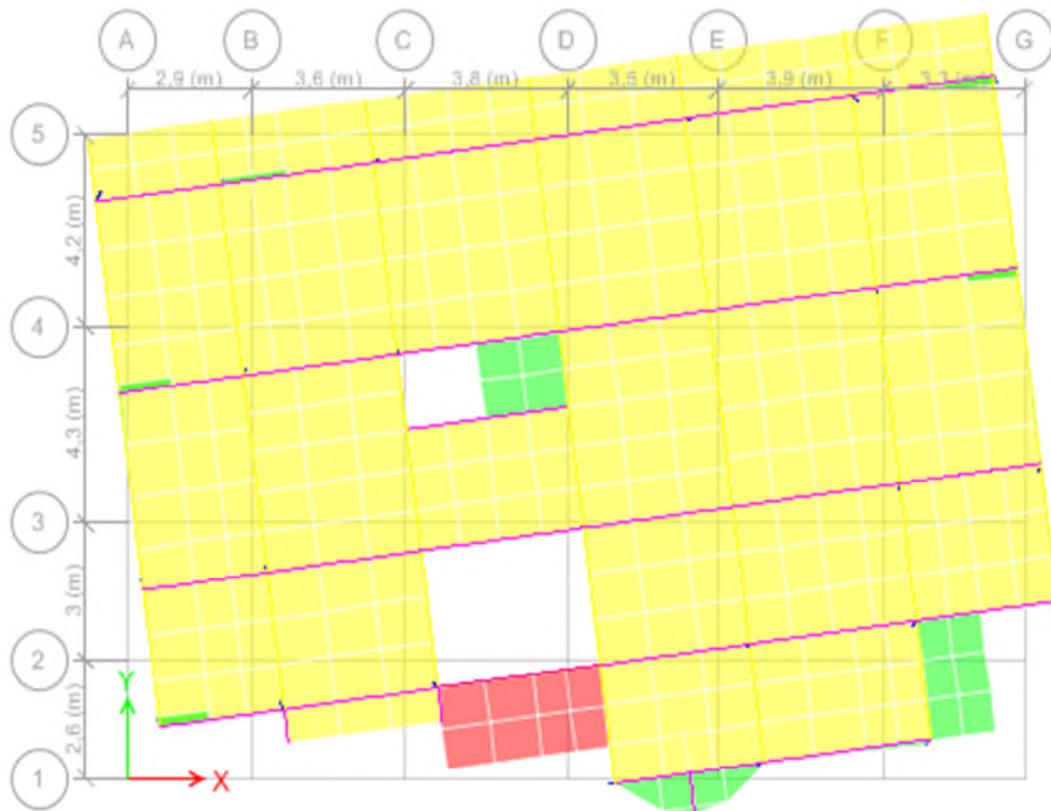


Fig. IV.4.3^{ème} mode T=0.611 (torsion autour de Z)

b) Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical

a) Sous charges verticales

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

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Tableau IV.5. Vérification sous charges verticales

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
Sous-sol	26278,9972	5414,463	83,05	16,94
RDC	23110,8324	4834,0518	82,72	17,29
NIV 01	20017,3204	4565,1383	81,42	18,57
NIV 02	17166,2546	4051,5766	80,90	19,09
NIV 03	14304,5484	3657,2051	79,63	20,36
NIV 04	11635,6125	3061,1313	79,17	20,82
NIV 05	8992,8932	2535,7293	77,99	22,00
NIV 06	6491,4935	1859,6831	77,73	22,26
NIV 07	4059,3687	1198,9042	77,19	22,80
NIV 08	1841,5157	490,8872	78,97	21,02

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf dans quelques niveaux l'écart est de 3 % ce qui peut être négligé.

b) Sous charges horizontales

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

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV.6.Vérification sous charges horizontales

Niveau	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Sous-sol	356,7151	359,3661	616,4241	916,1726	36.65	28.17	63.35	71,82
RDC	372,1434	242,2607	449,9304	838,315	45.27	22.41	54.73	77,58
étage 01	464,1898	337,0419	260,6105	661,9993	64.09	33.73	35.96	66,26
étage 02	464,565	389,3921	210,6198	556,7014	68.80	41.15	31.19	58,84
étage 03	358,0442	329,3099	257,8141	554,1889	58.13	37.27	41.86	62,72
étage04	386,7729	375,4935	172,3282	424,335	69.17	46.95	30.82	53,05
étage05	265,7157	279,5549	222,1709	421,3683	54.46	39.88	45.53	60,11
étage 06	275,398	307,6096	135,1244	274,7251	67.08	52.82	32.91	47,17
étage 07	159,3926	198,2223	147,6004	238,922	51.92	45.34	48.07	54,65
étage 08	166,2343	253,1627	89,9607	139,7488	64.88	64.43	35.11	35,56

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.6.2.Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

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

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau(IV.7)

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteaux	B (cm ²)	N _d (KN)	<i>v</i>	Observation
Sous-sol	55*50	2750	1980,7384	0.288	vérifiée
RDC	55*50	2750	1563,0255	0.227	vérifiée
1 ère étage	50*45	2250	1279,8731	0.227	vérifiée
2 ^{ème} étage	50*45	2250	1042,7738	0.185	vérifiée
3 ^{ème} étage	45*40	1800	829,8706	0.184	vérifiée
4 ^{ème} étage	45*40	1800	678,697	0.150	vérifiée
5 ^{ème} étage	40*35	1400	537,9303	0.153	vérifiée
6 ^{ème} étage	40*35	1400	400,0989	0.114	vérifiée
7 ^{ème} étage	35*30	1050	264,4609	0.110	vérifiée
8 ^{ème} étage	35*30	1050	130,9389	0.050	vérifiée

IV.6.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	Observation
Sens x-x	972,7731	1162.69	930.15	vérifiée
Sens y-y	1275,1401	1132.87	906.30	vérifiée

IV.6.4. Justification vis à vis des déformations

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta e_K$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV.9. Vérification des déplacements

	Sens x-x						Sens y-y					
	h_k (cm)	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_K/h_K (%)	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_K/h_K (%)	
Sous sol	300	0,521	0,523	0	0,521	0.17	0,031	0,454	0	0,031	0.1	
rdc	408	1,536	2,068	0.66	1,536	0.37	0,094	1,83	0.42	0,094	0.23	
étage01	306	1,294	3,428	1.51	1,294	0.42	0,096	3,221	1.03	0,096	0.31	
étage02	306	1,341	4,807	2.47	1,341	0.44	0,103	4,796	1.79	0,103	0.33	
étage03	306	1,352	6,192	3.47	1,352	0.44	0,108	6,501	2.63	0,108	0.35	
étage04	306	1,32	7,535	4.46	1,32	0.43	0,11	8,252	3.53	0,11	0.36	
étage05	306	1,283	8,825	5.40	1,283	0.42	0,108	10,02	4.29	0,108	0.34	
étage06	306	1,196	10,016	6.28	1,196	0.39	0,104	11,739	5.31	0,104	0.34	
étage07	306	1,101	11,105	7.08	1,101	0.36	0,096	13,401	6.16	0,096	0.31	
étage08	306	0,994	12,086	7.82	0,994	0.32	0,09	14,984	6.97	0,09	0.29	

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.6.5. Justification vis à vis de l'effet P-Δ [RPA (5.9)]

Les effets du 2ième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-q_K)$.
- ✓ Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau (IV.10)

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P- Δ

	h_k (cm)	P_K (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	θ_k	Δ_k	V_k (KN)	θ_k
Sous-sol	300	28392,9237	0,521	972,7731	0,051	0,031	1275,1401	0,0004
RDC	408	25830,9972	1,536	950,9912	0,10	0,094	1250,5492	0,0006
NIV 01	306	22461,1299	1,294	896,8439	0,10	0,096	1190,5123	0,006
NIV 02	306	19503,5516	1,341	830,7935	0,10	0,103	1117,0507	0,006
NIV 03	306	16545,9732	1,352	756,1441	0,097	0,108	1028,4469	0,006
NIV 04	306	13688,0611	1,32	678,0753	0,087	0,11	922,7072	0,005
NIV 05	306	10830,1489	1,283	594,5807	0,076	0,108	798,7409	0,005
NIV 06	306	8060,049	1,196	494,5805	0,063	0,104	654,9302	0,004
NIV 07	306	5289,949	1,101	371,1364	0,051	0,096	484,7228	0,003
NIV 08	306	2595,8073	0,994	217,272	0,039	0,09	279,7301	0,003

Remarque : D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.10, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.7. Conclusion

La disposition des voiles qui a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale) a été adoptée.

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques et l'effort normal réduit sont liées à la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tous types de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, toutes les exigences de l'étude dynamique ont été vérifiées selon le RPA99/2003.

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

V Introduction

Une construction en béton armé dite résistante avant et après séisme lorsque ses éléments principaux (voiles, poteaux, poutres) sont bien conçus et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

V.1. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, qui permettent le calcul des sections d'armatures longitudinales et transversales respectivement.

Deux types de poutres sont distingués : les poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T), le ferrailage a été entamé en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- | | | |
|---|--|--|
| 1) $1.35G+1.5Q$
2) $G+Q$
3) $G+Q+E$ | | 4) $G+Q-E$
5) $0.8G+E$
6) $0.8G-E$ |
|---|--|--|

V.1.1. Ferrailage

a). 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.

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 V.1**, 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 coté fermé des U d’un cadre soit disposé de sorte à s’opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d’armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

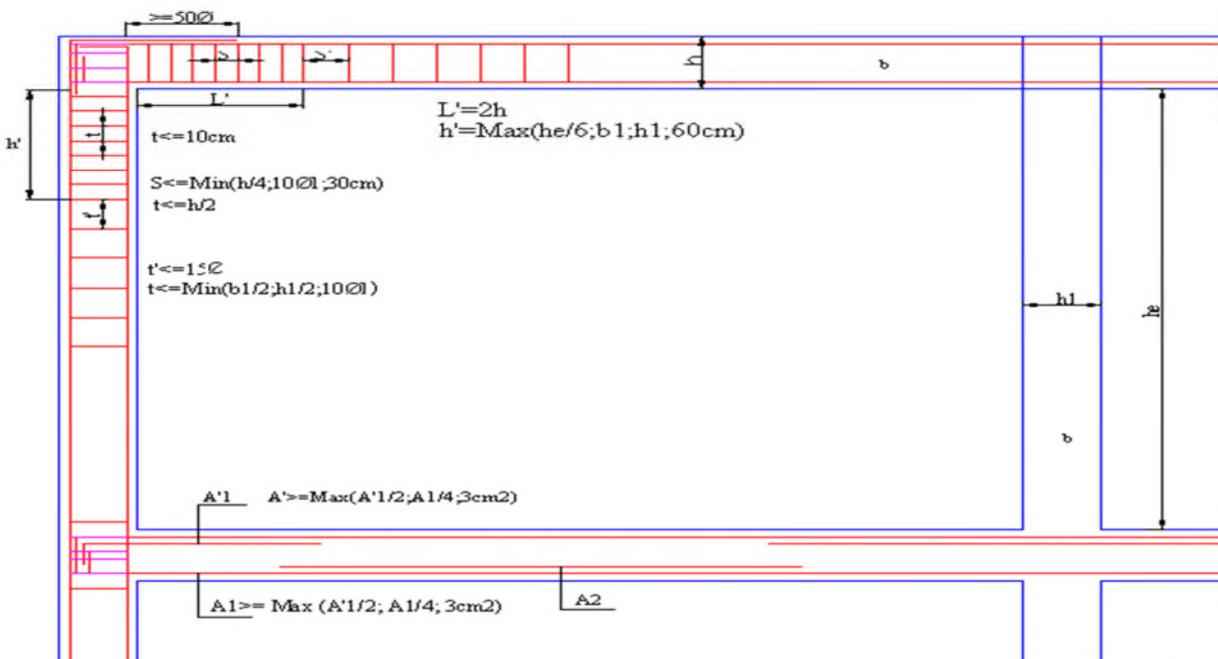
- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l’appui ou de l’encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d’une section en travée avec armatures comprimées. C’est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d’appui ou de l’encastrement

V.1.2. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)



V.1.3. Recommandation de BAEL

Figure.V.1. Disposition constructives des portiques.
 La section minimale

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.1.3. Calcul du ferrailage

A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel ETABS.

Le tableau ci-dessous regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	A _{min}	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Etage à Usage d'habitation	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-71,06	95,38	5,95	5.25	6,03	3HA16
			Travée	56,15		4,63		6,03	3HA16
	Poutre principale	30×35	Appuis	-88,99	183,00	7,60	5.25	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	18,43		1,46		6,03	3HA16
Etage de terrasse inaccessible	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-57,04	51,72	4,71	5.25	6,03	3HA16
			Travée	22,04		1,76		6,03	3HA16
	Poutre principale	30×35	Appuis	-43,07	60,50	3,50	5.25	6,03	3HA16
			Travée	31,71		2,55		6,03	3HA16
Etage à Usage commercial	Poutre secondaire	30×35	Appuis	-66,94	94,41	5,58	5.25	6,03	3HA16
			Travée	60,27		4,99		6,03	3HA16
	Poutre principale	30×35	Appuis	-85,23	182,96	7,25	5.25	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	87,65		7,48		8,01	3HA14+3HA12

V.1.4. Vérification des armatures selon le RPA 99/2003

Les armatures transversales

a) Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

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

✓ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1,6; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = 1 \text{ cm}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit 1 cadre de T8 + 1 étrier

✓ **Poutres principales**

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

on a les mêmes dimensions :

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On prend $4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

b) Calcul des espacements des armatures transversales

Selon RPA99/2003 Art (7.5.2.2)

✓ **zone nodale**

Poutre secondaire

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t^{\min}\right)$$

Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$

Poutre principale

$$S_t \leq \min(8,75; 14,4) = 8,75 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ zone courante

$$S_t \leq h/2$$

Poutre principale

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm. Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Poutre secondaire

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm. Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t^{min} = 0.003 \cdot S_t \cdot h = 0.003 \times 15 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > A_{min} = 1,58 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.1.5. Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

b) Contrainte tangentielle maximale

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \end{array} \right. \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	183,00	1.91	3.33	Vérifiée
Secondaires	95,38	0,99	3.33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

✓ Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$. BAEL91 (Art H.IV.2)

✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$

$\gamma_s = 1$, $f_e = 400 \text{Mpa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$A_l(\text{cm}^2)$	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	8,01	183,00	88,99	4,58	-3,15	Vérifiée
Secondaires	6,03	95,38	71,06	2,38	-3,78	Vérifiée

V.1.6. Vérification à l’ELS

a). Etat limite de compression du béton :

$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0$; $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$ BAEL91 (Art E.III.1)

$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4 Vérification de l’état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	37,03	65218,286	12,498	7,096	15	Vérifiée
	Travées	23,94	53181,568	11,20	5,041	15	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	45,57	53181,568	11,20	9,60	15	Vérifiée
	Travées	21,79	53181,568	11,20	4,59	15	Vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres

	h_t cm	b cm	L (cm)	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	35	30	430	6,03	0,081	0,079	0,0063	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	390	6,03	0.089	0,067	0,0063	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.1.7. Schéma de Ferrailage des poutres.

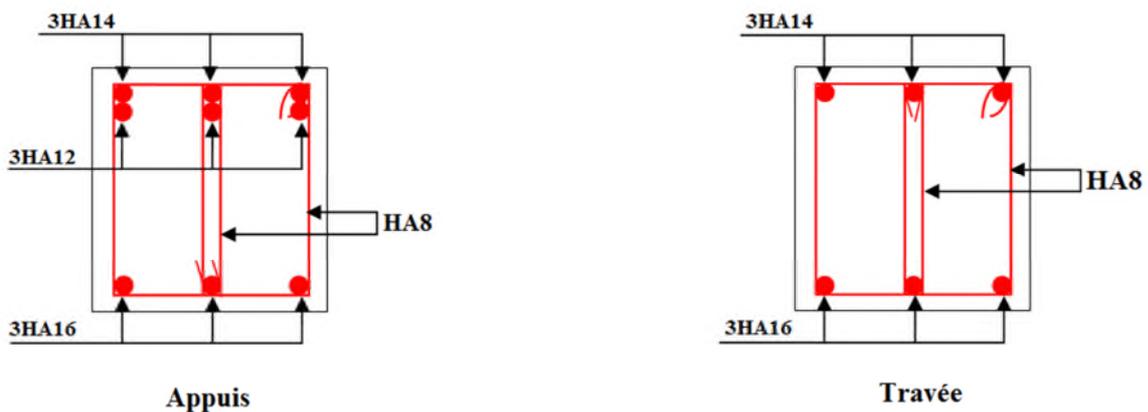


Figure V.2: Poutre principale pour étage courant

Figure V.3: Poutre secondaire pour étage courant

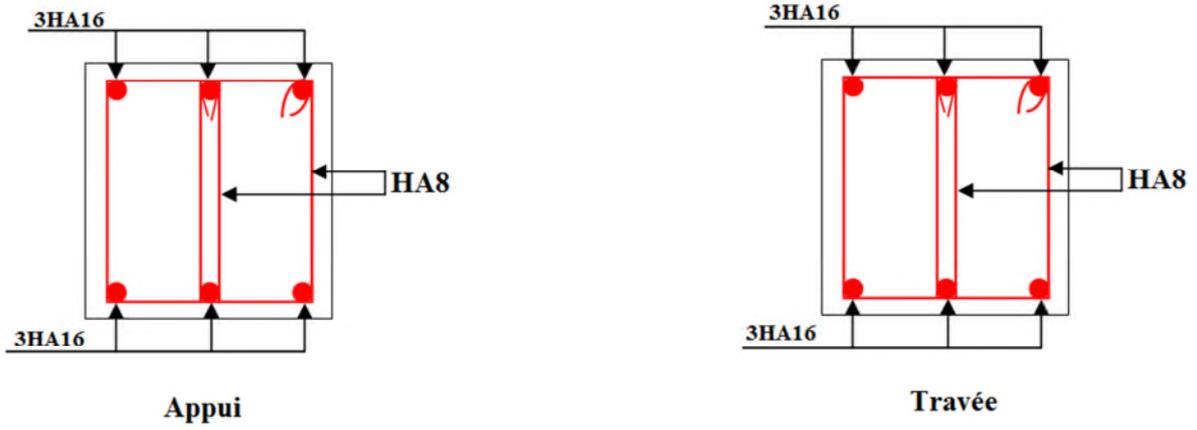
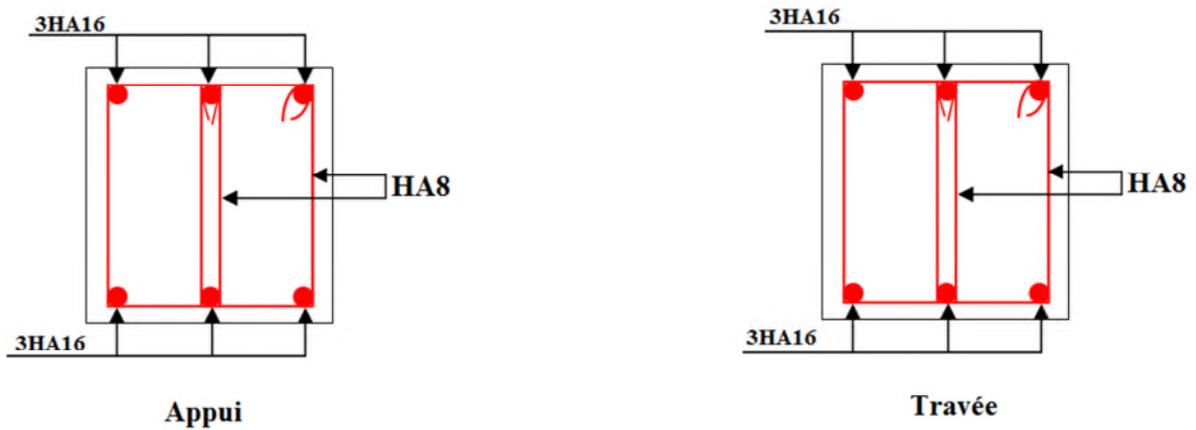


Figure V.4: Poutre principale pour Terrasse



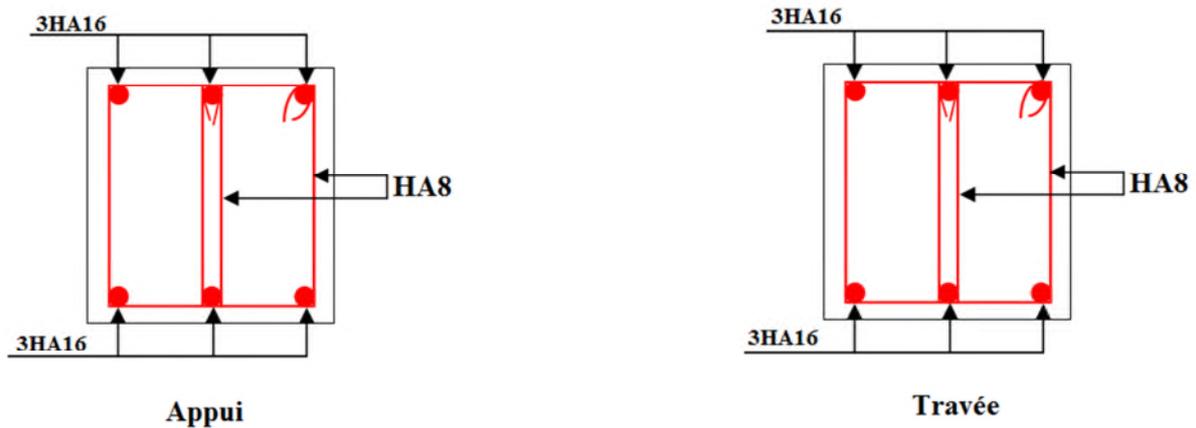


Figure V.5: Poutre secondaire pour Terrasse

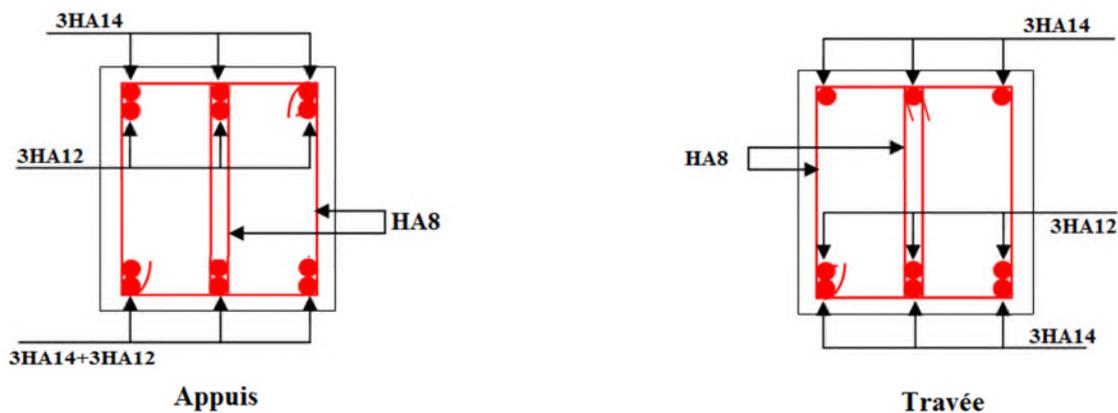


Figure V.6: Poutre principale et secondaire pour étage commerciale

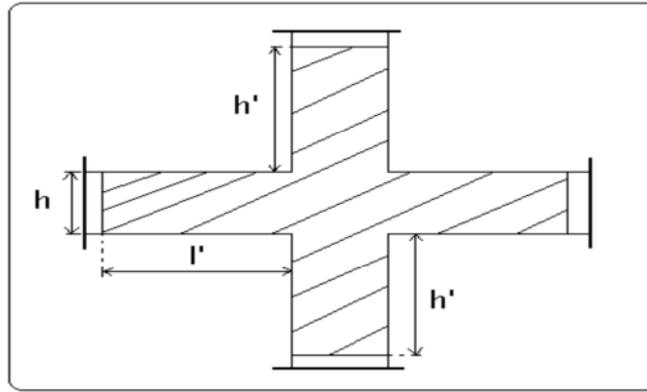
V.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du ETABS :

- | | |
|------------------|--------------|
| 1). $1.35G+1.5Q$ | 4). $G+Q-E$ |
| 2). $G+Q$ | 5). $0.8G+E$ |
| 3). $G+Q+E$ | 6). $0.8G-E$ |

Il s'agit de
où il y a
selon les
– l'effort normal
correspondant.
– l'effort normal
correspondant.
– le moment
normal correspondant.



ferrailler les poteaux à
changement de section,
solllicitations suivantes :
maximal et le moment

minimal et le moment

maximum et l'effort

V.2.1 Recommandations du RPA99 (version 2003) :

a). Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

Figure V.7 : Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6. Armatures longitudinales 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
RDC et sous-sol	55*50	22	110	165
1 ^{er} étage	50*45	18	90	135
2 ^{ème} étage	50*45	18	90	135
3 ^{ème} étage	45*40	14,4	72	108
4 ^{ème} étage	45*40	14,4	72	108
5 ^{ème} étage	40*35	11,2	56	84
6 ^{ème} étage	40*35	11,2	56	84
7 ^{ème} étage	35*30	8,4	42	63
8 ^{ème} étage	35*30	8,4	42	63

b). Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- Vu : est l’effort tranchant de calcul.
- h₁ : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l’acier d’armatures transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left[\begin{array}{ll} 2,5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (}\lambda_g \text{: l'élancement géométrique)} \\ 3,75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

avec : $\lambda_g = l_f / a$ ou $\lambda_g = l_f / b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

– t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$ (en zones IIa).

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

V.2.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.7. Sollicitations dans les poteaux

Niveau	<i>Nmax→Mcor</i>		<i>Mmax→Ncor</i>		<i>Nmin→Mcor</i>	
	N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
RDC et sous-sol	1980,74	-34,28	75,15	609,72	-485,88	16,59
1^{er} étage	1756,70	8,32	62,14	585,89	-305,18	35,29
2^{ème} étage	1294,13	8,42	66,46	-131,21	-206,15	41,13
3^{ème} étage	1100,56	7,29	52,16	-63,44	-123,26	30,91
4^{ème} étage	912,54	6,18	58,58	-13,81	-63,07	32,70
5^{ème} étage	725,69	4,93	-41,93	323,09	-23,45	21,36
6^{ème} étage	542,38	6,45	48,97	234,86	-05,41	20,37
7^{ème} étage	358,33	4,75	31,11	156,24	-02,67	05,03
8^{ème} étage	176,54	6,27	36,69	79,39	-09,94	08,30

V.2.3 Calcul du ferrailage

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.8. Ferrailage des poteaux

Niveau	sections	A_{cal} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{adap} (cm ²)	Barres
RDC et sous-sol	55×50	0	22	24,13	12HA16
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50×45	0	18	18,47	12HA14
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45×40	0	14,4	18,47	12HA14
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40×35	0	11,2	18,47	12HA14
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	35×30	0	8,4	13,57	12HA12

V.2.4. Armatures transversales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r = 40 \phi \quad (\text{zone II})$$

✓ Quantité d'armature minimale

$$- A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

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

V.2.5. Résultats de ferrailage des armatures transversales

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9. Calcul des armatures transversales

Niveau	Sous-sol	Rdc	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{em} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
--------	----------	-----	--	---	--	---

Sections (cm ²)	55*50	55*50	50*45	45*40	40*35	35*30
$\phi_{l,max}(cm)$	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4	1,4
$\phi_{l,min}(cm)$	1,6	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2
$L_0(cm)$	265	373	271	271	271	271
$L_f(cm)$	285,6	265,2	202,3	202,3	202,3	202,3
λ_g	5,71	5,30	4,50	5,06	5,78	6,74
ρ_a	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
$V_U(KN)$	26,28	26,28	107,68	75,17	111,66	91,43
Lr (cm)	80	80	80	64	56	56
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	2,11	2,58	3,32	4,54	3,14	2,85
A^t_{min} (cm ²)	0,345	0,402	0,487	0,378	0,269	0,144
$A^t_{adopté}$ (cm ²)	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71	3,02
Nombre de barres	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA8

V.2.6 .Vérifications

a) Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right]$$

- 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 ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

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

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 :

$$\left[\begin{array}{ll} \lambda = 3,46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / b & \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$l_f = l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC

$$N_d = 1980 \text{ KN}$$

$$l_f = 285,6 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 19,76 < 50 \rightarrow \alpha = 0,80$$

$$B_r = (0,55 - 0,02) \times (0,50 - 0,02) = 0,2544 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0,80 [(0,2544 \times 25 / 0,9 \times 1,5) + (24,13 \times 10^{-4} \times 400 / 1,15)] = 12,86 \text{ MN}$$

$$N_d = 1,98 \text{ MN} < 12,86 \text{ MN} \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
RDC + sous-sol	55×50	365	285.6	19,76	0,80	24,13	0,2544	12,86	1,98	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50×45	271	202.3	15,55	0,81	18,47	0,2064	10,19	1,49	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45×40	271	202.3	17,50	0,81	18,47	0,1634	09,15	1,1	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40×35	271	202.3	20	0,80	18,47	0,1254	8,17	0,73	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	35×30	271	202.3	23,33	0,78	13,57	0,0924	5,91	0,36	vérifiée

b) Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$: \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

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

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

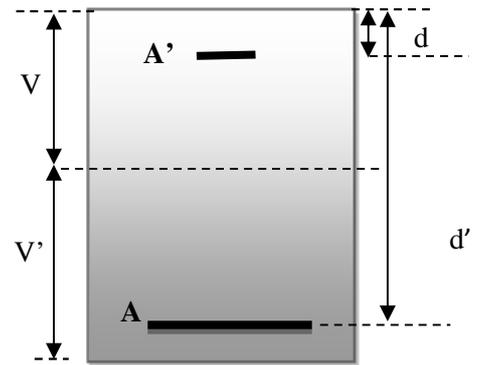


Figure V.8 : Section du poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	RDC et sous-sol	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	55×50	50×45	45×40	40×35	35×30
d (cm)	52	47	42	37	32
A' (cm ²)	0	0	0	0	0
A (cm ²)	24,13	18,47	18,47	18,47	13,57
V (cm)	30,35	27,41	25,10	22,81	19,85
V'(cm)	24,65	22,59	19,90	17,19	15,15
I _{yy'} (cm ⁴)	885220,15	588141,168	395046,248	253506,91	143034,66
N ^{ser} (MN)	1424,6347	1081,6169	799,9466	727,8661	260,9624
M ^{ser} (MN.m)	26,2015	32,1338	52,5226	27,1272	23,239

M_G^{ser} (MN.m)	66,79771773	58,22178072	73,32947277	47,56869042	29,38334206
σ_{bc1} (MPa)	6,87	6,99	8,51	8,62	6,16
σ_{bc2} (MPa)	2,72	2,044	0,16	1,11	-1,03
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c) Vérification 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 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC et sous-sol	55*50	285.6	5,71	0,075	52	138,54	0,26	1,875	Vérifiée
1^{er} et 2^{ème} étage	50*45	202.3	4,50	0,04	47	107,68	0,21	1	Vérifiée
3^{ème} et 4^{ème} étage	45*40	202.3	5,06	0,075	42	75,17	0,17	1,875	Vérifiée
5^{ème} et 6^{ème} étage	40*35	202.3	5,78	0,075	38	57,43	0,133	1,875	Vérifiée
7^{ème} et 8^{ème} étage	35*30	202.3	6,74	0,075	32	37,14	0,096	1,875	Vérifiée

d).Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

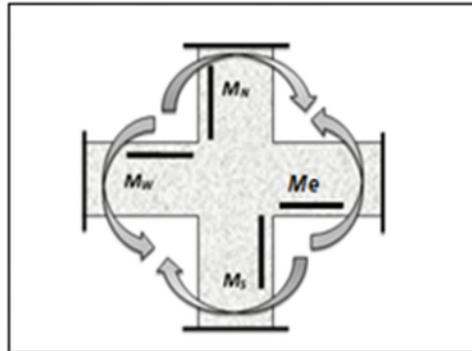


Figure V.9 : Les moments résistant dans la zone nodale.

d-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.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.13 Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z(cm)	A _s (cm ²)	MR(KN.m)
RDC et sous-sol	55*50	49,5	24,13	415,66
1^{er} et 2^{ème} étage	50*45	45	18,47	289,24
3^{ème} et 4^{ème} étage	45*40	40,5	18,47	260,32
5^{ème} et 6^{ème} étage	40*35	36	18.47	231,39
7^{ème} et 8^{ème} étage	35*30	31,5	13,57	148,75

d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab 5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
Sous-sol	415,66	138,50	554,16	137,98	137,98	344,95	vérifiée
RDC	289,24	138,50	427,74	137,98	137,98	344,95	vérifiée
Etage1	289,24	138,50	427,74	125,44	125,44	313,6	vérifiée
Etage2	260,32	96,47	356,79	125,44	125,44	313,6	vérifiée
Etage3	260,32	86,82	347,14	112,89	112,89	282,225	vérifiée
Etage4	231,39	86,82	318,21	112,89	112,89	282,225	vérifiée
Etage5	231,39	86,82	318,21	100,35	100,35	250,875	vérifiée
Etage6	148,75	77,17	225,92	100,35	100,35	250,875	vérifiée
Etage7	148,75	77,17	225,92	87,81	87,81	219,525	vérifiée
Etage8	0	49,55	49,55	66,10	66,10	165,25	vérifiée

Tableau V.14. Vérification de la zone nodale :

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux
- **Schémas de ferrailage**

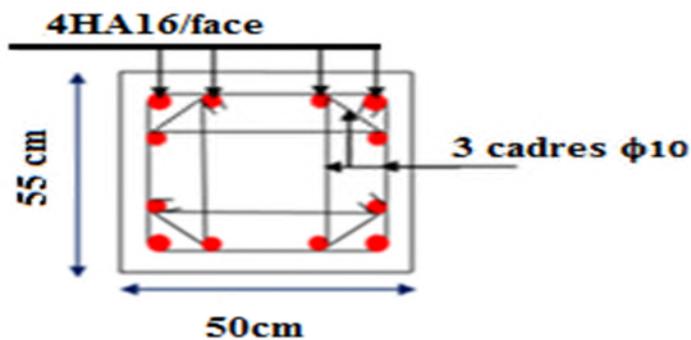


Figure V.10 : Schéma de ferrailage poteau sous-sol + RDC

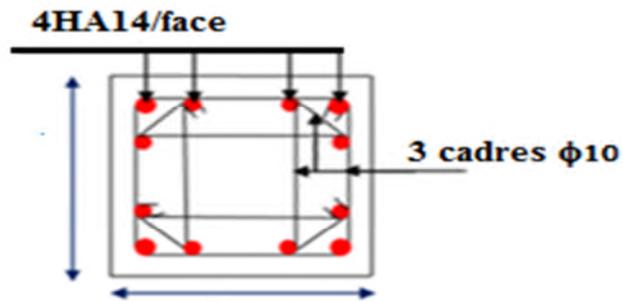


Figure V.11 : Schéma de ferrailage poteau étages(1,2,3,4,5,6)

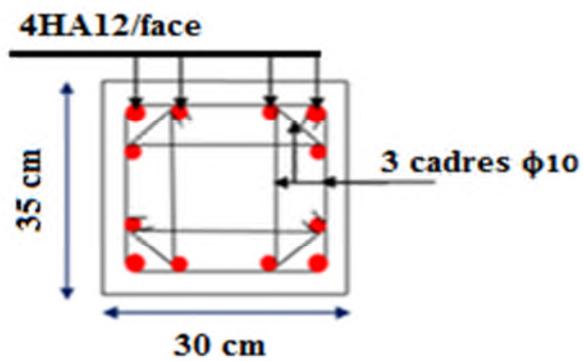


Figure V.12 : Schéma de ferrailage poteau étages 7 et 8

V.3 Etude des voiles

V .3.1 Définition

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grands par rapport à la troisième appelée épaisseur, d’après le **RPA99 Version2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$ (**l**, **a** : respectivement longueur et épaisseur du voile). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

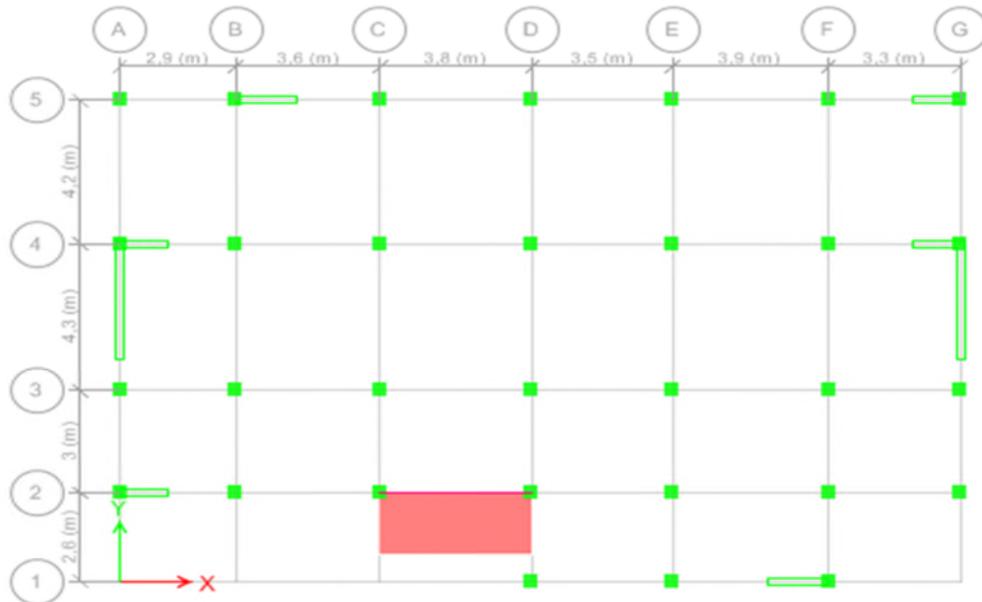


Figure V13 : Disposition des voiles.

V .3.2 Exigence du RPA :

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 leurs bases, 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 :

- $1.35G + 1.5Q$①
- $G + Q \pm E$②

- $0,8G \pm E \dots \dots \dots \textcircled{3}$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- $M_{max} \rightarrow N_{corresp}$
- $N_{max} \rightarrow M_{corresp}$
- $N_{min} \rightarrow M_{corresp}$

V .3.3 Recommandation du RPA99 version 2003

V .3.4 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).

V .3.5 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.

V .3.6 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.

V .3.7 Règles communes RPA99 version 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'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $St \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- 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) $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2) $20\emptyset$ 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 :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec } V = 1,4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel **SAP2000 V14**, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 Récapitulation des efforts et moments dans les voiles

Niveau	voile	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V(KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	V _{y1}	1519,74	10,53	-1507,07	1054,19	- 1320.94	1957.54	408,19
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage		1372,72	127,79	998,64	912,46	-638.11	1991.36	305,04
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage		930,62	102,02	496,54	589,63	-15.44	313.22	207,88
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage		403,11	61,32	246,62	164,80	-77.7	214.52	118,79
RDC	V _{x1}	441,56	-37,05	-179,48	382,80	-181.92	60.52	75,89
1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage		427,00	-17,60	79,48	160,70	-48.25	32.10	50,11
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage		296,29	-31,10	76,40	114,67	-30.17	90.6	46,75
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage		132,37	-34,54	-60,37	71,32	-25.5	80.5	38,18

V .3.8 Ferrailages

Le calcul de ferrailage se fera sous N_{min} et M_{cor} , à la flexion composée pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale (A_{min}) du **RPA99** et le ferrailage choisis est le plus défavorable entre les deux sections.

Données :

$$N_{min} = 1320.94 \text{ KN} ; M_{cor} = 1957.54 \text{ KN.m.}$$

$$l = 3.4 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m} ; d = 3.35 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1957.54}{1320.94} = 1.48 \text{ m} < \frac{l}{2} = \frac{4.5}{2} = 2.25 \text{ m} \Rightarrow N \text{ Effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1957.54 + 1320.94 \times \left(3.35 - \frac{3.4}{2} \right) = 4137.091 \text{ KN.m} = 4.14 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.14}{0.2 \times (3.35)^2 \times 18.48} = 0.01$$

$$\mu_{bu} = 0,01 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.131$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 3.35(1 - 0.4 \times 0.131) = 3.17 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{4.14}{3.17 \times 400} = 32.61 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 32.61 \times 10^{-4} - \frac{1320.94 \times 10^{-3}}{400} = -0.413 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

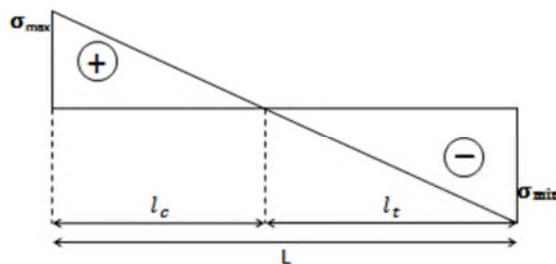


Figure V-14. Schémas des contraintes.

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC; \\ \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET; \\ \sigma_{max} > 0, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SPC. \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{1320.94 \times 10^{-3}}{3.4 \times 0.2} + \frac{1957.54 \times 10^{-3}}{0.65} \times 1.7 = 7.06 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{1320.94 \times 10^{-3}}{3.4 \times 0.2} - \frac{1957.54 \times 10^{-3}}{0.65} \times 1.7 = -3.17 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour éviter tous risques de changement de signe et contraintes sur les différentes combinaisons, la zone tendue calculée avec les extrémités du voile, le voile sera donc ferrailer symétriquement.

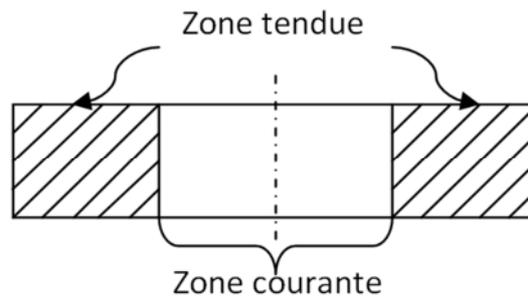


Figure V-15. Zone tendue et courante dans les voiles.

Donc :

$$\begin{cases} l_t = \frac{3.17 \times 3.4}{7.06 + 3.17} = 1.05 \text{ m} \\ l_c = 3.4 - 2 \times 1.05 = 1.3 \text{ m} \end{cases}$$

Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :

$$\text{On a } \begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(20 \times 105) = 4.2 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(20 \times 130) = 2.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

V.3.9 Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(20 \times 340) = 10.2 \text{ cm}^2$

Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures horizontales

Rôle des armatures verticales :

- ✓ Reprendre l'effort tranchant ;
- ✓ Empêcher le flambement.

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 408.19 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.35} = 0.85 \text{ MPa}$$

Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

On opte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc :

$$A_h = \frac{0.85 \times 0.2 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 0.126 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1.06 \text{ cm}^2$$

Tableau V- 1. Ferrailage du voile Vx1.

Section	Sous-sol et RDC	Etage 1-2-3	Etage 4-5-6	Etage 6-7-8
l(m)	1.5	1.5	1.5	1.5
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
N(KN)	-181.92	-48.25	-30.17	-25.5
M(KN.m)	60.52	32.10	90.6	80.5
d (m)	1.45	1.45	1.45	1.45
V(KN)	75.89	50.11	46.75	38.18
τ (MPa)	0.365	0.24	0.225	0.184
τ̄ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	0	0	1.16	1.70
A^{min}(cm²)	4.5	4.5	4.5	4.5
I(m⁴)	0.056	0.056	0.056	0.056
v(m)	0.75	0.75	0.75	0.75
σ₁ (MPa)	15.85	0.19	1.308	1,163

σ_2 (MPa)	-13.91	0.132	-1.108	-0,99
l_t (m)	0.7	0.61	0.69	0.69
l_c (m)	0.09	0.27	0.124	0.12
A_{tendu}^{min} (cm ²)	2.8	0.024	2.76	0,028
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	0.18	0.005	0.248	0.0024
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	11HA8	11HA8	11HA8	11HA8
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	0.456	0.03	0,28	0,23
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V- 2. Ferrailage de voile Vy1.

Section	Sous-sol et RDC	Etage 1-2-3	Etage 4-5-6	Etage 7-8-9
l(m)	3.4	3.4	3.4	3.4
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
N(KN)	-1320.94	-638.11	-15.44	-77.7
M(KN.m)	1957.54	1991.36	313.22	214.52
d (m)	3.35	3,35	3,35	3,35
V(KN)	408.19	305.04	207.88	118.79
τ (MPa)	0,85	1,48	0,86	0,42
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	0	7.63	0	0.23
A^{min}(cm²)	10.2	10.2	10.2	10.2
I(m⁴)	0,65	0,65	0,65	0,65
v(m)	1.7	1.7	1,7	1,7
σ_1 (MPa)	7.06	6.108	0.123	0.54
σ_2(MPa)	-3.17	-4.228	-0.774	0.085
l_t (m)	1.05	1.39	1.314	0.46
l_c(m)	1.30	1.78	0.771	2.47
A_{tendu}^{min} (cm²)	4.2	1,95	5.26	1.84
$A_{courant}^{min}$ (cm²)	2.6	3,75	1.55	4.94
S_t(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	10HA10+7HA8	10HA10+7HA8	10HA10+7HA8	10HA10+7HA8
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal}(cm²)	1,06	1,85	1.08	0,53
A_h^{min}(cm²)	0,6	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8

Exemple de ferrailage

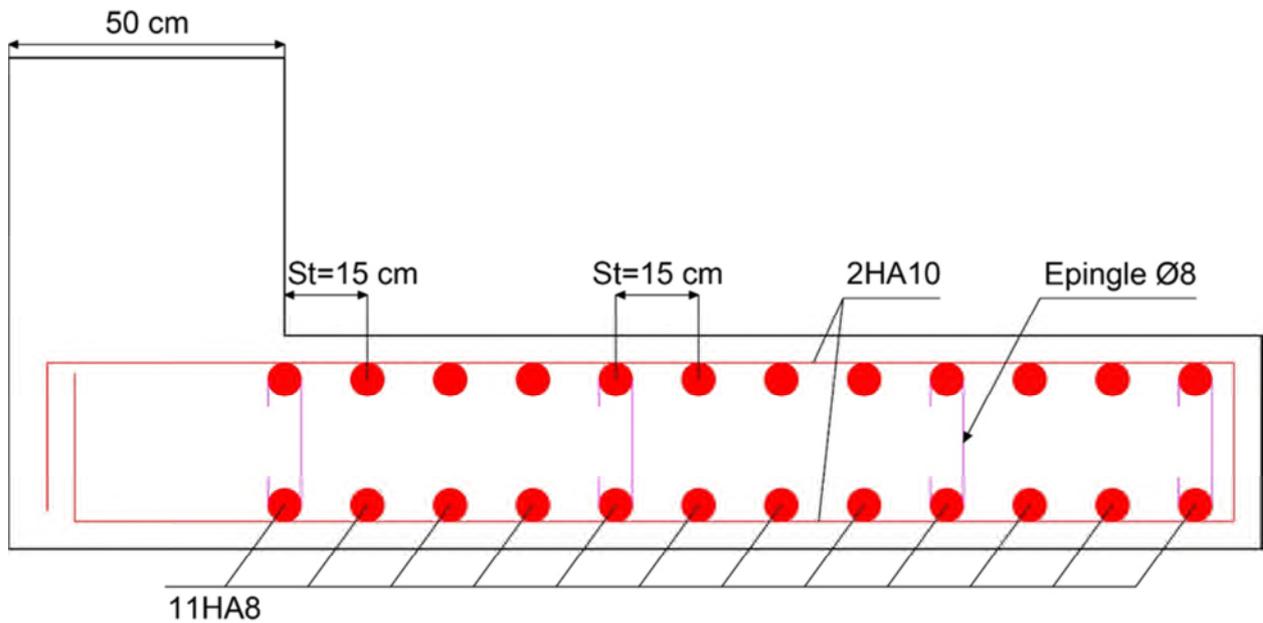


Figure V- 16. Ferrailage du voile Vx1 au niveau du RDC et des sous-sols.

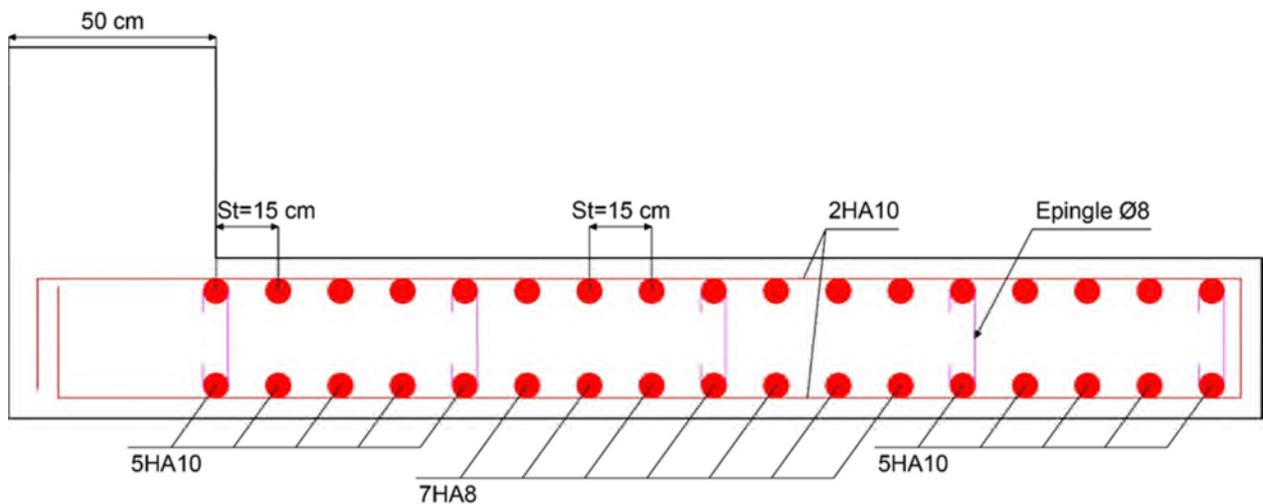


Figure V- 17. Ferrailage du voile Vy1 au niveau du RDC et des sous-sols.

V.4 Conclusion :

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.
- Ils sont ferrailés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques.
- Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

Chapitre VI

Etude

de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles de l'ouvrage, car elle doit reprendre les Charges de la superstructure et les transmettes au sol de façon à assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage et de limiter les tassements différentiels.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

VI.2. Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

La capacité portante du sol d'assise.

La distance entre axes des poteaux.

Les charges transmises au sol.

La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (radier) à une profondeur du fond de fouille à 3,5m de la surface du sol et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1 \text{ bar}$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$\checkmark G + Q \pm E$$

$$\checkmark 0.8G \pm E \quad \text{RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)}$$

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}, \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

VI.3. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Les charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

Vu la contrainte faible du sol et la compacité très faible du terrain jusqu'à 6 mètres d'après le rapport du sol, le choix d'emploi d'un radier général est une meilleure solution afin d'éviter au

maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

VI.3.1. Pré dimensionnement :

❖ **La condition de coffrage :**

✓ **Nervure:** $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{4,3}{10} \geq 0,43 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq 43\text{cm} \dots \dots \dots (1)$

✓ **Dalle:** $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{4,3}{20} \geq 0,215 \text{ m} \Rightarrow h_r \geq 21,5\text{cm}$

$L_{max} = 4,3\text{m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

h_t : Hauteur de la nervure.

h_r : Hauteur du radier.

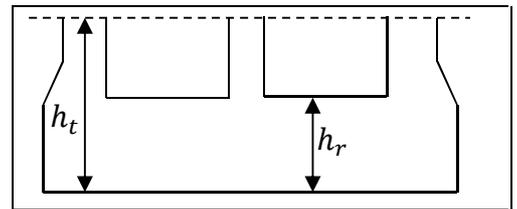


Figure VI.1. Dimensions du radier

❖ **La condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol très mauvais :

$K = 0,5 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (FUNTES ALBERT, 1988)

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a : $I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h \geq 0,3\text{m} \dots \dots \dots (2)$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,5 \times 3.2 \times 10^7}{3 \times 0,5 \times 10^4}} = 5,71\text{m}.$$

$\frac{\pi}{2} \times L_e = 8,97\text{m} \geq L_{max} = 4,3\text{m} \dots \dots \dots (1)$

A partir des deux conditions (1) et(2) on adopte pour les dimensions suivantes :

La hauteur nervure : $h_t = 80\text{cm}$

La hauteur de radier : $h_r = 35\text{cm}$

• **Calcul du Poids :**

N_{ser} : L'effort de service de la superstructure a l'ELS : obtenu par logiciel **ETABS 2016**.

$$N_{ser} = 32872,3651$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 328,72m^2 \Rightarrow S_{radier} \geq 328,72m^2$$

$$\text{La surface du bâtiment : } S_{bat} = L_x \times L_y = (21,50 \times 14,65) \times = 314,98m^2 \leq S_{radier}$$

Donc on prend $S_{radier} = 328,72m^2$

VI.3.2. Les Vérifications nécessaires :

a) Vérification au poinçonnement :

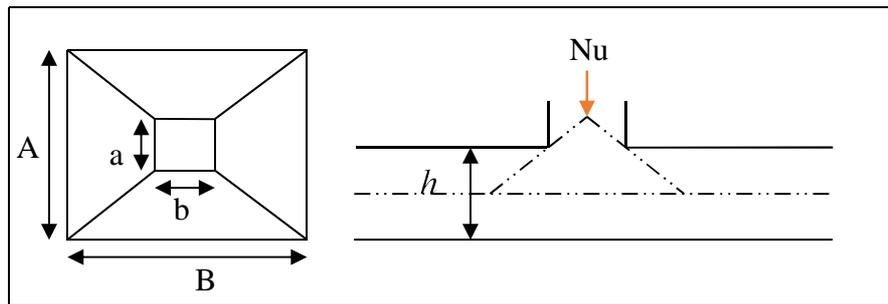


Figure VI.2.Présentation de la zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL91 (Art A.5.2 ,42)

N_U : L'effort normal sur le poteau.

h : hauteur de la nervure.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier : $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \Rightarrow A = 0,55 + 0,8 = 1,35m. \quad B = 0,50 + 0,8 = 1,3m$$

On trouve $U_c = 5,3$ m.

$$N_U = 1963,90 \text{ KN} \leq 0,045 \times 5,3 \times 0,8 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 3180 \text{ KN.}$$

(La condition est vérifiée) \Rightarrow Pas risque au poinçonnement. [3]

b) Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 a) :

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

Il faut vérifier que : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$ Avec : $\sigma_{(max,min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$

N: L'effort normal dû aux charges verticales (a l'ELS)

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tirée du logiciel ETABS, V16.

Avec M_x :(moment max sous EX) et M_y :(moment max sous EY).

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 10,5 \text{ m} ; I_{xx} = 4905,6 \text{ m}^4 \\ Y_G = 7,05 \text{ m} ; I_{yy} = 10881,7 \text{ m}^4 \\ S = 296,1 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Dans le sens x-x : $N = 32872,3651 \text{ KN}$; $M_x = 20138,79 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{32,87237}{328,72} + \frac{20,1388}{4905,6} \times 7,05 = 0,129 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{32,87237}{328,72} - \frac{20,1388}{4905,6} \times 7,05 = 0,071 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,114 \text{ MPa} > 0,1 \text{ MPa}$$

- Dans le sens y-y : $N=32872,37 \text{ KN}$; $M_y=27322,35$

$$\sigma_{\max} = \frac{32,87237}{328,72} + \frac{27,322}{10881,7} \times 10,5 = 0,126 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{32,87237}{328,72} - \frac{27,322}{10881,7} \times 10,5 = 0,074 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,113 \text{ MPa} > 0,1 \text{ MPa}$$

Remarque : la contrainte non vérifiée selon les deux sens.

→ On augmente la surface du radier en ajoutant un débordement.

✓ **Calcul de la surface du radier avec débord :**

$$Xx: S_{\text{rad}} \geq \frac{4 \times N}{4 \times \sigma_{\text{sol}} - 2 \times \frac{M}{I} \times Y_G} = \frac{4 \times 3287237 \times 10^{-3}}{4 \times 0,1 - 2 \times \frac{20138,79 \times 10^{-3}}{4905,6} \times 10,5} = 396,42 \text{ m}^2.$$

$$Yy: S_{\text{rad}} \geq \frac{4 \times N}{4 \times \sigma_{\text{sol}} - 2 \times \frac{M}{I} \times Y_G} = \frac{4 \times 32872,37 \times 10^{-3}}{4 \times 0,1 - 2 \times \frac{27322,35 \times 10^{-3}}{10881,7} \times 7,05} = 360,64 \text{ m}^2.$$

→ $S_{\text{rad}} = 396,42 \text{ m}^2 \geq 328,78 \text{ m}^2$ → donc on doit avoir $67,64 \text{ m}^2$ de plus..

On a le périmètre $P = (21,5 + 14,65) \times 2 = 72,3 \text{ m}$.

- Calcul de la largeur du débord :

$$D = \frac{S}{P} = 0,935 \text{ m} \rightarrow \text{soit } D = 1 \text{ m. (Pour chaque côté).}$$

- Nouvelles caractéristiques géométrique de la structure

$$\begin{cases} X_G = 11,78 \text{ m} ; I_{xx} = 9058,4 \text{ m}^4 \\ Y_G = 8,32 \text{ m} ; I_{yy} = 18122 \text{ m}^4 \\ S = 392,1 \text{ m}^2 \end{cases}$$

- Vérification des contraintes dans le sol :

Dans le sens x-x : $N = 32872,37 \text{ KN}$; $M_x = 20138,79 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{32,87237}{396,42} + \frac{20,1388}{9058,4} \times 11,78 = 0,109 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{32,87237}{396,42} - \frac{20,1388}{9058,4} \times 11,78 = 0,0565 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,096 \text{ MPa} < 0,1 \text{ MPa}$$

- Dans le sens y-y : $N=32872,37 \text{ KN}$; $M_y=27322,35$

$$\sigma_{\max} = \frac{32,87237}{396,42} + \frac{27,32235}{18122} \times 8,32 = 0,095 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{32,87237}{396,42} - \frac{27,32235}{18122} \times 8,32 = 0,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,089 \text{ MPa} < 0,1 \text{ MPa}$$

Remarque : la contrainte est vérifiée selon les deux sens.

c. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (**Article 10.1.5**) du **RPA99/2003**, 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 : [1]

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- ✓ Dans le sens x-x :

$$e = \frac{20138,79}{32872,37} = 0,61 \text{ m} < \frac{21,5}{4} = 5,37 \text{ m}$$

- ✓ Dans le sens y-y :

$$e = \frac{27322,35}{32872,37} = 0,83 \text{ m} < \frac{14,65}{4} = 3,66 \text{ m}$$

Pas risque au renversement dans les deux sens.

d.. Vérification de la poussé hydrostatique :

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$N = 32872,37$ KN (poids propre du radier ; uniquement la superstructure)

$H = 3,2$ m, (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} = 396,42$ m² (surface du radier avec débord).

$\gamma_w = 10$ KN/m³ (poids volumique d'eau)

On trouve :

$$N = 32872,37 \text{ KN} \geq 1,15 \times 3,2 \times 396,42 \times 10 = 14588,26 \text{ KN} \dots \text{vérifiée.}$$

La condition est vérifiée \Rightarrow Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussé hydrostatique de l'eau.

VI.3.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée,

et sollicité à la flexion simple. Le calcul se fera

pour le panneau de dalle le plus sollicité et

On adoptera le même ferrailage pour les autres.

Soit G_0 : le poids propre de radier

$$G_0 = \rho \times h_r = 25 \times 0,35 = 8,75 \text{ KN/m}^2$$

$$l_x = 3,9 \text{ m}, \quad l_y = 4,3 \text{ m}$$

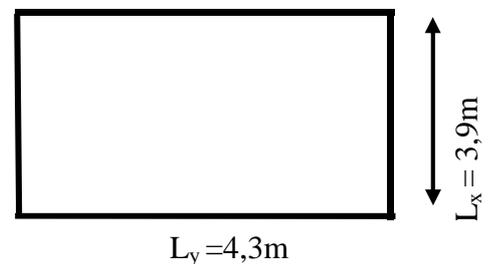


Figure.VI.3. Dalle sur quatre appuis.

❖ Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35 G_0 \Rightarrow q_u = \frac{45217,59}{396,42} + 1,35 \times 8,75 = 125,88 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{32872,37}{396,42} + 8,75 = 91,67 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\checkmark \text{ L'ELU : } \begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y q_u l_y^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0,91 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0,0447 \\ \mu_y = 0,8036 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0,0447 \times 125,88 \times 3,9^2 = 85,58 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 68,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0,75M_0^x = 64,19 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75M_0^y = 51,58 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui : $\begin{cases} M_a^x = -0,5M_0^x = -42,79 \text{ KN.m} \\ M_a^y = M_a^x = -42,79 \text{ KN.m} \end{cases}$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0,35) \text{ m}^2$

❖ **Vérification de condition de non fragilité :**

✓ **En travée :** $\begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho = 0,91 \end{cases} \begin{cases} \text{Acier HA FeE400} \\ \Rightarrow \rho_0 = 0,0008 \end{cases}$

$d = h_r - 3 = 32 \text{ cm}$.

Sens xx: $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times h_r = 2,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Sens yy: $A_{min} = \rho_0 \times b \times h_r = 2,8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

✓ **En appuis :**

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.Ferrailage du radier a l'ELU

		$M(\text{kn.m})$	$A_{cal}(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}})$	$A_{min}(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}})$	$A_{choisie}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t(\text{cm})$
En travée	Sens x-x	64,19	5,89	2,93	6HA12=6,79	16
	Sens y-y	51,58	4,72	2,8	5HA12=5,65	20
En appuis	Sens x-x	42,79	3,88	3,38	5HA12=5,65	20
	Sens y-y	42,79	3,88	3,38	5HA12=5,65	20

Remarque : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 146,40 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 109,23 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 146,40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{146,4 \times 10^{-3}}{1 \times 0,32} = 0,457 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \text{ vérifiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

$$\checkmark \text{ L'ELS : } \begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0,91 \\ v = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0,0518 \\ \mu_y = 0,8646 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0,0518 \times 91,67 \times 3,9^2 = 72,22 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 62,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\triangleright \text{ En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0,75 M_0^x = 54,17 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 M_0^y = 48,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\triangleright \text{ En appui : } M_a^x = M_a^y = -0,5 M_0^x = -36,11 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (contrainte admissible du béton).}$$

$$\bar{\sigma}_s: \text{ (contrainte admissible de l'acier)}$$

$$F.N: \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa, avec } \eta = 1,6 \text{ acier HA.}$$

M_{ser} : Moment max à l'ELS ; y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \quad ; \quad \frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0$$

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes du radier

Sens	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	Obs $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s (Mpa)	Obs $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée x-x	$M_t^x = 54,17$	6,79	8,13	96833,34	6,43	Vérifier	283,31	Non vérifier
Travée y-y	$M_t^y = 48,33$	5,65	7,52	83391,03	6,18		301,59	
Appuis	$M_a = 36,11$	5,65	6,57	64259,66	5,22		303,21	

↳ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier A_s à l'ELS.

Tableau VI.3. Les nouvelles sections d'acier adoptées à l'ELS

		M (kn. m)	$\beta(10^{-2})$	α	$A_{SER}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{ELU}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{adopté}(\frac{cm^2}{ml})$	St(cm)
En travée	Sens x-x	54,17	0,252	0,312	9,37	6,79	9HA12=10,18	11
	Sens y-y	48,33	0,226	0,207	8,05	5,65	8HA12=9,05	13
En appuis	Sens x-y	36,11	0,197	0,185	5,96	5,65	8HA12=9,05	13

• Rê-vérification des contraintes du radier :

Tableau VI.4. -Vérifications des contraintes du radier après augmentation de ferrailage

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	Obs $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s (Mpa)	Obs $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée x-x	$M_t^x = 54,17$	10,18	8,48	104798,83	4,38	Vérifier	182,39	Vérifier
Travée y-y	$M_t^y = 48,33$	9,05	8,06	95255,08	4,09		182,18	
Appuis	$M_a = 36,11$	9,05	8,06	95255,08	3,06		136,12	

❖ **Espacement des armatures :**

- Sens x-x: $S_t \leq \min[3h_r, 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm}$
- Sens y-y: $S_t \leq \min[4h_r, 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm}$

❖ Schéma de ferrailage du radier :

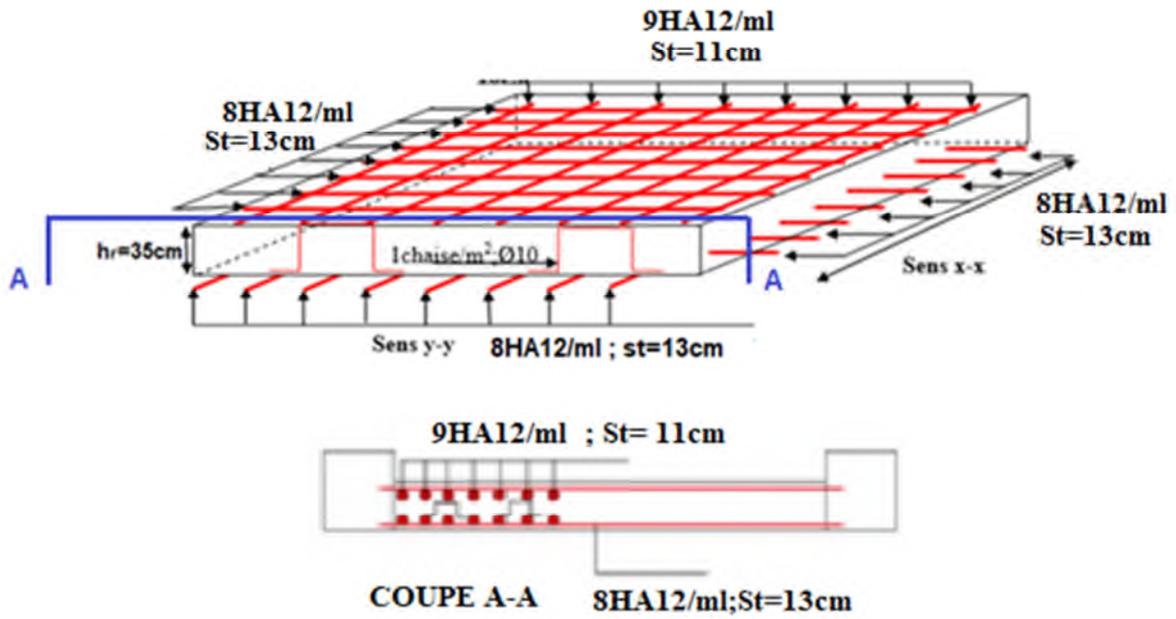


Figure VI.4. Schéma de ferrailage du radier

VI.3.4 ferrailage du débord :

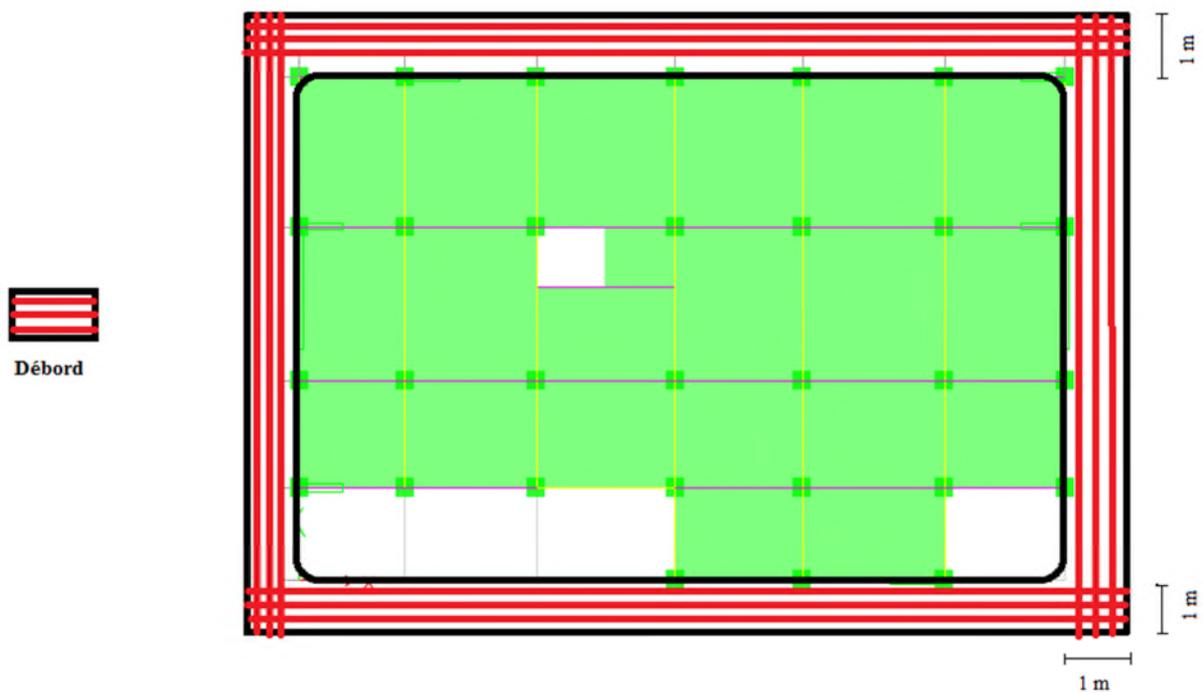


Figure VI.5. Schéma représentatif du débord de radier

On a $\rho = \frac{1}{4,3} = 0,23 < 0,4$ donc Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumise à la flexion simple : $q_u = 125,88 \text{ KN}$; $q_s = 91,67 \text{ KN}$

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 62,94 \text{ kn.m}$$

$$A_{min} = 0,23bd \times \frac{f_{ctk}}{f_c}$$

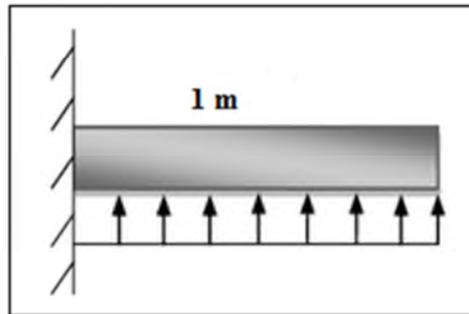


Figure VI.6. Schéma statique du débord

M_u (KN.m)	A calculée (cm ² /ml)	A_{min} cm ²	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	A_r (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)
62,94	5,00	3.26	5HA12=5,65	2,38	4HA10=3,14

Tableau VI.5. Résumé des résultats de ferrailage du débord

a) Vérifications des contraintes

$$M_{ser} = q_s \times \frac{l^2}{2} = 91,67 \times \frac{1^2}{2} = 45,85 \text{ KNm}$$

Tableau.VI.6. vérification des contraintes du débord.

M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
45,85	5,65	6,57	64259,65	4,68	272,21	15	201,63

La contrainte de traction des aciers n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à L'ELS.

Tableau VI.7. Les nouvelles sections d'acier adoptées à l'ELS

M_s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N^{bre} de barres
-----------------	--------------------------------	----------	-------------------------------------	--------------------------------------	------------------------

45,85	2,95	0,26	7,78	7,92	7HA12
-------	------	------	------	------	-------

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

Sachant que :

$$V_u = q_u \times l \Rightarrow V_u = 125,88KN ; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0,393MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots C'est vérifié$$

❖ Schéma ferrailage du débord :

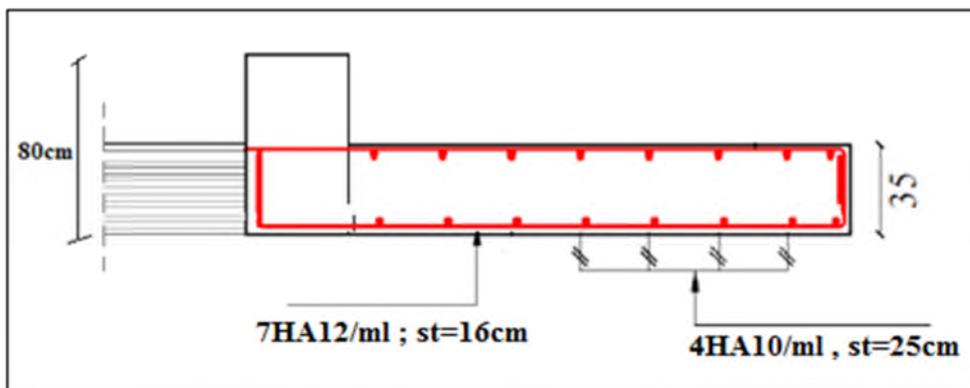


Figure VI.7. Schéma de ferrailage du débord.

VI.4 Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier sollicitées par leurs poids propre et la charge transmise par le radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale

$$\begin{cases} P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] \\ P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right] \end{cases}$$

Charge triangulaire

$$P_m = \frac{2ql_x}{3}$$

$$P_v = \frac{1ql_x}{2}$$

Avec : $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$, $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$

$$Q_u = 125,88 \text{ KN/m}^2, Q_s = 75,56 \text{ KN/m}^2$$

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

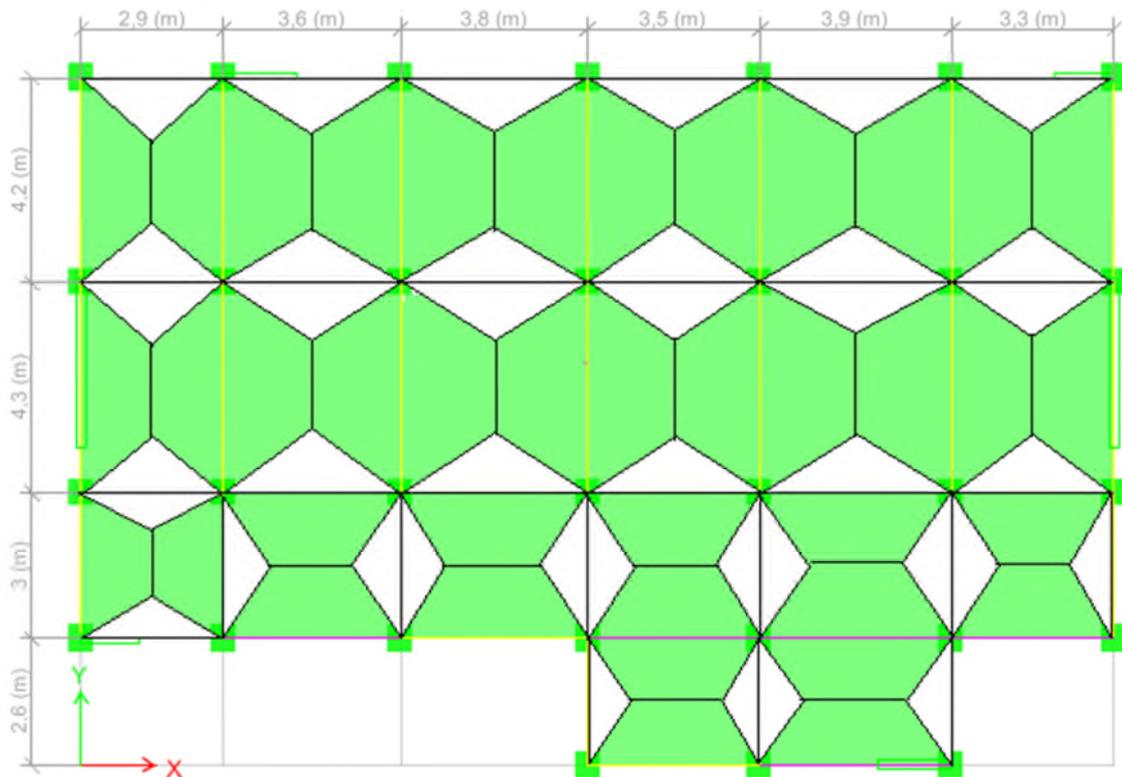


Figure VI.8. Schéma de rupture des dalles de radier

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

Remarque : les distances sont entre axes, on va prendre les distances entre nus intérieurs pour le calcul de la charge sur la nervure, et entre axes pour le calcul des moments.

✓ **Sens X-X**

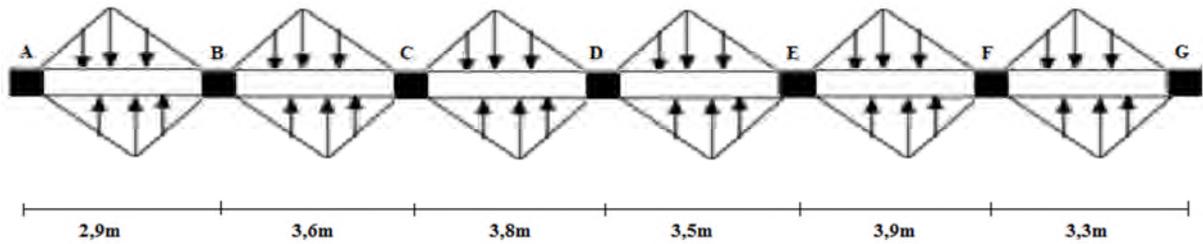


Figure VI.9. Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x

✓ Sens Y-Y:

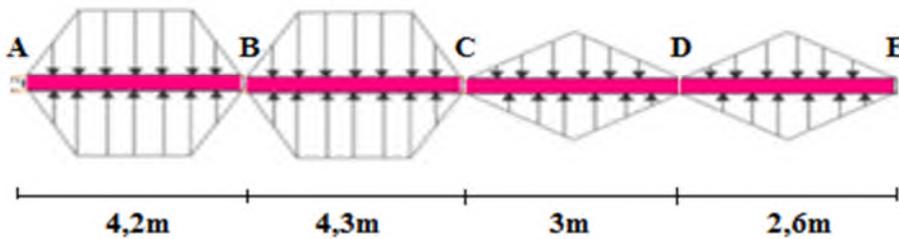


Figure VI.10. sollicitations sur les nervures dans le sens y-y

VI.4.1. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

↳ **Moments aux appuis :**
$$M_a = - \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Pour une travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$

↳ **Moment en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis gauche et droit respectivement

➤ **ELU :**

➤ **Sens x-x :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8. Sollicitations des nervures dans le sens x-x

Travée	l_x	l'_x	Pu	M_a (KN.m)	x	M_t
--------	-------	--------	----	--------------	---	-------

	(m)	(m)	(KN/m)	M_g	M_d	(m)	(KN.m)
A-B	2,9	2,9	201,41	0	-480,45	0,63	39,65
B-C	3,6	2,88	260,15	-480,45	-634,56	1,64	132,54
C-D	3,8	3,04	276,94	-634,56	-562,08	1,97	97,79
D-E	3,5	2,8	251,76	-562,08	-442,94	1,89	114,70
E-F	3,9	3,12	285,33	-442,94	0	2,35	343,62
F-G	3,3	3,3	234,98	-442,94	0	2,22	136,73

Sens y-y :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9.Sollicitations des nervures dans le sens y-y

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	Pu (KN/m)	M_a (KN.m)		x (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	4,20	4,20	226,58	0	-480,45	1,59	288,26
B-C	4,30	3,44	194,09	-480,45	-634,56	1,96	105,60
C-D	3,00	2,40	205,60	-634,56	-562,08	1,62	365,60
D-E	2,60	2,60	172,04	-562,08	-442,94	1,56	351,03

➤ ELS :

➤ Sens x-x :

Tableau VI.10.Sollicitations des nervures dans le sens x-x

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	Pu (KN/m)	M_a (KN.m)		x (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	4,20	4,20	136,01	0	-480,45	1,26	107,78
B-C	4,30	3,44	116,50	-480,45	-634,56	1,84	282,73
C-D	3,00	2,40	123,41	-634,56	-562,08	1,69	457,12
D-E	2,60	2,60	103,26	-562,08	-442,94	1,74	405,08

➤ Sens x-x :

Tableau VI.11. Sollicitations des nervures dans le sens y-y

Travée	l_x	l'_x	Pu	M_a (KN.m)	x	M_t
--------	-------	--------	----	--------------	---	-------

	(m)	(m)	(KN/m)	M_g	M_d	(m)	(KN.m)
A-B	2,9	2,9	183,86	0	-480,45	0,54	27,70
B-C	3,6	2,88	188,9	-480,45	-634,56	1,57	246,63
C-D	3,8	3,04	123,41	-634,56	-562,08	2,05	374,09
D-E	3,5	2,8	103,26	-562,08	-442,94	2,08	338,78
E-F	3,9	3,12	171,27	-442,94	0	2,61	141,81
F-G	3,3	3,3	141,04	-442,94	0	2,60	34,39

VI.4.2. Ferrailage de la nervure :

↳ **Sens x-x :**

$$h_t = 0,80 ; h_r = 0,35m ; b_0 = 0,50m ; d = 0,77 m$$

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

$$\Rightarrow \text{Sens } x : b \leq \min\left(\frac{3,75}{10} ; \frac{3,4}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,25m.$$

$$\text{soit } : b = 1,3m$$

$$\Rightarrow \text{Sens } y : b \leq \min\left(\frac{4}{10} ; \frac{3,4}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,35m.$$

$$\text{soit } : b = 1,4m$$

Le moment équilibré par la table :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 1,5 \times 0,35 \times \left(0,77 - \frac{0,35}{2}\right) = 4435,73KN.m.$$

$$M_{tu} = 4435,73KN.m > M_u. (\text{Pour les deux sens}).$$

→Donc l'axe neutre passe par la table de compression : calcul d'une section rectangulaire (b×h).

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.12. Calcul de ferrailage de la nervure sens x-x

Sens	Localisation	$M_u(KNm)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$	Choix
X-X	Travée	343,62	11,30	12,09	14,07	7HA16
	Appui	634,56	21,08		21,99	7HA20

Tableau VI.13. calcul de ferrailage de la nervure sens y-y

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	351,03	11,54	13,02	14,07	7HA16
	Appui	634,56	21,08		21,99	7HA20

VI.4.3.Vérifications :

A l'ELU :

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

$$V_s = \frac{q \times l}{2} \frac{M_g - M_d}{l}; V_d = \frac{q \times l}{2} \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Tableau VI.14.Vérification de l'effort tranchant dans les nervures

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens x-x	1274,14	1,27	2,5	Vérifiée
Sens y-y	1098,30	1,02	2,5	Vérifiée

A l'ELS :

- **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63\text{MPa}$$

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15.Vérification des contraintes dans la nervure

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
x-x	travée	343,62	14,27	956412,71	5,13	15	338,06	201,63
	appui	634,56	17,39	1399960,86	7,88	15	405,27	201,63
y-y	travée	351,03	13,80	965627,69	5,02	15	344,60	201,63
	appui	634,56	16,83	1416662,02	7,54	15	404,22	201,63

↳ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s en recalculant à l'ELS.

Tableau VI.16. Les nouvelles sections d'acier adoptées à l'ELS.

		M(kn. m)	$\beta(10^{-2})$	α	$A_{SER}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{ELU}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{adopté}(\frac{cm^2}{ml})$
Sens x-x	travée	457,12	0,520	0,452	34,67	14,07	10HA20+2HA16=35,44
	appui	634,56	0,613	0,412	47,38	21,99	10HA25=49,09
Sens y-y	travée	374,09	0,450	0,395	27,75	14,07	10HA20=31,42
	appui	634,56	0,520	0,461	48,29	21,99	10HA25=49,09

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.17 Vérification des contraintes des nervures après augmentation de ferrailage

Localisation		Choix par (m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
x-x	travée	10HA20+2HA16	35,44	21,34	2068035,17	4,72	184,56
	appui	10HA25	49,09	24,41	2666797,41	5,81	187,71
y-y	Travée	10HA20	31,42	19,65	1904190,63	3,86	169,00
	appui	10HA25	49,09	23,68	2713117,25	5,54	187,05

• **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$$\Phi_t \geq \min (5,5 \text{ mm} ; 2,29\text{mm} ; 16 \text{ mm}) \geq 6 \text{ mm} \quad \text{soit 2 cadres } \Phi 10.$$

• **Espacement des aciers transversaux :**

Soit : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 = 4T10$

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St = \min(69,3; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3,14 \times 400}{0.4 \times 60} = 52,33 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 19,75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

• **Armatures de peau :**

D'après le CBA (Article A.7.3), on doit mettre des armatures de peau de section $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par la hauteur des nervures.

Nous avons : $h_n = 80 \text{ cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 0,80 = 2,40 \text{ cm}^2$. On adopte $2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2/\text{face}$.

❖ **Schéma de ferrailage des nervures :**

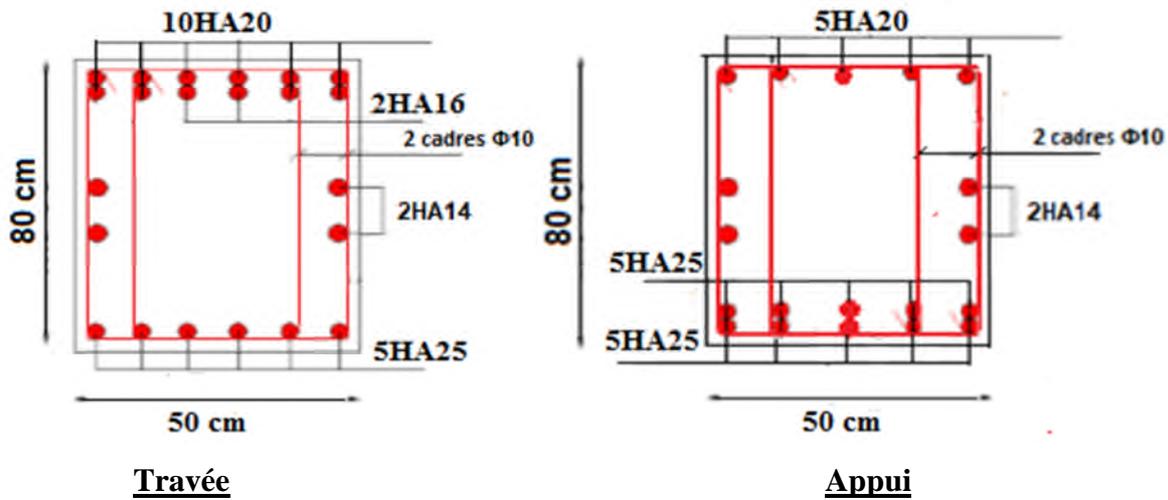


Figure VI.12. Schéma de ferrailage des nervures dans les sens x-x.

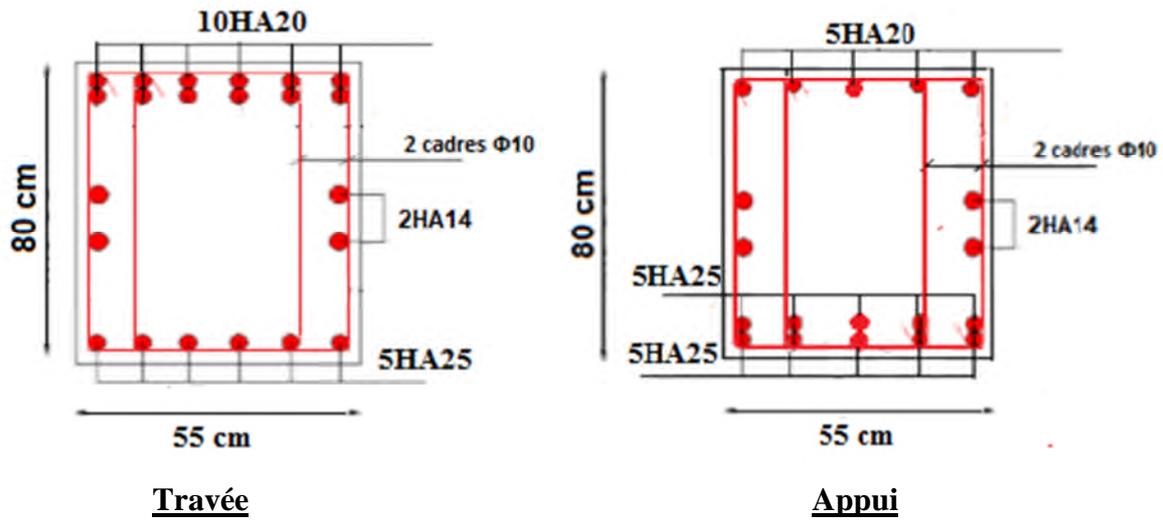


Figure VI.13. Schéma de ferrailage des nervures dans les sens y-y.

VI.5. Etude du voile Périphérique :

Introduction

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Dimensionnement des voiles

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 3.00 \text{ m} \\ \text{longueur } L = 4.30 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 19.5 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 14^\circ \end{array} \right.$$

Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- ✓ **Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3 \times 19.5 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{14}{2} \right) \Rightarrow G = 35.71 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ **La surcharge accidentelle :**

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times C}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{14}{2} \right) \Rightarrow Q = 6.10 \text{ KN/m}^2$$

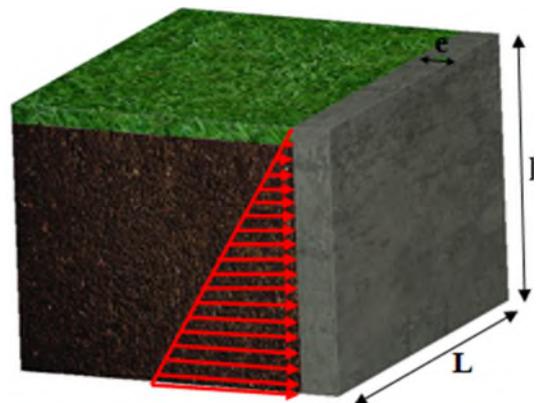


Figure VI. 14. Poussé des terres sur la voile périphérique.

Ferrailage du voile périphérique

Méthodologie de calcul

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

✓ **A'ELU**

$$\begin{cases} \sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 6.1 = 9.15 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 35.71 + 1.5 \times 6.1 = 57.36 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 57.36 + 9.15}{4} = 45.30 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 45.30 \text{ KN} \end{cases}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} l_x = 3.00 \text{ m} \\ l_y = 4.30 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.00}{4.30} = 0.7 > 0.4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

Calcul des moments isostatiques

On a :

$$\rho = 0.7 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.4320 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0684 \times 45.30 \times 3^2 = 27.9 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.4320 \times 27.9 = 12.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 27.9 = 23.715 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 12.05 = 10.24 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 27.9 = -13.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de (b × e) m².

Les résultats de calcul de ferrailage sont dressés dans le tableau ci-après :

Avec : $A_{min} = 0.1\% \times b \times e$

Tableau VI- 18. Ferrailage des voiles périphériques.

localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travées	X-X	23.715	0.0577	0.074	0.165	4.13	2	4HA12 = 4.52
	Y-Y	10.24	0.025	0.032	0.167	1.76	2	4HA10 = 3.14
Appui		-13.95	0.034	0.043	0.167	2.40	2	4HA10 = 3.14

Espacements

$$\begin{cases} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérifications

On a : $\begin{cases} \rho = 0.7 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.7) \times 100 \times 20 = 1.84 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Calcul des efforts tranchants

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{45.30 \times 3}{2} \times \frac{(4.30)^4}{(4.30)^4 + (3)^4} = 54.93 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{45.30 \times 4.30}{2} \times \frac{(3)^4}{(4.30)^4 + (3)^4} = 18.66 \text{ KN} \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{54.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.323 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

✓ A P'ELS

Calcul des moments

On a : $\rho = 0.7 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.5817 \end{cases}$

Soit

$$\begin{cases} \sigma_{max} = G + Q = 35.71 + 6.1 = 41.81 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = Q = 6.1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 41.81 + 6.1}{4} = 32.88 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 32.88 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0743 \times 32.88 \times 3^2 = 22 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.5817 \times 22 = 12.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

Tableau VI-19. Vérification 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	18.7	4.17	13577.54	5.74 < 15	<i>vérifiée</i>	265.05 > 201.63	Non Vérifiée
	y-y	10.88	4.50	10396.875	4.71 < 15	<i>vérifiée</i>	196.21 < 201.63	vérifiée
Appui		-9.35	4.50	10396.875	4.05 < 15	<i>vérifiée</i>	168.62 < 201.63	vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau VI-20. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t
Travée	x-x	18.7	3.209	0.3	6.06	6.15	4HA14	25

Ferrailage du voile périphérique

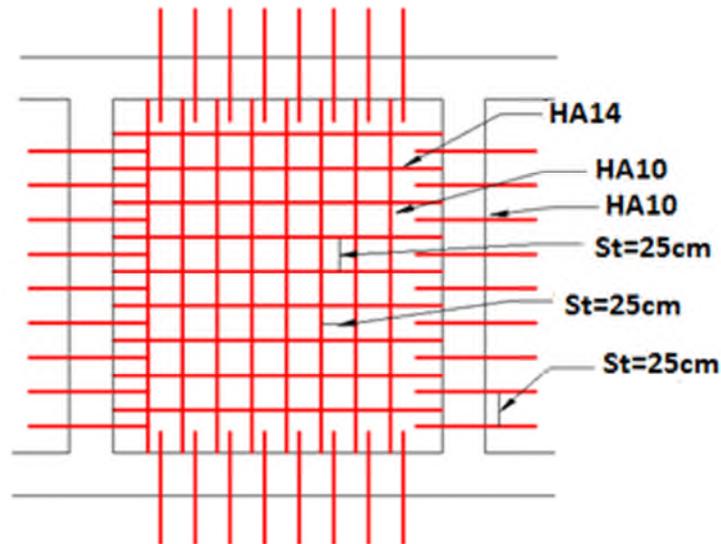


Figure VI. 15. Ferrailage du voile périphérique.

Conclusion

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons optés pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.
- ✓ La réduction du tassement différentielle.
- ✓ La facilité d'exécution.

Conclusion Générale

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos informations en se basant sur les documents techniques et même d'applications des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

D'après l'étude qu'on a élaborée, il convient de souligner ces constatations :

- ✓ Avant de commencer les calculs il faudra d'abord pré-dimensionner toutes les sections de la structure, à noter que ces dernières ne sont pas définitives.
- ✓ Afin d'avoir un modèle qui reflète en mieux le comportement de la structure il est indispensable de reproduire le plus possible celle-ci et de lui appliquer des chargements qui s'approchent des chargements réels.
- ✓ Pour aboutir à un comportement et des interactions adéquates, on doit passer par un travail laborieux et souvent itératif.
- ✓ Dans tous les cas, la conception est l'étape essentielle qui détermine le comportement sismique de l'ouvrage. Si les aspects parasismiques sont pris en compte dès les premiers stades de la conception d'un bâtiment, un comportement favorable peut être assuré sans surcoût notable. Les principes guidant une bonne conception parasismique sont les suivantes :
 - forme simple et compacte,
 - régularité et symétrie,
 - pas de changement brusque de résistance et de rigidité,
 - résistance et rigidité vis-à-vis de la torsion.
- ✓ Lors du ferrailage des éléments structuraux, il s'est avéré que le ferrailage du RPA est souvent le plus défavorable cela est dû essentiellement à l'interaction (voile-portique).
- ✓ Le choix de type de fondation dépend essentiellement de la capacité portante du sol et la forme de la structure.

En fin, lorsqu'il s'agit de concevoir un bâtiment, de nombreux maîtres d'ouvrages et architectes croient encore à tort qu'il suffit d'associer l'ingénieur civil à la fin du processus, en lui confiant le mandat consistant à «calculer» la structure porteuse pour résister aux séismes. Or cette démarche doit être qualifiée de mauvaise. Elle peut avoir de graves conséquences et occasionner des surcoûts importants. En effet, aussi poussés soient-ils, les calculs et le dimensionnement ne sont pas à même de compenser à posteriori les défauts de conception de la structure porteuse et les erreurs dans le choix des éléments non-porteurs, notamment des cloisons intérieures et des éléments de façade. C'est pourquoi la collaboration entre l'architecte et l'ingénieur doit commencer dès les premiers coups de crayon! La démarche «en série» est notoirement mauvaise et inefficace. Il n'est pas du tout pertinent que l'architecte attende d'avoir élaboré un projet de structure porteuse et choisi les cloisons intérieures non-porteuses et les éléments de façade, avant de s'adresser à l'ingénieur pour lui confier le calcul et le dimensionnement de la structure porteuse. Il est tout aussi faux de commencer par

Conclusion générale

concevoir la structure porteuse en fonction des seules charges verticales, puis de choisir les cloisons intérieures non-porteuses et les éléments de façade et enfin de compléter la structure pour qu'elle résiste aux actions sismiques. Il en résulte souvent un «bricolage» onéreux et insatisfaisant.

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, 2015-2019.
- ❖ Ancien mémoires de fin d'étude
- ❖ Logiciels utilisés :
 - ETABS V.16
 - Socotec.

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	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe (II)

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

		u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M ₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042		
Valeur de M ₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032		

Annexe (III)

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
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	226.2
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

VI. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.

D'après les résultats des essais « in situ » et les essais au laboratoire, la formation géologique du site confirme les données de la carte géologique ; le sol est de formation quaternaire, terrain sédimentaire. La géologie du terrain est constituée par des sables moyens à fins, légèrement argileux, d'une compacité très faible en surface (jusqu'au - 6.00 mètres), hétérogène pour la couche de - 6.00 m à - 11.00 mètres , et des sables fins légèrement marneux et compacts en profondeur. L'ensemble est couvert par une couche de sol végétal.

Le sol en place est homogène sur l'ensemble de la surface testée, et présente une compacité moyenne à bonne et des résistances dynamiques et statiques bonnes et évolutives en profondeur, à partir de 9.00 mètres.

Vu la nature du projet et celle du sol nous suggérons ce qui suit :

- Prévoir des **fondations de type superficielles** : un radier general.
- **La contrainte admissible du sol** est estimée à 1.00 bar à partir d'un ancrage de - 3.20 mètres de profondeur (par rapport au niveau naturel de sol) et 1.50 bar à partir de - 4.40 mètres de profondeur.

Recommandations :

* Le terrain est réputé par une stagnation d'eau pendant la période pluviale. Afin d'éviter les infiltration d'eaux dans les locaux, il est recommandé de prévoir un dallage au sol surélevé par rapport le niveau de la cours.

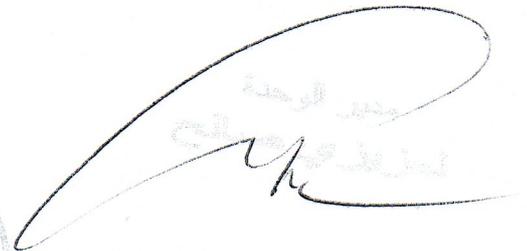
Prévoir un drainage adéquat pour l'ensemble du projet.

* Les travaux de terrassement et de creusement des fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies.

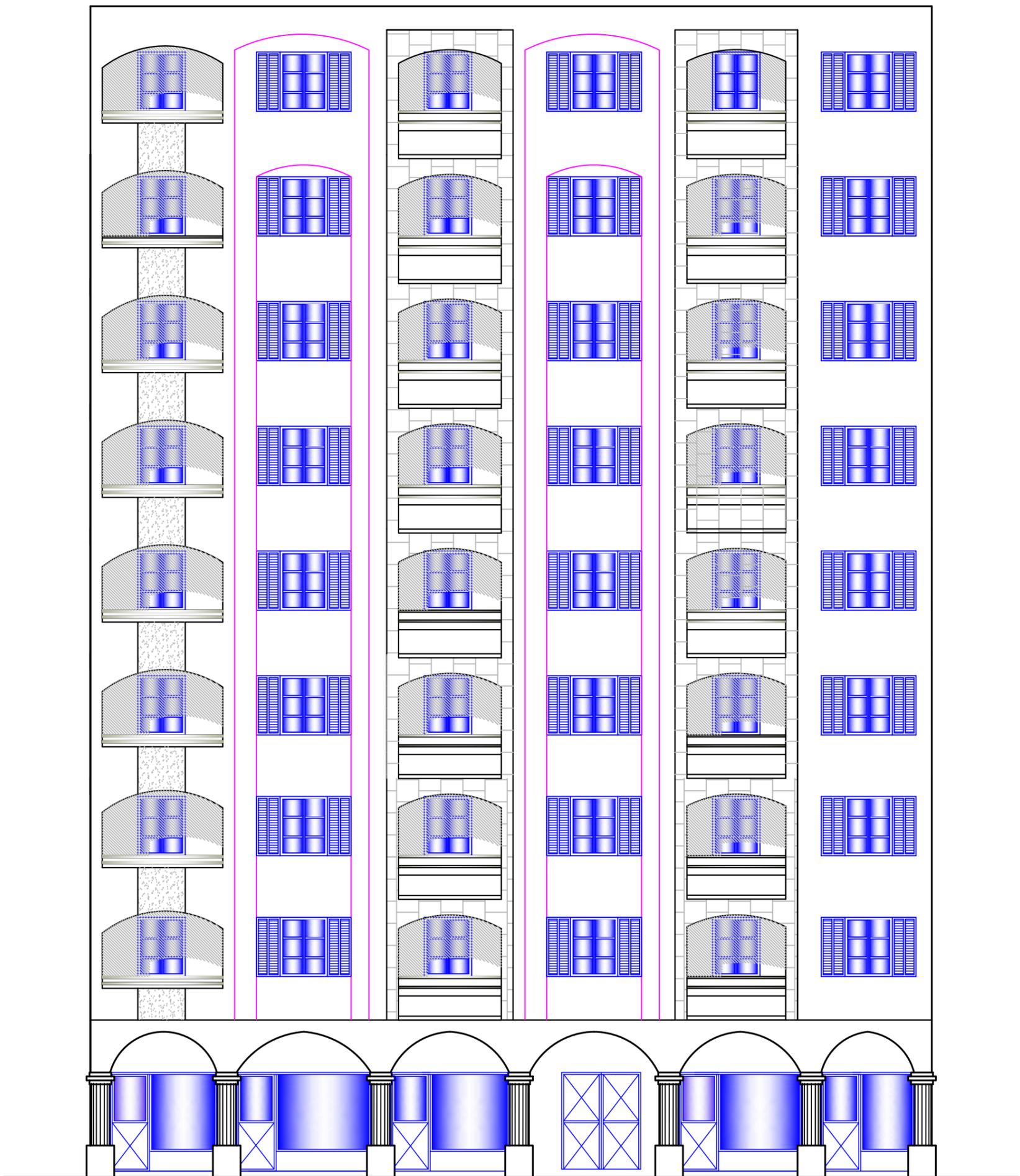
* Procéder au coulage des fondations le plus tôt possible après excavation des terres.

Ingénieur chargé d'étude
 L. HAMAILI



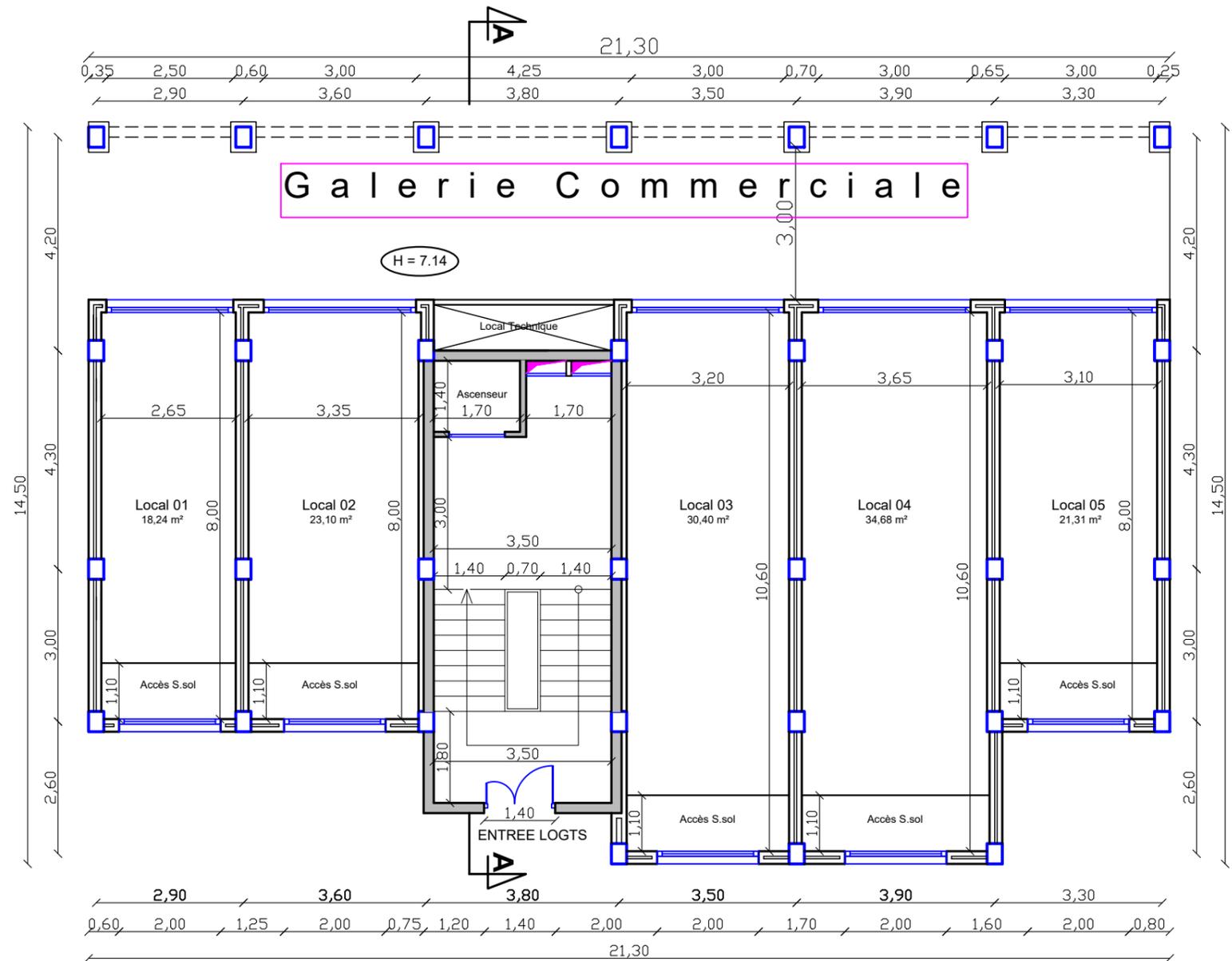


Les Plans



Façade Principale sur RN09

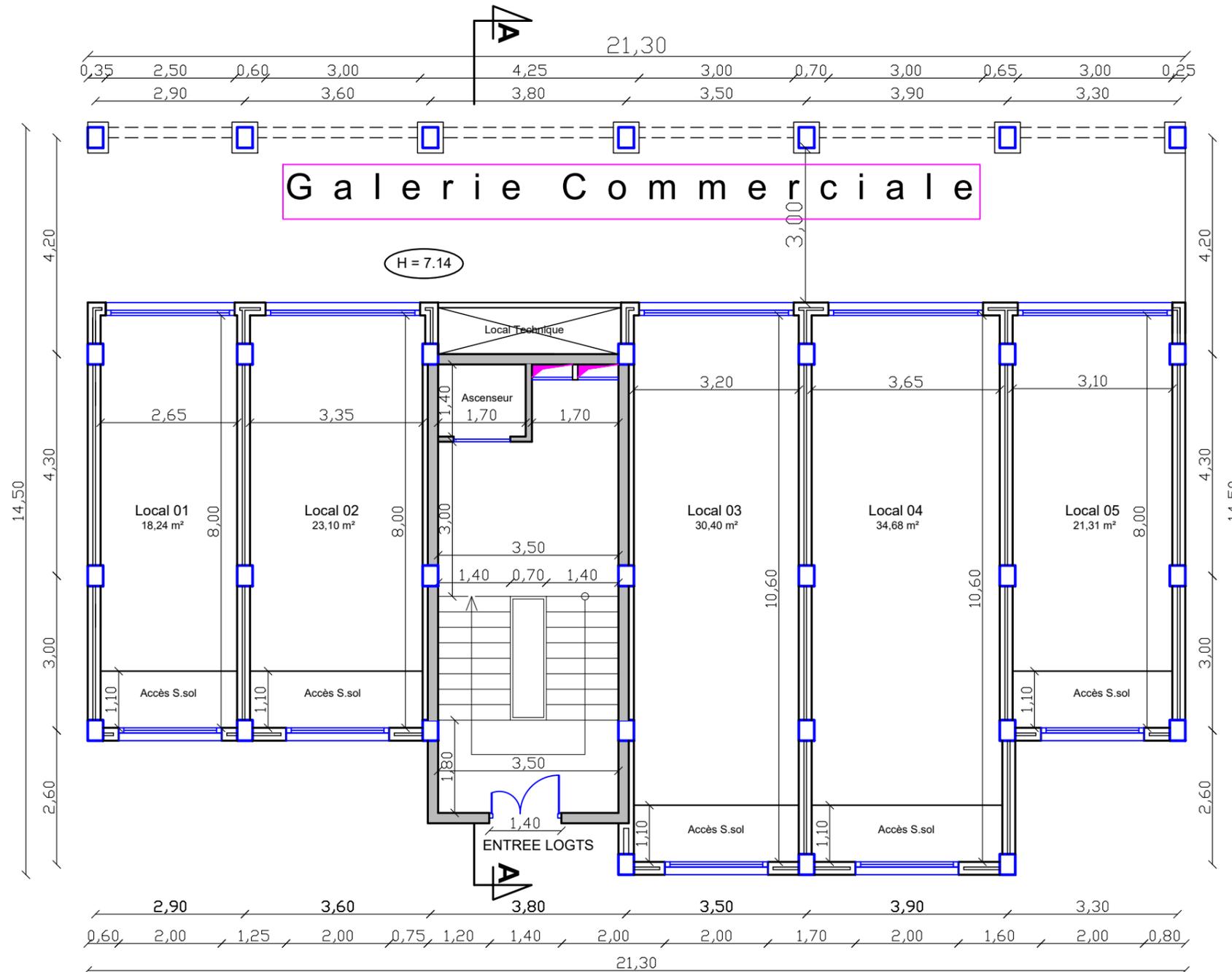
BLOC A



Plan R.D.C

Ech : 1/50

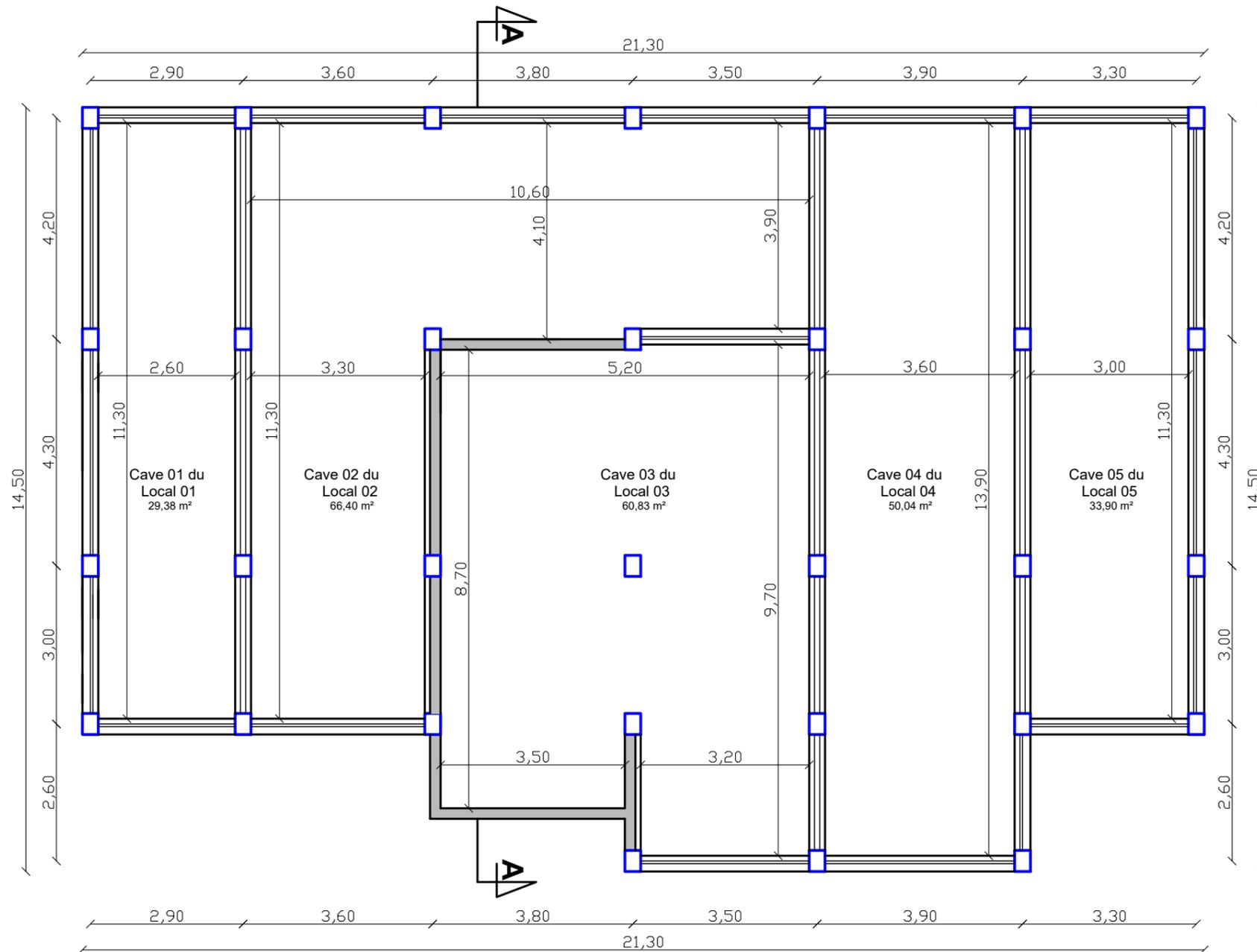
BLOC A



Plan R.D.C

Ech : 1/50

BLOC A



Plan Sous-Sol (Caves)

Ech : 1/50