

*République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique*

*Université A. Mira de Bejaia
Faculté de la Technologie
Département de GENIE CIVIL*



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil
Option : matériaux et structures

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+9+sous-sol) à usage
d'habitation contreventé par un système mixte
(Voiles-Portiques).*

Présenté par :

M^r BERBACHE Hacene
M^r MERCHICHE Saadi

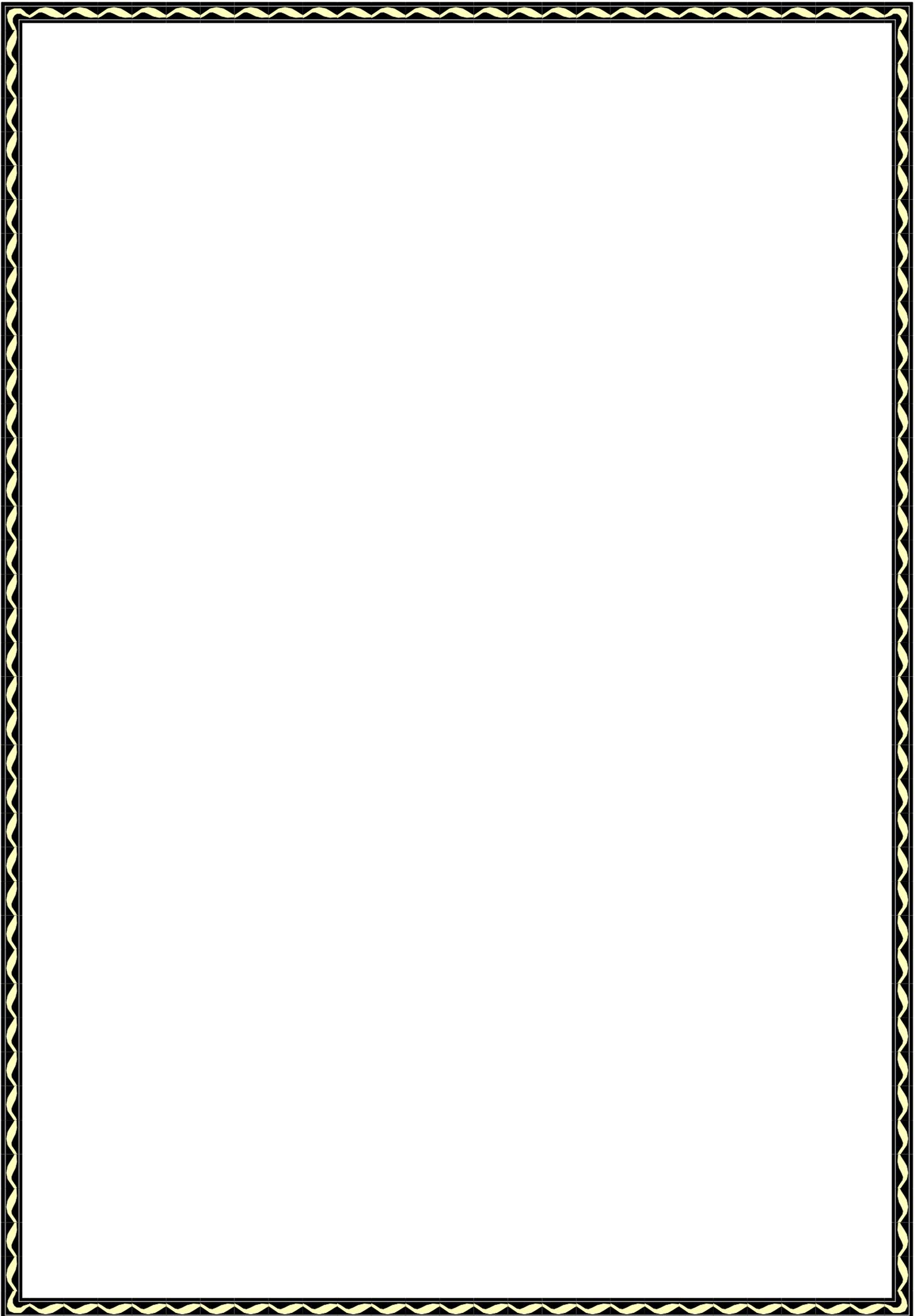
Encadré par :

M^r OURTEMACHE. M

Membre de Jury

M^r BENYESSAD
M^{me} BOUNOUNI

Promotion 2015-2016



Remerciements

En premier lieu nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragement durant tout le parcours de nos études.

Nous exprimons tous nos profondes reconnaissances à notre encadreur M^rOURTMACHE. M qui nous a suivi et conseillé durant l'étude du projet.

Nous remercions tous nos amis pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Hacene et Saadi

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance :

A 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 soutenue durant tout ma vie, et mon père qui a sacrifié tout sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes frère Mokrane Achour Ikhelef salah et Rabia

A mes sœurs Yamina Zahra Nouara Malika et leurs familles

A mes belles sœurs : Noura Ghania Baya Samra Razekia

*A mes neveux : Hakim Massinaïssa Sofiane Azeddine Lounas
Billal Zidane Aimad et Adel*

*A mes nièces : Kahina Feroudja Halima Sabrina Lyna
Takelith Karima et Anefel*

A tous les cousines et cousins

A mon binôme hacene et sa famille

*A tous mes amis et particulièrement mes copains de chambre
A 213*

SAADI

Dédicace

C'est avec une grande modestie et un immense plaisir que je dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont soutenu durant mon cursus et pour leurs sacrifices et d'avoir toujours cru en moi.

A mes très chers frère Abdellah Ikhlef et Abd elkader

A mes très chers sœurs Zakia et Lynda

A mes belles sœurs Aida Rbiha et salima

A mes petits neveux : Mimas Amine Malak Foufou et Fouade

A mon binôme Saadi et sa famille

A tous mes amis sans exception.

Hacene

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralité

I.1 : Présentation de l'ouvrage :	1
I.2. Caractéristique de la structure :	1
I.3 : Règlements et normes utilisés.....	2
I.4. Etats limites.....	2
I.5. Actions et sollicitations	3
I.6. Caractéristique des matériaux	5
I.7 Hypothèses de calcul.....	9

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II.1 : Introduction :	11
II.2. Prédimensionnement des éléments secondaires :	11
II.3 : Pré dimensionnement des éléments principaux :	18
II.4. Evaluation des charges et surcharges :	20
II.5. Descente de charge :	24
II.6. Vérifications :	31
II.7. Conclusion :	34

Chapitre III : étude des éléments secondaires

III.1. Calcul des planchers :	35
III.2. Dalles pleines :	67
III.3. L'ascenseur :	76
III.4. Acrotère	85
III.5 Etude des escaliers :	90
III.6. Etude de la poutre palière :	93
III.7. Etude de la poutre brisé :	100
III.8. Etude des poutres de chinages :	102

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction :	104
IV.2. Objectifs et exigences :	104
IV.3. Méthodes de calcul :	104
IV.6. Conclusion :	117

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction	118
V.2. Étude des poteaux.....	118
V.3. Études des poutres	129
V.4. Vérification des zones nodales	137
V.5. Étude des voiles :	139

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1. Introduction :	147
VI.2. Choix du type des fondations :	147
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer	147
VI.4. Étude des fondations	148
VI.5. Radier général :	150
VI.6. Nervures :	157
VI.7. Voile périphérique :	163
VI.8. Conclusion :	168

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Chapitre I

Figure I. 1. Evaluation de la résistance en fonction de l'âge du béton.....	6
Figure I. 2. Diagramme des contraintes du béton.....	7
Figure I. 3. Diagramme des contraintes limite du béton.	8
Figure I. 4. Diagramme contrainte déformation de l'acier.	9
Figure I. 5. Diagramme des déformations limites (ELU)	10

Chapitre II

Figure II. 1. coupe transversale sur un plancher à corps creux.	11
Figure II. 2. Schéma de la disposition des poutrelles.....	12
Figure II. 3. Coupe transversale d'une poutrelle.	13
Figure II. 4. Dalle sur deux appuis.	14
Figure II. 5. Dalle sur trois appuis.....	14
Figure II. 6. Coupe transversal de l'acrotère.	14
Figure II. 7. Schéma de l'escalier.....	15
Figure II. 8. Schéma d'escalier a un seul volé.	16
Figure II. 9. Schéma d'escalier a deux volées.....	17
Figure II. 10. Schéma statique de la volée 1.....	17
Figure II. 11. Schéma statique de la volée 2.....	17
Figure II. 12. Schéma d'escalier a deux volées.....	18
Figure II. 13. Schéma statique de la volée 1.....	18
Figure II. 14. Schéma statique de la volée 2.....	18
Figure II. 15. Coupe de voile en élévation.....	19
Figure II. 16. Schéma des poteaux les plus sollicités.....	24
Figure II. 17. Surface afférente des étages courants pour le poteau P1.....	24
Figure II. 18. Surface afférente des étages courants pour le poteau P2.....	28
Figure II. 19. Section brute (Br).....	32

Chapitre III

Figure III. 1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	36
Figure III. 2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.....	36
Figure III. 3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	37
Figure III. 4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.....	37
Figure III. 5. Poutrelle type 1.....	40
Figure III. 6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	67
Figure III. 7. Schéma de la dalle sur deux appuis.....	67
Figure III. 8. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	70
Figure III. 9. Schéma de la dalle sur trois appuis.....	71
Figure III. 10. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	75
Figure III. 11. Cage d'ascenseur.....	76
Figure III. 12. L'ascenseur.....	80
Figure III. 13. schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines.....	85
Figure III. 14. Vue en plan d'un acrotère.....	85
Figure III. 15. Section à ferrailer.....	87

Figure III. 16. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	90
Figure III. 17. Schéma statique des escaliers.	90
Figure III. 18. Schéma de ferrailage d'escalier.	93
Figure III. 19. Schéma statique de la poutre palière.....	93
Figure III. 20. Schéma statique des escaliers.	98
Figure III. 21. Schéma de ferrailage d'escalier de l'étage 9.	99
Figure III. 22. schéma de poutre brisée	100
Figure III. 23. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.	101
Figure III. 24. Schéma de ferrailage de la poutre de chinage.....	103

Chapitre IV

Figure IV. 1. courbe de spectre de réponse S_a/g en fonction de T.....	108
Figure IV. 2. plan de disposition des voiles.	110
Figure IV. 3. Mode 1 translation suivant l'axe y-y	110
Figure IV. 4. Mode 2 translations suivant l'axe x-x.....	111
Figure IV. 5. Mode 3 torsion suivant l'axe z-z	111

Chapitre V

Figure V. 1 Section d'un poteau.....	124
Figure V. 2. Réduction des sections des poteaux	127
Figure V. 3. Schéma de ferrailage des poutres principales étage terrasse..	134
Figure V. 4. Schéma de ferrailage des poutres principales étage courant.....	136
Figure V. 5. Schéma de la Zone nodale.	137
Figure V. 6. Schéma de ferrailage du voile RDC	146

Chapitre VI

Figure VI. 1 schéma d'une semelle isolée.....	148
Figure VI. 2. : schéma d'une semelle filante.....	149
Figure VI. 3. Schéma de ferrailage du radier	156
Figure VI. 4. Schéma de rupture de la dalle de radier.....	157
Figure VI. 5. Schéma statique des sollicitations sur les nervures longitudinales x-x	158
Figure VI. 6. Schéma statique des sollicitations sur les nervures longitudinales y-y	158
Figure VI. 7. Section à ferrailer	160
Figure VI. 8. Voile périphérique	163
Figure VI. 9. Répartition des contraintes sur le voile.....	164
Figure VI.10. Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	167

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau 1. en fonction du type d'acier.	8
--	---

Chapitre II :

Tableau.II. 1:escalier a seule volée avec palier de repos une.....	16
Tableau.II. 2 : escalier a deux volées	17
Tableau.II. 3: escalier à deux volées type 3.	18
Tableau.II. 4: Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers.....	20
Tableau.II. 5: Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine.	21
Tableau.II. 6:Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de l'ascenseur.....	22
Tableau.II. 7: Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs.....	22
Tableau.II. 8: Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers.	23
Tableau.II. 9: Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée.	23
Tableau.II. 10: Evaluation des charges« G » et « Q » pour le poteau P1.....	26
Tableau.II. 11: Evaluation des charges « G » et « Q » pour le poteau P2.....	29
Tableau.II. 12 : Vérification à la compression simple.	32
Tableau.II. 13: Vérification au flambement.	33

Chapitre III :

Tableau.III. 1: les types de poutrelles.	38
Tableau.III. 2: Combinaisons d'action.	40
Tableau.III. 3:Sollicitations à l'ELU (type 1).	43
Tableau.III. 4: Sollicitations à l'ELS (type 1).	43
Tableau.III. 5: Sollicitations à l'ELU (type 2).	43
Tableau.III. 6: Sollicitations à l'ELS (type 2).	44
Tableau.III. 7: Sollicitations à l'ELU (type 4).	44
Tableau.III. 8: Sollicitations à l'ELS (type 4).	44
Tableau.III. 9: Les moments isostatiques max en travées.....	46
Tableau.III. 10 : Sollicitations à l'ELU (type 3).	49
Tableau.III. 11 : Sollicitations à l'ELS (type 3).	49
Tableau.III. 12: Sollicitations à l'ELU (type 1).	49
Tableau.III. 13 : Sollicitations à l'ELS (type 1).	50
Tableau.III. 14: Sollicitations à l'ELU (type 2).	50
Tableau.III. 15: Sollicitations à l'ELS (type 2).	50
Tableau.III. 16: Sollicitations à l'ELU (type 1).	51
Tableau.III. 17: Sollicitations à l'ELS (type 1).	51
Tableau.III. 18: Sollicitations à l'ELU (type 2).	51
Tableau.III. 19: Sollicitations à l'ELS (type 2).	52
Tableau.III. 20: Sollicitations à l'ELU (type 3).	52
Tableau.III. 21: Sollicitations à l'ELS (type 3).	52
Tableau.III. 22: Sollicitations à l'ELU (type 4).	52

Tableau.III. 23 : Sollicitations à l'ELS (type 4).	53
Tableau.III. 24: Sollicitations à l'ELU (type 5).	53
Tableau.III. 25: Sollicitations à l'ELS (type 5).	53
Tableau.III. 26: Sollicitations maximales aux états limites des différents niveaux.	54
Tableau.III. 27: Les Sollicitations maximales.	54
Tableau.III. 28: Calcul des sections d'armatures des poutrelles.	61
Tableau.III. 29: Vérification des armatures longitudinales et transversales.	61
Tableau.III. 30: Vérifications des états limitent de compression du béton.	62
Tableau.III. 31: vérification des états limite de déformation.	65
Tableau.III. 32: Schéma de ferrailage des poutrelles.	66
Tableau.III. 33: Schéma de ferrailage des poutrelles.	69
Tableau.III. 34: Le ferrailage de la dalle sur trois appuis.	74
Tableau.III. 35: Le ferrailage de la dalle sur quatre appuis.	79
Tableau.III. 36: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.	82
Tableau.III. 37: Combinaison d'action.	86
Tableau.III. 38: Combinaison de charge.	91
Tableau.III. 39: Ferrailage de la volée d'escalier.	91
Tableau.III. 40: résultat de calcul a ELS par la méthode de la RDM.	92
Tableau.III. 41: vérification de la flèche.	92
Tableau.III. 42: Les sollicitations de la poutre palière.	94
Tableau.III. 43: ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	94
Tableau.III. 44: Ferrailage longitudinal de la poutre palière.	96
Tableau.III. 45: ferrailage de la poutre palière.	97
Tableau.III. 46: Ferrailage d'escalier de l'étage 9.	98
Tableau.III. 47: résultat de calcul a ELS par la méthode de la RDM.	99
Tableau.III. 48: vérification de la flèche.	99
Tableau.III. 49: résultats de calcul a L'ELU.	100
Tableau.III. 50: Ferrailage longitudinal et transversal de la poutre brisé.	101
Tableau.III. 51: résultats de calcul a ELU de poutre chinage.	102
Tableau.III. 52: résultats de calcul a ELS de poutre chinage.	103

Chapitre IV

Tableau.IV. 1: Valeurs des pénalités P_q .	105
Tableau.IV. 2: Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.	112
Tableau.IV. 3: Vérification sous charges verticales.	113
Tableau.IV. 4 : Vérification sous charges horizontales.	113
Tableau.IV. 5 : Vérification de l'effort normal réduit.	114
Tableau.IV. 6: Vérification des résultantes des forces sismiques.	114
Tableau.IV. 7: Vérification des déplacements.	115
Tableau.IV. 8: Vérification de l'effet $P-\Delta$.	116

Chapitre V

Tableau.v. 1: Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	119
Tableau.v. 2: Sollicitations dans les poteaux.	120
Tableau.v. 3: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.	122
Tableau.v. 4: Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.	122
Tableau.v. 5: Justification de l'effort normal réduit.	124
Tableau.v. 6 : Vérification des contraintes dans le béton.	125
Tableau.v. 7 : Vérification des contraintes tangentielles.	125

Tableau.v. 8: Schémas de ferrailage des poteaux.....	128
Tableau.v. 9: les sollicitations dans les poutres.	130
Tableau.v. 10: Les armatures longitudinales dans les poutres.	131
Tableau.v. 11: Vérification des contraintes tangentielles.	133
Tableau.v. 12: Vérification au cisaillement.	133
Tableau.v. 13: Vérification de l'état limite de compression du béton.	133
Tableau.v. 14: Vérification à la flèche.	134
Tableau.v. 15: sections de ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires.....	135
Tableau.v. 16: Moments résistant dans les poteaux.	137
Tableau.v. 17: Moments résistants dans les poutres.	137
Tableau.v. 18: Vérification des zones nodales.	138
Tableau.v. 19: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1}=1.2$ m // à $x-x'$	140
Tableau.v. 20: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x2}=0.8$ m // à $x-x'$	141
Tableau.v. 21: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x4}=2$ m // à $x-x'$	141
Tableau.v. 22: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x5}=4.5$ m// à $x-x'$	141
Tableau.v. 23: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y1}=3.80$ m // à $y-y'$	141
Tableau.v. 24: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y2}=3.75$ m // à $y-y'$	142
Tableau.v. 25: Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x1}=1.2$ m dans tous les niveaux.....	142
Tableau.v. 26: Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux.	143
Tableau.v. 27: Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux.	143
Tableau.v. 28: Sollicitations de calcul dans le voile V_{x5} dans tous les niveaux	144
Tableau.v. 29: Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.	145
Tableau.v. 30: Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux.	146

Chapitre VI

Tableau.VI. 1: Section des armatures du radier.	153
Tableau.VI. 2: Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.	155
Tableau.VI. 3: Vérification des contraintes de la dalle du radier après redimensionnement de la section d'acier.....	156
Tableau.VI. 4: Sollicitations de la nervure transversale.....	159
Tableau.VI. 5: Sollicitations de la nervure longitudinale.....	159
Tableau.VI. 6: Résumé des Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.	159
Tableau.VI. 7: Résumé des Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.	159
Tableau.VI. 8: Résumé des résultats du ferrailage.....	160
Tableau.VI. 9: Vérification de l'effort tranchant.	160
Tableau.VI. 10: Vérification à L'ELS.....	161
Tableau.VI. 11: Schéma de ferrailage des nervures.....	162
Tableau.VI. 12: Section des armatures du voile périphérique.	165
Tableau.VI. 13: Résultats de calcul et vérification à l'ELS.	166
Tableau.VI. 14: Résultats de calcul et vérification après redimensionnement à l'ELS.	167

La signification des principales notations est suivante :

E: Séisme.

G: Charges permanents.

M: Charges d'exploitation à caractère particulier.

Q: Action variables quelconques.

S: Action dues à la neige, sollicitations.

W: Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B: Aire d'une section en béton.

E: Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinal du béton.

E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de jours).

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : : Module de déformation différée (E_{vj} pour chargement appliqué à l'âge de j jours).

F: Force ou action en général.

I: Moment d'inertie.

L: Longueur ou portée.

M: Moment en général.

M_G : Moment fléchissant développé par les charges permanentes.

M_Q : Moment fléchissant développé par les charges ou action variable.

a: Une dimension (en général longitudinal).

b: Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section).

b_0 : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d: Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d': Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée

e: Excentricité d'une résultante ou d'un effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f: Flèche.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j= 28 jours.

g: Densité des charges permanentes.

h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton.

h: Hauteur totale d'une section de B.A.

i: Rayon de giration d'une section.

j: Nombre de jours.

k: Coefficient en général.

l: Longueur ou portée (on utilise aussi L).

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n: Coefficient d'équivalence acier – béton.

p: Action unitaire de pesanteur.

q: Charge variable.

s_t : Espacement des armatures transversales.

x: Coordonnée en général ,abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

B_r : Section réduite.

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

W : poids propre de la structure.

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

γ_h : Poids volumique humide (t/m³).

σ : Contrainte normale.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

A cet effet l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que la résistance, la sécurité, l'économie et l'esthétique.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+9+entre sol). Il est destiné à usage d'habitations. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I.1 : Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+9+sous-sol) implanté à Akbou (Gendouza) wilaya de Bejaïa, cette structure est destinée pour 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 se situe à thiherkathine (cité bouktit), qui est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), par la zone **IIa** (zone de moyenne sismicité).

I.2.Characterestique de la structure :

I.2.1.Characteristiques géométriques :

✓ Largeur en plan.....	15.30 m.
✓ Longueur en plan.....	30.04 m.
✓ Hauteur totale du bâtiment.....	34.6 m.
✓ Hauteur du sous-sol.....	02.98m.
✓ Hauteur du RDC.....	04.08m.
✓ Hauteur des étages courants.....	03.06m.

I.2.2.Données de site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- La nature du terrain argileux peu plastique.
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,9$ bars.
- L'ancrage minimal des fondations : **D=2 m.**

I.2.3 : Description structurale :

- **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- **Les maçonneries** :
 - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 25 cm Séparées par une âme d'air de 5cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm
- **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible.

- **Balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

- **L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

- transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- limitation des tassements différentiels

I.2.4. Choix du contreventement :

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

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

- RPA99 /version 2003.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2.
- BAEL91/version 99.
- DTR BC2.33.2.
- DTR BC2.33.1.

I.4. Etats limites : (BAEL91)

Dans le domaine des constructions, un état limite est celui qui satisfait strictement aux conditions prévues sous l'effet des actions (force, moment ou couples) qui agissent sur la structure ou l'un de ces éléments.

Les conditions sont : la stabilité, la résistance, la durabilité, la déformation (la flèche) non nuisible pour satisfaire les fonctions techniques d'utilisation des structures et leur confort, on distingue deux types d'état limites.

a) Etat limite ultime (ELU) : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service ; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .etc.

I.4.1 les hypothèses de calcul :

I.4.1.1 ELU : CBA93 (article A.4.3.2)

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

I.4.1.2 ELS : BAEL91 (article IV.1)

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)

$$3- n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \text{ avec } : E_s : \text{module de Young de l'acier ;}$$

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

- 4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé
Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.5.Actions et sollicitations :

I.5.1 les actions :

I.5.1.1 Définitions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

I.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :

➤ Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

➤ Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

➤ Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

I.5.1.3. 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. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a. Combinaison d'action à l'ELU :

- Situation durable ou transitoire :

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL 91** et le **RPA99** modifié en **2003**.

I.6.1.2. Résistance caractéristique du béton :

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance f_{cj} en MPa est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases}$$

✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28j \end{cases}$$

Avec $\begin{cases} f_{cj} : \text{résistance de béton à l'âge } j \\ J : \text{l'âge en jour} \end{cases}$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grande valeur de $j \geq 60$ jours, on a : $f_{cj} = 1,1 * f_{c28}$

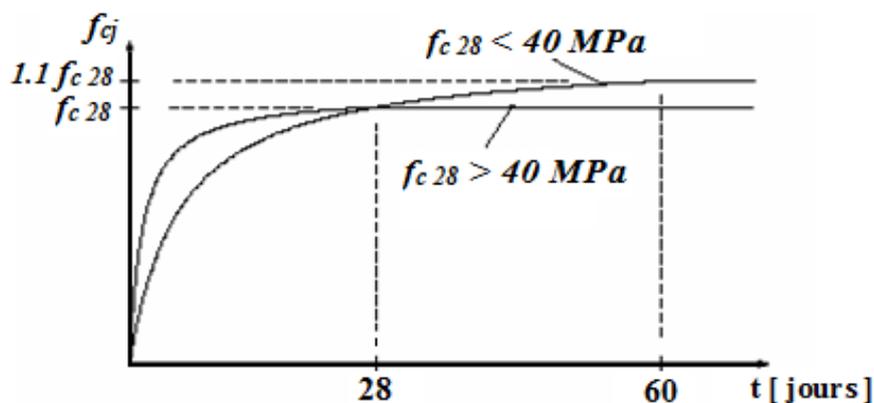


Figure.I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350kg de ciment portland artificiel (**CPA425**), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b. Résistance à la traction f_{tj} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

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

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

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

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

c. Contrainte limite

c. 1. Etat limite ultime :

- ✓ **Contrainte ultime de compression :**

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

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

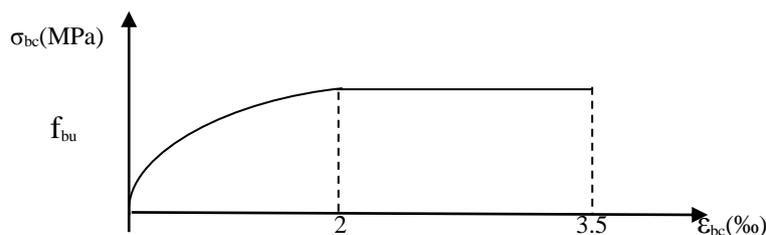


Figure.I.2 : Diagramme des contraintes du béton.

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

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

$f_{bu} = 14,20\text{MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,15$

✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

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

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

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

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

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

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

c.2. Etat limite de service :

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

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \end{cases}$$

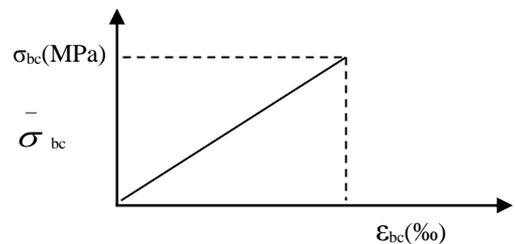


Figure.I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton.

I.6.2. L'acier :

a. Définition :

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

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

b. Résistance caractéristique de l'acier :

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

Principales armatures utilisés

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

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

c. Contrainte limite

✓ Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

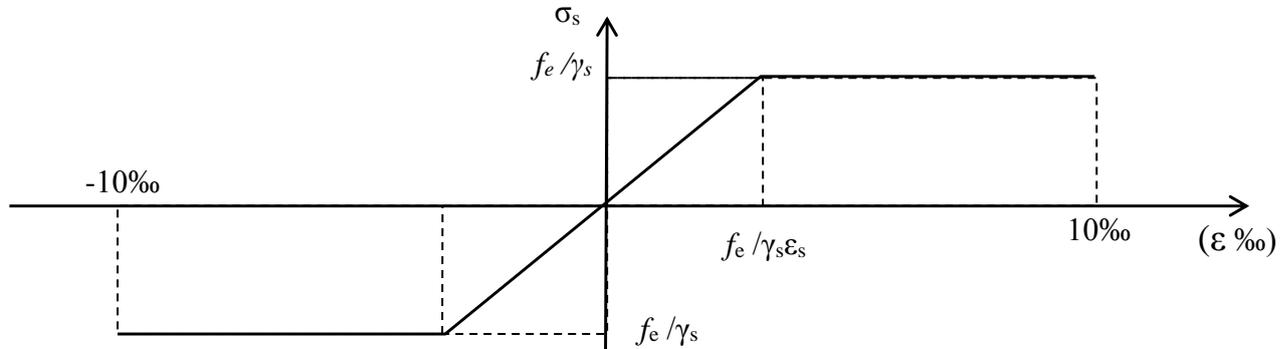


Figure.I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad \varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} .$$

Avec : $E_s = 200\,000$ MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité. $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$

d. Etat limite de service :

Nous avons pour cet état :

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

η : Coefficient de fissuration.

Tel que : $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1,6 \quad \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA).} \end{array} \right.$

I.7 Hypothèses de calcul :

I.7.1 Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris

égal à 15 ($\eta = \frac{E_s}{E_b}$), η : est appelé coefficient d'équivalence.

I.7.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

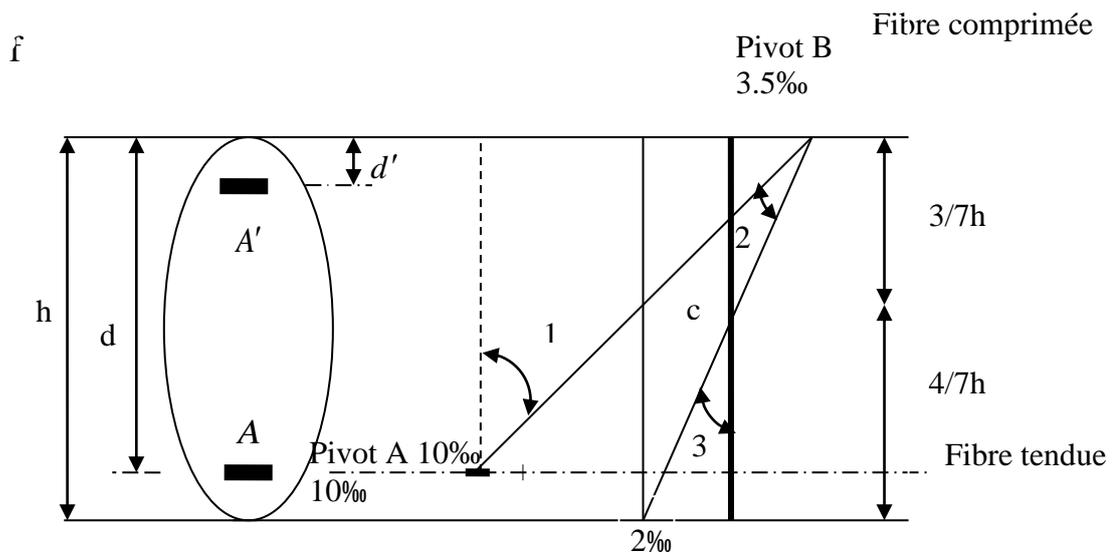


Figure.I.5. Diagramme des déformations limites (ELU)

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

II.1 : Introduction :

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

II.2. Prédimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1. les planchers :

➤ Définition :

Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

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

a). Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

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

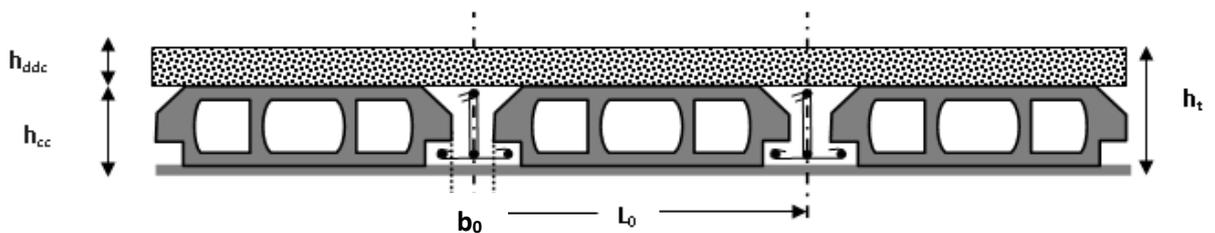


Figure. II.1. coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

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

h_{cc} : hauteur de corps creux.

➤ **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure ci-après :

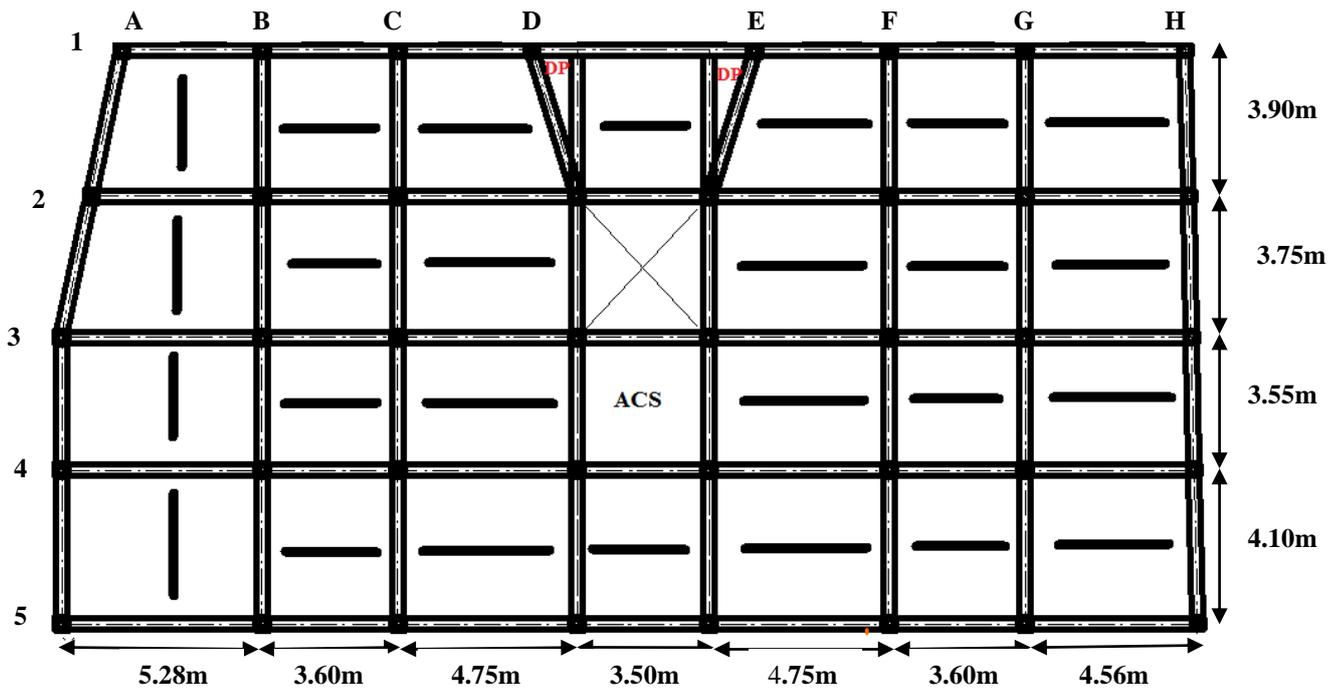


Figure. II.2. Schema de la disposition des poutrelles.

• **Dimensionnement :**

D'après le BAEL la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

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

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

h_t : Hauteur totale du plancher

Selon la vue en plan on a :

$$L_{\max} = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{445}{22.5} \longrightarrow h_t \geq 19.77 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur :

$$(h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4) = 20 \text{ cm.}$$

- **Dimensionnement des poutrelles :**

Pour cela, on doit déterminer la largeur de la table de Compression

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

b : Largeur de la table de compression.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

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

$$b_0 = (0.4 ; 0.8) \times h_t = (8 ; 16) \text{ cm}$$

Soit $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \longrightarrow b_1 \geq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{320}{10}\right), \text{ soit } b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

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

b). Plancher en dalle pleine :

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

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

➤ **Critère de résistance :**

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

➤ **Coupe-feu (CBA93) :** $e \geq 7 \text{ cm} \longrightarrow$ Pour une heure de coupe-feu.

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

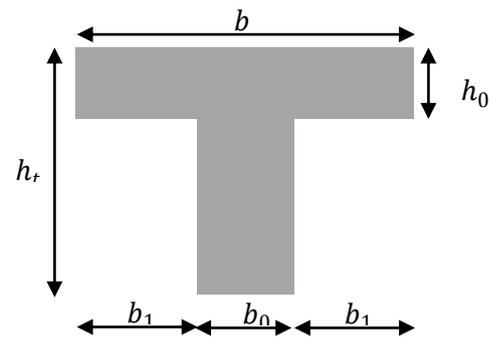


Figure.II.3. Coupe transversale d'une poutrelle.

Notre projet comporte deux types de dalle pleine :

-Dalle sur 2 appuis (étage 3) :

On a pour la dalle sur deux appuis :

$$e \geq \frac{150}{20} = 7.5 \text{ cm}$$

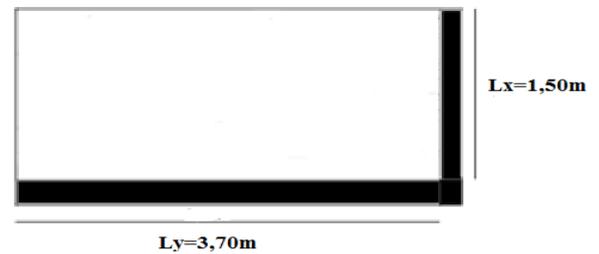


Figure. II.4. Dalle sur deux appuis.

-Dalle sur 3 appuis (étage 9) :

Pour une dalle sur trois appuis on a :

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \rightarrow \frac{140}{45} \leq e \leq \frac{140}{40}$$

$$3.11 \leq e \leq 3.5$$

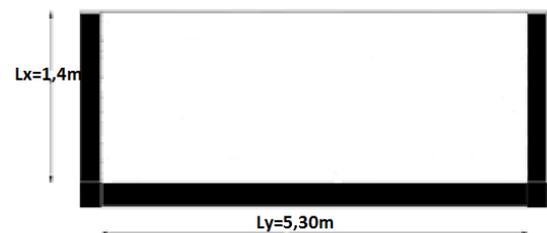


Figure. II.5. Dalle sur trois appuis.

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faible, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition du coupe-feu $e \geq 11 \text{ cm}$.

D'où on adopte pour une épaisseur : $e=13 \text{ cm}$, pour l'ensemble des dalles pleine.

II.2.2. pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément contournant le bâtiment au niveau de dernier planché. Elle sera calculé comme une console encastré au niveau de la poutre de plancher terrasse.

Elle sera soumise à son poids propre et une poussée latérale de 1 KN/ml due à la main courante, le calcul se fera pour 1 m de longueur.

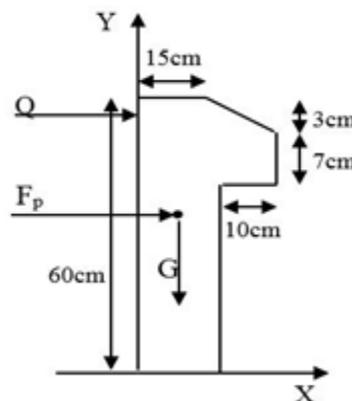


Figure. II.6. Coupe transversal de l'acrotère.

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m}^2.$$

- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0,0985 \times 1 = 2,46 \text{ KN}$.
- Poids d'enduit extérieur (ciment : $e = 1,5 \text{ cm}$) : $G_2 = 20 \times 0,015 \times 0,60 \times 1 = 0,18 \text{ KN}$.
- Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 2 \text{ cm}$) : $G_3 = 20 \times 0,02 \times 0,60 \times 1 = 0,24 \text{ KN}$.

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2,88 \text{ KN}.$$

La charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/ml}$

La force sismique $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G_1 : poids propre de l'acrotère.

G_2 : enduit de ciment.

W_p : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

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

C_p : facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 $\Rightarrow (C_p = 0,8)$.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,88 \Rightarrow F_p = 1,38 \text{ KN}.$$

II.2.3. Pré dimensionnements des escaliers:

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (projection horizontale de paillasse)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

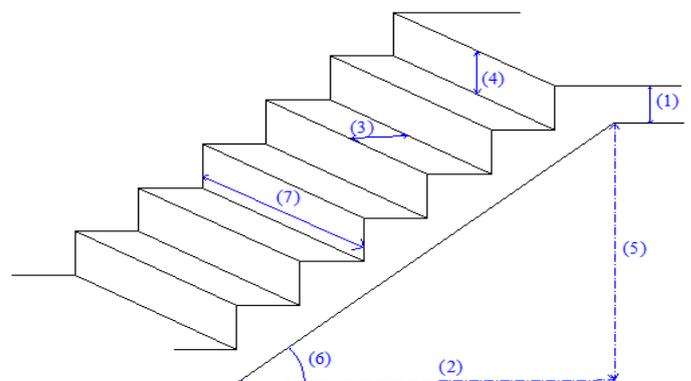


Figure II.7. Schéma de l'escalier

Notre projet présente trois types d'escalier :

- Type 1** : une volée avec un seul palier de repos (du RDC).
- Type 2** : deux volées avec un seul palier de repos (du 1^{er} au 9^{eme} étage).
- Type 3** : deux volées avec un seul palier de repos (au 9^{eme} étage).

- **Type1** :

La première volée :

$$H_0=1.02\text{m}$$

$$L_0=1.50\text{m}$$

«n» est la solution de l'équation suivante :

$$0,64n^2-(0,64+2 H_0 +L_0) n +2H_0 = 0$$

$$0,64n^2-(0,64+2 *1.02 +1.80) n +2 *1.02 = 0$$

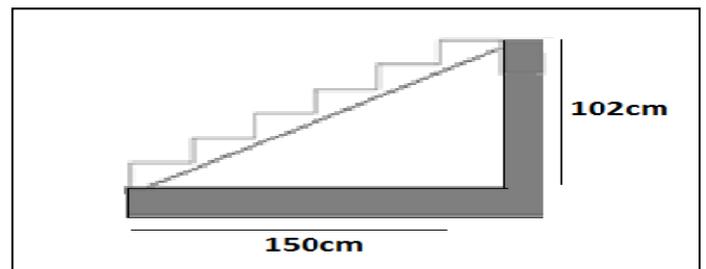


Figure.II.8. Schéma d'escalier a un seul volé.

$$n=6(\text{nombre de contre marche}).$$

$$n-1=5(\text{nombre de marche}).$$

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

$$h = \frac{H_0}{n} = \frac{102}{6} = 17\text{cm}$$

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} ; \text{ Tel que : } L = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{1.5^2 + 1.02^2} = 1.81 \text{ m}$$

$$\frac{181}{30} \leq e \leq \frac{181}{20} \rightarrow 6.03 \leq e \leq 9.05$$

On prend : e= 12 cm.

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H_0}{L_0} = \frac{1.02}{1.5} = 0.68 \rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

Tableau. II.1 : escalier a une seule volée avec palier de repos

volée	H ₀ (m)	L ₀ (m)	n	n-1	h(cm)	g(cm)	α (°)	L(cm)	e(cm)
1 ^{er}	1.02	1.50	6	5	17	30cm	34.21	181	12

- Type 2 :

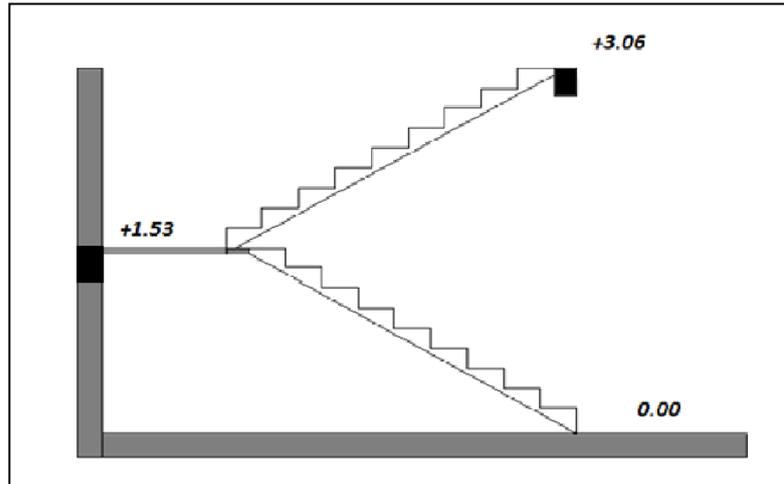


Figure. II.9. Schéma d'escalier à deux volées.

Leurs schémas statiques :

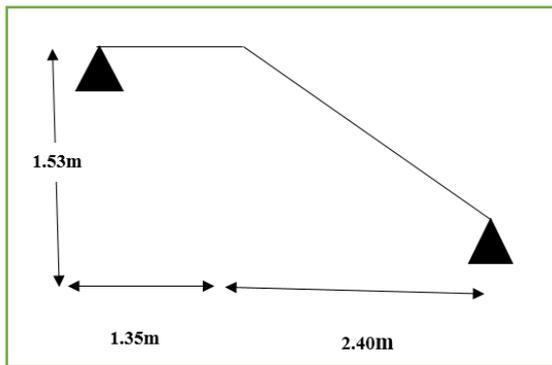


Figure. II.10. Schéma statique de la volée 1

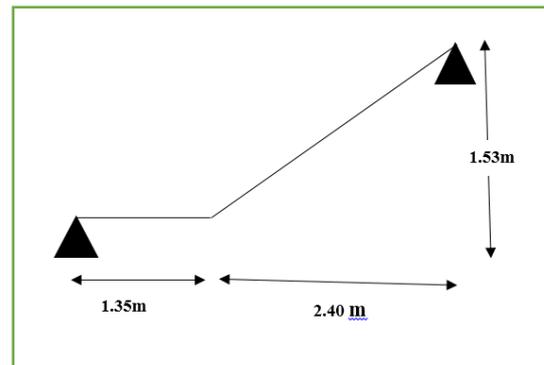


Figure. II.11. Schéma statique de la volée 2

Tableau. II.2 : escalier à deux volées

volée	H ₀ (m)	L ₀ (m)	n	n-1	h(cm)	g(cm)	α(°)	L(cm)	e(cm)
1 ^{er} et 2 ^{ème}	1.53	2.40	9	8	17	30	32.52	285	12

• Type 3 :

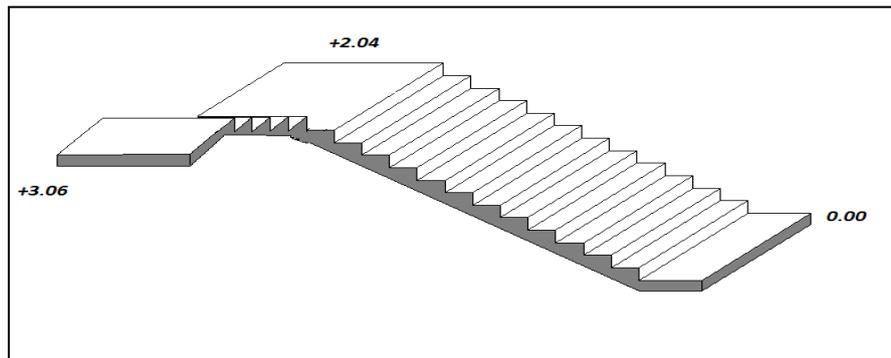


Figure. II.12. Schéma d'escalier a deux volées.

-Les schémas statiques de l'escalier type 3 :

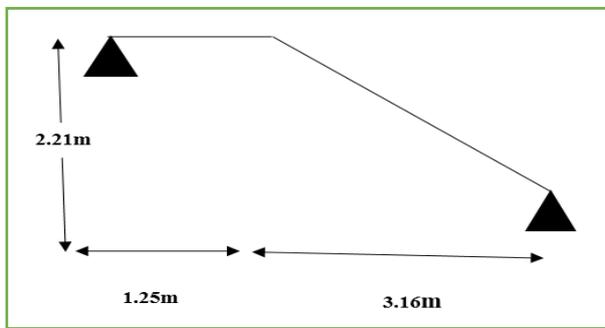


Figure. II.13. Schéma statique de la volée 1

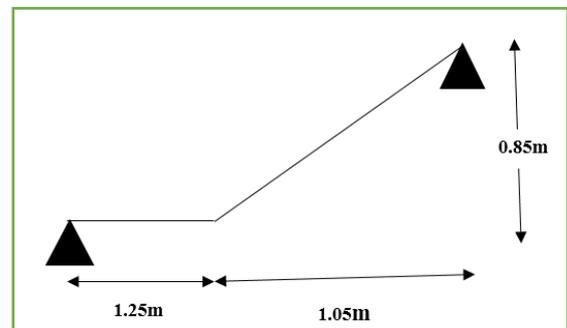


Figure.II.14. Schéma statique de la volée 2

Tableau. II.3 : escalier à deux volées type 3.

volée	H ₀ (m)	L ₀ (m)	n	n-1	h (cm)	g (cm)	A ⁽⁰⁾	L(m)	e (cm)
1 ^{er}	2,21	3.16	13	12	17	26.5	34.96 ⁰	3.85	15
2 ^{ème}	0,85	1.05	5	4	17	26	39.00 ⁰	1.35	12

II.3 : Pré dimensionnement des éléments principaux :

II.3.1. Les poutres :

a. **Les poutres principales** : elles sont perpendiculaires aux poutrelles, leurs hauteur est donnée selon la condition de (RPA 99/ version 2003).

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

On suppose des poteaux de (30×30) cm².

- *h* : hauteur de la poutre.
- *b* : largeur de la poutre.
- L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis

$$L_{max} = 528 - 30 = 498 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } L_{max} = 498 \text{ cm.} \Rightarrow 33.32 \text{ cm} \leq h \leq 49.8 \text{ cm}$$

$$\text{Et } 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

On prend : **h = 40 cm** et **b = 30 cm**

On voit bien que les exigences du **RPA** sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h/b = 1.33 \leq 4 \end{array} \right.$$

b. les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles, leurs hauteur est données par :

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

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

$$L_{max} = 410 - 30 = 380 \text{ cm}$$

$$L_{max} = 380 \text{ cm} \Rightarrow 25.33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm.}$$

On prend : **h = 35 cm** et **b = 30 cm**

On voit bien aussi que les exigences de **RPA** sont vérifiées :

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

II.3.2. Les voiles :

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions **RPA (article 7.7.1)** suivantes :

- $e > 15 \text{ cm}$
- $e > h_e / 20$
- $L > 4 e$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

h_p : hauteur totale de la poutre.

e : épaisseur du voile.

L : longueur de voile.

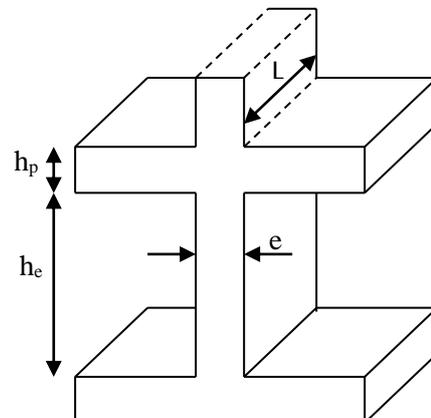


Figure. II.15. Coupe de voile en élévation.

- $e \geq \max \left[\frac{368}{20}, 15\text{cm} \right]$ pour le RDC $\rightarrow e \geq 18.4 \text{ cm}$
- $e \geq \max \left[\frac{266}{20}, 15\text{cm} \right]$ pour les étages courants $\rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$

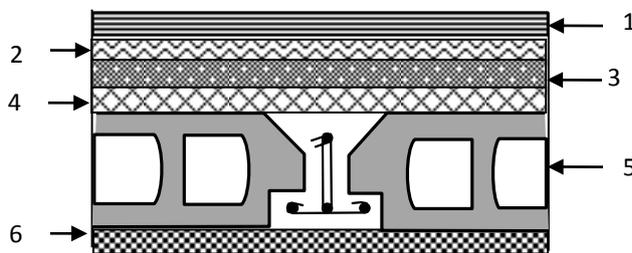
On opte pour une épaisseur de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm pour le RDC} \\ 15\text{cm pour les autres étages} \end{array} \right.$$

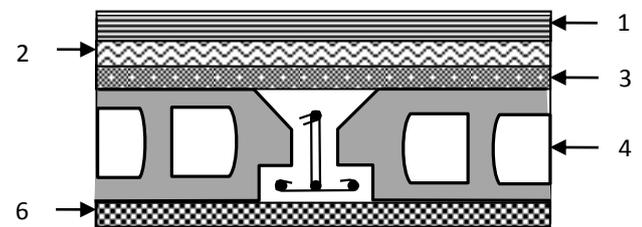
II.4. Evaluation des charges et surcharges :

II.4.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

II.4.1.1. Plancher terrasse et plancher courant :



Coupe transversale dans
Le plancher terrasse inaccessible.



Coupe transversale dans
Le plancher étage courant.

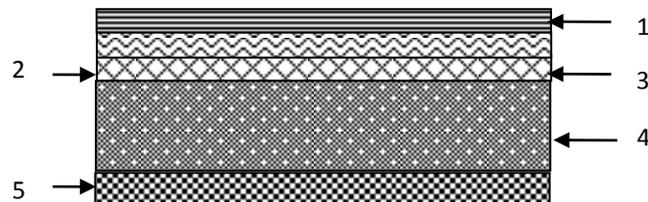
L'évaluation de la charge G et surcharge Q est résumée dans le tableau ci-dessous

Tableau. II.4. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux	/	/	2.85	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/	/	5.75	1

Terrasse accessible	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux	/	/	2.85	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/	/	4.33	1.5
Plancher Courant et RDC à usage d'habitation	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux	/	/	2.85	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	6	Cloison de distribution	10	0.1	1	
Total	/	/	/	/	5.33	1.5

II.4.1.2. plancher à dalle pleine :



Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

❖ les balcons :

Tableau. II.5. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine :

Plancher	réfèrent	désignation	ρ (KN/m ³)	Epaisseurs(m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle pleine (balcons)	1	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	3.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.13	3.25	
	5	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/	/	4.73	3.5

Avec : Q : charges d'exploitations

G : charges permanentes.

❖ Ascenseur :

Tableau. II.6. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de l'ascenseur :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher a dalle pleine (e=13cm)	0.13	25	3.25	/
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	/
Total	/	/	3.45	1

II.4.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :

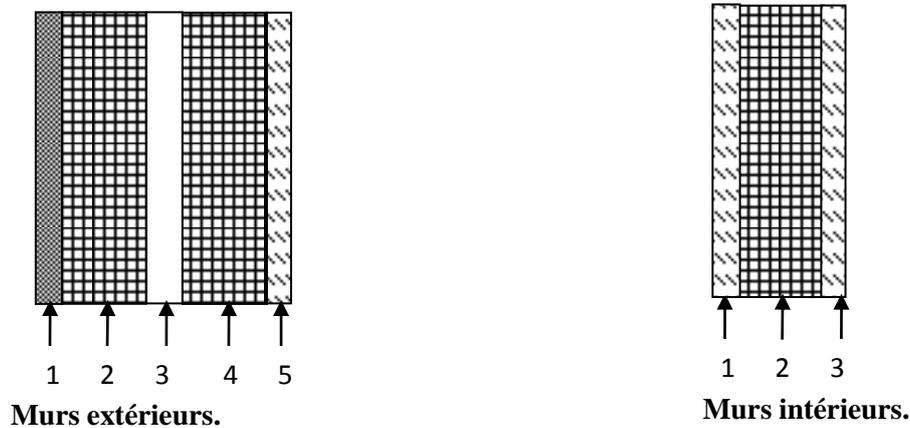


Tableau. II.7. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :

Type de murs	Référent	Désignation	ρ (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	2.93
Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	1.46

II.4.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :

II.4.3.1.les paliers :

Tableau. II.8. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers :

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.12	3	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	4.48	2.5

II.4.3.2. Les volées :

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

- Poids de la paille et de la couche d'enduit : $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontal: $\gamma.e$.

Vertical: $\gamma.e.(h/g)$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau. II.9. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse (e=12)	25	0.12/cos(32.52)	3.56	2.5
Les marches	22	/	1.87	
Carrelage	horizontal	0.02	0.44	
	Vertical	/	0.25	
	Total		0.69	
Mortier de pose	horizontal	0.02	0.40	
	vertical	/	0.22	
	total	/	0.62	
Enduit de plâtre	18	0.015	0.32	
Total	/	/	8.37	

II.5. Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu’au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité **P1** et **P2**.

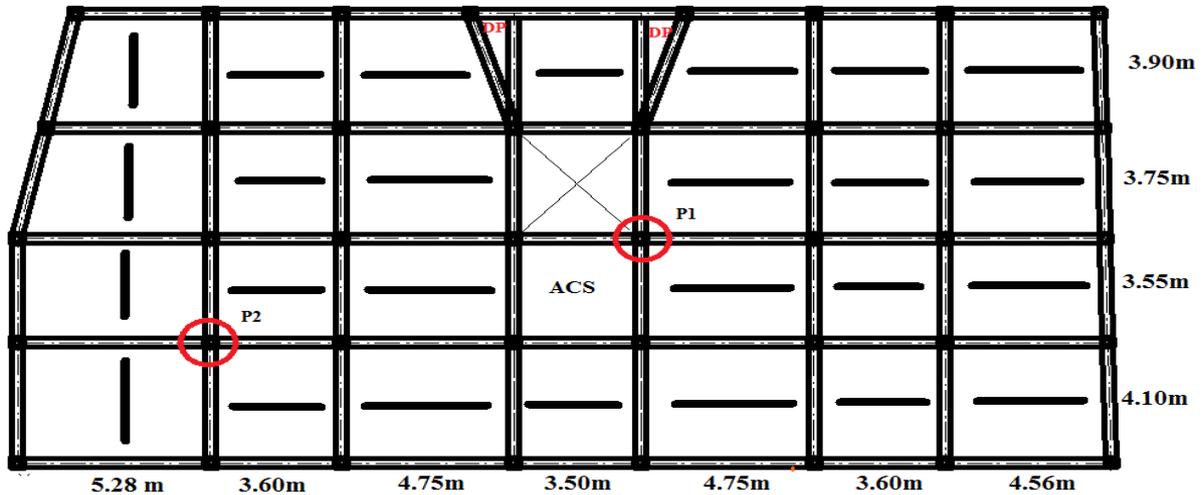


Figure. II.16. Schéma des poteaux les plus sollicités.

II.5.1. La loi de dégression des charges d’exploitation :

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

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

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

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

II.5.2. poteau P1 :

a. La surface afférente et les charges revenant au poteau P1 :

- **La longueur des pp.**
 $L_{pp} = 1.725 + 1.625 = 3.35 \text{ m}$
- **La longueur de PS.**
 $L_{ps} = 1.6 + 2.225 = 3.825 \text{ m}$

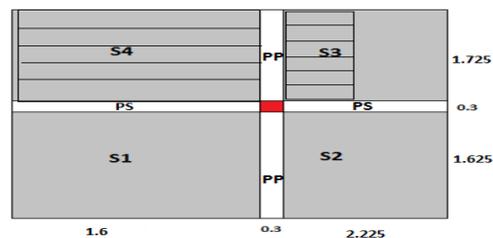


Figure. II.17. Surface afférente des étages courants pour le poteau P1

➤ **Calcul de la surface afférente de poteau P1 :**

$$S_{aff} = \sum_{i=1}^4 S_i$$

- Surface afférente de plancher terrasse :

$$S_{aff} = (1.6 \times 1.625) + (2.225 \times 1.625) + (1.6 \times 1.725) + (0.975 \times 1.725) = 10.45 \text{ m}^2$$

- Surface afférente de plancher a corps creux :

$$S_{aff} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_{aff} = (1.6 \times 1.625) + (2.225 \times 1.625) + (1.6 \times 1.725) = 8.97 \text{ m}^2$$

- Surface afférente total (RDC)

$$S_{aff} = 12.81 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul de poids propre :**

- **poids des escaliers de 9^{ème} étage :**

Surface de l'escalier

$$\text{Volée} : 1.05 \times 1.25 = 1.312 \text{ m}^2$$

$$\text{Palier} : 1.38 \times 1.25 = 1.725 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids d'escalier} : (1.725 \times 4.48) + (1.312 \times 8.37) = 18.70 \text{ KN}$$

- **Poids des escaliers de l'étage courant :**

Surface de l'escalier

$$\text{Volée} : 1.58 \times 2.40 = 3.792 \text{ m}^2$$

$$\text{Palier} : 1.35 \times 1.58 = 2.133 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids d'escalier} : 41.29 \text{ KN}$$

- **Pour plancher terrasse accessible : $G = 4,33 \text{ KN/m}^2$**

$$\Rightarrow P = G \times S = (4.33 \times 10.45) = 45.24 \text{ KN}$$

- **Pour plancher de l'étage courant : $G = 5,33 \text{ KN/m}^2$**

$$\Rightarrow P = G \times S = (5.33 \times 8.97) = 47.81 \text{ KN}$$

- **Pour plancher de RDC :**

$$\Rightarrow P = G \times S = 5.33 \times 12.81 = 68.27 \text{ KN}$$

- **Pour les poteaux : $h = 3.06 \text{ m}$ pour étage courant, $h = 4.08 \text{ m}$ pour RDC, $h = 2.98 \text{ m}$ pour sous-sol**

- **P (40x40) : $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 12.24 \text{ KN}$ (9^{ème} et 8^{ème} étage)**
- **P (45x45) : $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 15.49 \text{ KN}$ (7^{ème} et 6^{ème} étage)**
- **P (45x50) : $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 17.21 \text{ KN}$ (5^{ème}, 4^{ème} et 3^{ème} étage)**
- **P (50x50) : $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 19.12 \text{ KN}$ (2^{ème}, 1^{er} étage)**
- **P (50x55) : $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 28.05 \text{ KN}$ (RDC)**
- **P (50x55) : $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 21.03 \text{ KN}$ (Sous-sol)**

- Pour les poutres :

- Poutres secondaires(PS) : $PS = 25 \times (0.3 \times 0.35) \times 3.825 = 10.04 \text{ KN}$
- Poutres principales(PP) : $PP = 25 \times (0.3 \times 0.4) \times 3.35 = 10.05 \text{ KN}$

❖ Evaluation des charges « G » et « Q » pour le poteau P1

Surcharge sur terrasse : $Q_t = q_t \times S_{\text{totale}}$

Surcharge sur les autres étages : $Q_i = (q_i \times S_{i \text{ totale}})$

Tableau. II.10.Evaluation des charges« G » et « Q » pour le poteau P1

niveau	désignation	G Total (KN)	Q (KN)	NU(KN)	Nu* (KN)
N ₀	Terrasse accessible	45.24	22.58		
	Ps (30*35)	10.04			
	PP (30*40)	10.05			
	Total	65.33	22.58	122.06	134.27
N ₁	Venant de N ₀	65.33	45.16		
	Poids de plancher étage courant	47.81			
	Ps (30*35)	10.04			
	PP (30*40)	10.05			
	Poteau (40*40)	12.24			
	Escalier 9 ^{ème} étage	18.70			
	Total	164.18	45.16	289.38	318.32
N ₂	Venant de N ₁	164.18	65.48		
	Poids de plancher étage courant	47.81			
	Ps (30*35)	10.04			
	PP (30*40)	10.05			
	Poteau (40*40)	12.24			
	Escalier	41.29			
	Total	285.61	65.48	483.79	532.17
N ₃	Venant de N ₂	285.61	83.54		
	Poids de plancher étage courant	47.81			
	Ps (30*35)	10.04			
	PP (30*40)	10.05			
	Poteau (45*45)	15.49			
	Escalier	41.29			
	Total	410.29	83.54	679.20	747.12

N ₄	Venant de N ₃	410.29	99.58		
	Poids de plancher étage courant	47.81			
	Ps (30*35)	10.04			
	PP (30*40)	10.05			
	Poteau (45*45)	15.49			
	Escalier	41.29			
	Total	534.97	99.58	871.58	958.73
N ₅	Venant de N ₄	534.97	112.9		
	Poids de plancher étage courant	47.81			
	Ps (30*35)	10.04			
	PP (30*40)	10.05			
	Poteau (45*50)	17.21			
	Escalier	41.29			
	Total	661.37	112.9	1062.19	1168.42
N ₆	Venant de N ₅	661.37	124.19		
	Poids de plancher étage courant	47.81			
	Ps (30*35)	10.04			
	PP (30*40)	10.05			
	Poteau (45*50)	17.21			
	Escalier	41.29			
	Total	787.77	124.19	1249.77	1374.75
N ₇	Venant de N ₆	787.77	134.80		
	Poids de plancher étage courant	47.81			
	Ps (30*35)	10.04			
	PP (30*40)	10.05			
	Poteau (45*50)	17.21			
	Escalier	41.29			
	Total	914.17	134.80	1436.32	1579.96
N ₈	Venant de N ₇	914.17	145.41		
	Poids de plancher étage courant	47.81			
	Ps (30*35)	10.04			
	PP (30*40)	10.05			
	Poteau (50*50)	19.12			
	Escalier	41.29			
	Total	1042.48	145.41	1625.46	1788.00

N ₉	Venant de N ₈	1042.48	156.70		
	Poids de plancher étage courant	47.81			
	Ps (30*35)	10.04			
	PP (30*40)	10.05			
	Poteau (50*50)	19.12			
	Escalier	41.29			
	Total	1170.79	156.70	1815.61	1997.17
N ₁₀	Venant de N ₉	1170.79	169.35		
	Poids de plancher étage courant	47.81			
	Ps (30*35)	10.04			
	PP (30*40)	10.05			
	Poteau (50*55)	28.05			
	Escalier	41.29			
	Total	1308.03	169.35	2019.86	2221.85
N ₁₁	Venant de N ₁₀	1308.03	179.05		
	Poids de plancher étage courant	47.81			
	Ps (30*35)	10.04			
	PP (30*40)	10.05			
	Poteau (50*55)	21.03			
	Total	1396.86	179.05	2154.33	2369.76

- **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u^* = 1.1 \times N_u$$

(CBA93 article B.8.11)

$$N_{S1} = G + Q$$

II.5.3.poteau P2 :

b. La surface afférente et les charges revenant au poteau P2 :

- **La longueur des pp.**

$$L_{pp} = 1.625 + 1.9 = 3.525 \text{ m}$$

- **La longueur de PS.**

$$L_{ps} = 1.65 + 2.49 = 4.14 \text{ m}$$

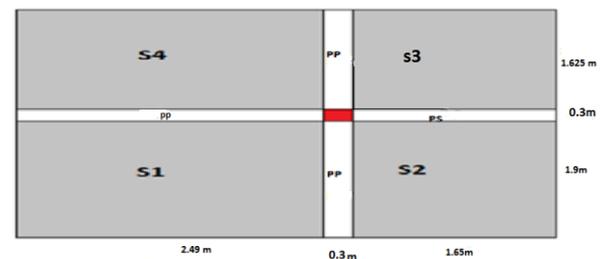


Figure. II.18. Surface afférente des étages courants pour le poteau P2

- **Calcul de la surface afférente de poteau P2 :**

$$S_{aff} = \sum_{i=1}^4 S_i$$

- Surface afférente de plancher terrasse inaccessible :

$$S_{aff} = 14.59 \text{ m}^2$$

- **Calcul de poids propre :**

- **Pour plancher terrasse inaccessible :** $G=5,75 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow P=G \times S = (5.75 \times 14.59) = 83.89 \text{ KN}$$

- **Pour plancher de l'étage courant et RDC :** $G=5,33 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow P=G \times S = (5.33 \times 14.59) = 77.76 \text{ KN}$$

- **Pour les poteaux :**

$h=3.06\text{m}$ pour étage courant, $h=4.08 \text{ m}$ pour RDC, $h= 2.98\text{m}$ pour sous-sol

- **P (40x40) :** $P= S \times 25 \times h \Rightarrow P=12.24 \text{ KN}$ (9^{ème} et 8^{ème} étage)
- **P (45x45) :** $P= S \times 25 \times h \Rightarrow P=15.49 \text{ KN}$ (7^{ème} et 6^{ème} étage)
- **P (45x50) :** $P= S \times 25 \times h \Rightarrow P=17.21 \text{ KN}$ (5^{ème}, 4^{ème} et 3^{ème} étage)
- **P (50x50) :** $P= S \times 25 \times h \Rightarrow P=19.12 \text{ KN}$ (2^{ème}, 1^{er} étage)
- **P (50x55) :** $P= S \times 25 \times h \Rightarrow P=28.05 \text{ KN}$ (RDC)
- **P (50x55) :** $P= S \times 25 \times h \Rightarrow P=21.03 \text{ KN}$ (entre sol)

- **Pour les poutres :**

Poutres secondaires : $PS= [25 \times (0.3 \times 0.35) \times 1.65] + [25 \times (0.3 \times 0.4) \times 2.49] = 11,80 \text{ KN}$

Poutres principales : $PP=25 \times (0.3 \times 0.4) \times 3.525 = 10.57 \text{ KN}$

❖ **Evaluation des charges « G » pour le poteau P2**

Tableau II.11. Evaluation des charges « G » et « Q » pour le poteau P2

niveau	désignation	G Total (KN)	Q (KN)	NU(KN)	Nu*(KN)
N ₀	Terrasse inaccessible	83.89	16.98		
	Ps (30*35)	11.80			
	PP (30*40)	10.57			
	Total	106.26	16.98	168.92	185.81
N ₁	Venant de N ₀	106.26	42.47		
	Poids de plancher étage courant	77.76			
	Ps (30*35)	11.80			
	PP (30*40)	10.57			
	Poteau (40*40)	12.24			
	Total	218.63	42.47	358.85	394.74

N ₂	Venant de N ₁	218.63	65.37		
	Poids de plancher étage courant	77.76			
	Ps (30*35)	11.80			
	PP (30*40)	10.57			
	Poteau (40*40)	12.24			
	Total	331	65.37	544.90	599.39
N ₃	Venant de N ₂	331	85.75		
	Poids de plancher étage courant	77.76			
	Ps (30*35)	11.80			
	PP (30*40)	10.57			
	Poteau (45*45)	15.49			
	Total	446.62	85.75	731.56	804.71
N ₄	Venant de N ₃	446.62	103.58		
	Poids de plancher étage courant	77.76			
	Ps (30*35)	11.80			
	PP (30*40)	10.57			
	Poteau (45*45)	15.49			
	Total	562.24	103.58	914.40	1005.83
N ₅	Venant de N ₄	562.24	118.86		
	Poids de plancher étage courant	77.76			
	Ps (30*35)	11.80			
	PP (30*40)	10.57			
	Poteau (45*50)	17.21			
	Total	679.58	118.86	1095.72	1205.29
N ₆	Venant de N ₅	679.58	131.59		
	Poids de plancher étage courant	77.76			
	Ps (30*35)	11.80			
	PP (30*40)	10.57			
	Poteau (45*50)	17.21			
	Total	796.92	131.59	1273.22	1400.5
N ₇	Venant de N ₆	796.92	143.56		
	Poids de plancher étage courant	77.76			
	Ps (30*35)	11.80			
	PP (30*40)	10.57			
	Poteau (45*50)	17.21			
	Total	914.26	143.56	1449.59	1594.55

N₈	Venant de N ₇	914.26	154.53	1627.03	1789.73
	Poids de plancher étage courant	77.76			
	Ps (30*35)	11.80			
	PP (30*40)	10.57			
	Poteau (50*50)	19.12			
Total	1033.51	154.53	1627.03	1789.73	
N₉	Venant de N ₈	1033.51	167.27	1807.13	1987.84
	Poids de plancher étage courant	77.76			
	Ps (30*35)	11.80			
	PP (30*40)	10.57			
	Poteau (50*50)	19.12			
Total	1152.76	167.27	1807.13	1987.84	
N₁₀	Venant de N ₉	1152.76	181.53	2001.56	2201.72
	Poids de plancher étage courant	77.76			
	Ps (30*35)	11.80			
	PP (30*40)	10.57			
	Poteau (50*55)	28.05			
Total	1280.94	181.53	2001.56	2201.72	
N₁₁	Venant de N ₁₀	1280.94	192.48	2181.55	2399.71
	Poids de plancher étage courant	77.76			
	Ps (30*35)	11.80			
	PP (30*40)	10.57			
	Poteau (50*55)	21.03			
Total	1402.10	192.48	2181.55	2399.71	

II.6. Vérifications :

On remarque que le poteau P2 est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{\text{total}} = 1402.10 \text{ KN} \quad Q_{\text{total}} = 192.48 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_U a 10%, telle que : $N_U^* = 1.1 * N_U$

Donc l'effort normal maximal a la base est : $N_u^* = 2399.71 \text{ KN}$

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad B : \text{section du béton}$$

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

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

Tableau.II.12. vérification à la compression simple

Niveau	N_U^* (MN)	B (m ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Sous-sol ; RDC	2399.71×10^{-3}	0.275	8.72	Vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème}	1987.84×10^{-3}	0.25	7.95	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	1594.55×10^{-3}	0.225	7.08	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	1005.83×10^{-3}	0.2025	4.96	Vérifiée
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	599.39×10^{-3}	0.16	3.74	Vérifiée

• **Vérification des conditions du RPA :**

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

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

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

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

• **Vérification au flambement :**

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

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

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

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

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

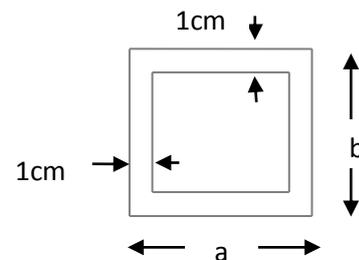


Figure .II.19. Section brute (Br).

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

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

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

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

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

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL 91(7.4.2)}$$

$Br = [a-2] \times [b-2]$. Il faut vérifier que : $Br \geq B_{rcal}$

❖ Vérification du poteau le plus sollicité

$l_0 = 2.98\text{m}$ $l_f = 0.7 \times l_0 = 2.086\text{m}$

$I = 0.00572 \text{ m}^4$

$\lambda = 14.46 < 50$

$\alpha = 0.821$

$$B_{rcal} \geq \frac{2399.71 \times 10^{-3}}{0.821 \times \left(\frac{25}{(0.9 \times 1.5)} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 0.132 \text{ m}^2$$

$$B_{radp} = [50-2] \times [55-2] \times 10^{-4} = 0.2544 \text{ m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau. II.13. Vérification au flambement :

poteaux	Nu* (KN)	B (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	B _{rcal} (m ²)	B _{radp} (m ²)	B _{radp} ≥ B _{rcal}
50×55	2399.71	0.275	2.98	2.086	14.46	0.821	0.132	0.2544	vérifiée
50×55	2399.71	0.275	4.08	2.86	19.83	0.798	0.136	0.2544	vérifiée
50×50	1987.84	0.25	3.06	2.142	14.84	0.82	0.110	0.2304	vérifiée
45×50	1594.55	0.225	3.06	2.142	16.48	0.813	0.089	0.206	vérifiée
45×45	1005.83	0.2025	3.06	2.142	16.48	0.813	0.056	0.185	vérifiée
40×40	599.39	0.16	3.06	2.142	18.55	0.804	0.033	0.144	vérifiée

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

II.7. Conclusion :

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

- **Poutres principales :** $30 \times 40 \text{ cm}^2$.
- **Poutres secondaires :** $30 \times 35 \text{ cm}^2$.
- **Poteaux du RDC, sous-sol :** $50 \times 55 \text{ cm}^2$
- **Poteaux de l'étage 1 et 2 :** $50 \times 50 \text{ cm}^2$.
- **Poteaux des étages 3,4 et 5 :** $45 \times 50 \text{ cm}^2$
- **Poteaux de l'étages 6 et 7 :** $45 \times 45 \text{ cm}^2$
- **Poteaux de l'étages 8 et 9 :** $40 \times 40 \text{ cm}^2$

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. BA) :

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

2. Application de la méthode :

• Valeurs des moments :

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

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

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

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

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

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

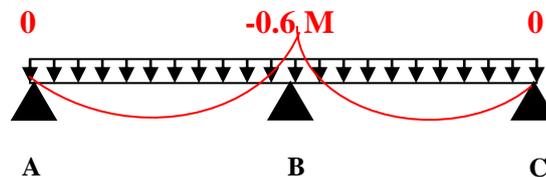


Figure. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

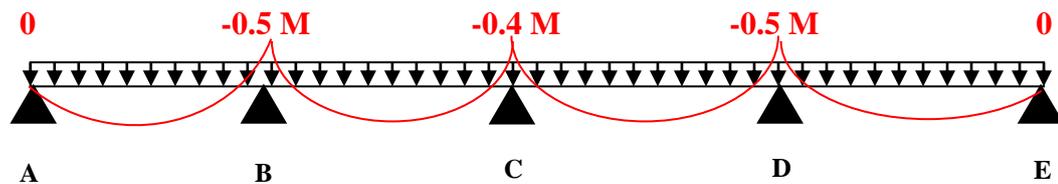


Figure. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et $\alpha = Q / (G+Q)$.

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

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le **BAEL91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0.15M_0$. Tel que $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$

• Evaluation de l'effort tranchant :

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

– 15% si c'est une poutre à deux travées.

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

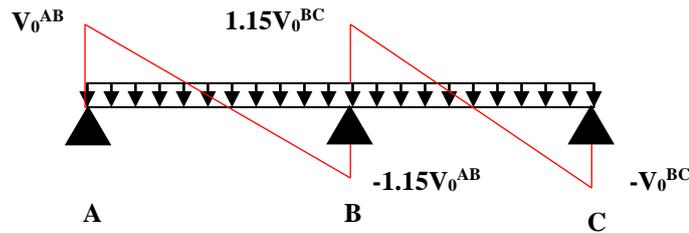


Figure. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

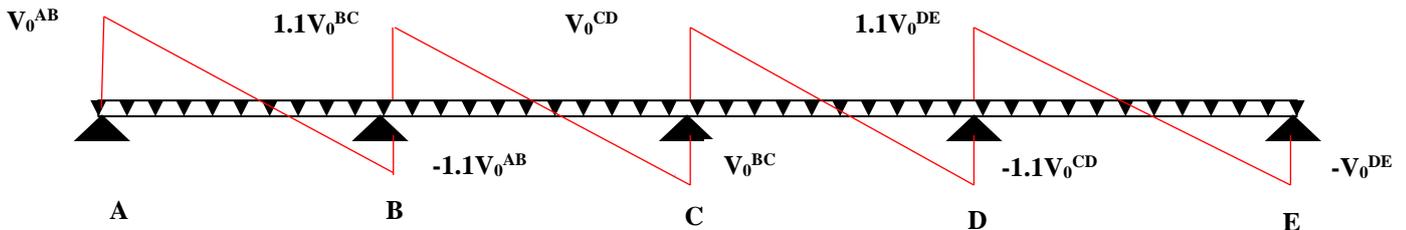


Figure. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

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

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

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

• Calcul des moments :

a).Moment en travée :

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

b).En appuis :

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

Tel que : ✓ L'_g et L'_d : longueurs fictives.

- ✓ q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées de l'appui considéré

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

• L'effort tranchant :

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

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

III.1.2.1. les différents types de poutrelles :

Dans notre projet on a différentes types des poutrelles représenté sur le tableau ci-dessous :

Tableau. III.1 : les types de poutrelles

types	Schéma statique
Etage courant	<p>Type1</p>
	<p>Type 2</p>
	<p>Type3</p>
	<p>Type 4</p>
Terrasse inaccessible	<p>Type1</p>
	<p>Type 2</p>

Terrasse accessible	Type 1	
	Type 2	
	Type 3	
	Type 4	
	Type 5	

III.1.2.3 : calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles de l'étage courant :

Remarque :

- On voit bien que les conditions d'applications de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour le type 3
- Pour les types (1,2 et 4) on applique la méthode de Caquot minorée

• Calcul des charges revenant aux poutrelles :

A l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \quad \text{et} \quad p_u = 0,65 \times q_u$$

$$q_u = 1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 1,5 = 9,445 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = 6,139 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

$$q_s = G + Q \quad \text{et} \quad p_s = 0,65 \times q_s$$

$$q_s = 5,33 + 1,5 = 6,83 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = 4,439 \text{ KN/ml}$$

• **Combinaisons d’actions et calculs des charges :**

Tableau .III.2. 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)
Plancher à usage d’habitation	5,33	1,5	9,445	6,139	6,83	4,44
Terrasse inaccessible	5,75	1	9,262	6,02	6,75	4,38
Terrasse accessible	4,33	1,5	8,09	5,26	5,83	3,79

III.1.2.4 : Calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles

Dans ce que suit, on va exposer un exemple de calcul détaillé de la méthode forfaitaire (type3-etage courant) et un exemple de calcul de la méthode de Caquot minorée (type1-etage courant).

Les autres résultats seront résumés dans des tableaux.

• **Poutrelle type 1 :**

➤ **Exemples de calcul :**

- **Application de la méthode forfaitaire :**

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

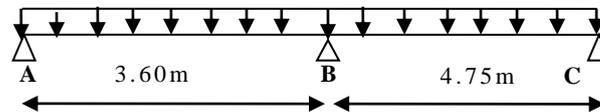


Figure. III.5.Poutrelle type 1

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.

- $\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,60}{4,75} = 0,75$ ne compris pas entre 0,8 et 1,25non vérifiée.

- F.P.Nvérifiée.

La 3^{eme} condition de la méthode forfaitaire n’est pas vérifiée ; on applique la méthode de Caquot minoré, en remplaçant G par G’ dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5,33 = 3,55 \text{ KN /m}^2$$

$$P_u = (1,35 G' + 1,5 Q) \times 0,65 = 4,577\text{KN /m}$$

$$P_s = (G' + Q) \times 0,65 = 3,282 \text{ KN /m}$$

A l'ELU :

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_C = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

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

Appuis intermédiaire

$$M_B = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

$$(ELU) : P_g = P_d = 4,577 \text{ KN/m}$$

$$(ELS) : P_g = P_d = 3,282 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g^? = L_g = 3,60 \text{ m.}$$

$$L_d^? = L_d = 4,75 \text{ m.}$$

$$(ELU): M_B = - \frac{(4,577)(3,60)^3 + (4,577)(4,75)^3}{8,5 \times (3,60 + 4,75)} = -9,92 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(ELS): M_B = - \frac{(3,282)(3,60)^3 + (3,282)(4,75)^3}{8,5 \times (3,60 + 4,75)} = -7,12 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Travée AB :

$$X = \frac{3,60}{2} - \frac{0 - (-9,91)}{6,139 \times 3,60} = 1,35 \text{ m}$$

$$\text{➤ (ELU): } M_0(x) = \frac{6,139 \times 1,35}{2} \times (3,60 - 1,35) = 9,32 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(x) = 9,32 + (-9,91 \times \frac{1,35}{3,60}) = 5,60 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{➤ (ELS): } X = \frac{3,60}{2} - \frac{0 - (-7,11)}{4,439 \times 3,60} = 1,35 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4,439 \times 1,35}{2} \times (3,60 - 1,35) = 6,74 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 6,74 + (-7,11) \times \frac{1,35}{3,60} = 4,072 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$X = \frac{4,75}{2} - \frac{-9,91 - 0}{6,139 \times 4,75} = 2,71 \text{ m}$$

$$\text{➤ (ELU): } M_0(x) = \frac{6,139 \times 2,71}{2} \times (4,75 - 2,71) = 16,96 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 16,96 - 9,91 \times \left(1 - \frac{2,71}{4,75}\right) = 12,70 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ (ELS): } M_0(x) = \frac{4,439 \times 2,71}{2} \times (4,75 - 2,71) = 12,27 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 12,27 - 7,17 \times \left(1 - \frac{2,71}{4,75}\right) = 9,212 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6,139 \times 3,60}{2} + \frac{-9,91 - 0}{3,60} = 8,292 \text{ KN}$$

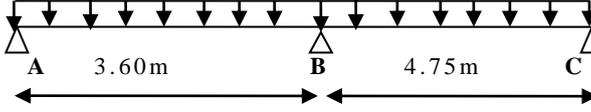
$$V_B = -\frac{6,139 \times 3,60}{2} + \frac{-9,91 + 0}{3,60} = -13,808 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6,139 \times 4,75}{2} + \frac{0 - (-9,91)}{4,75} = 16,67 \text{ KN}$$

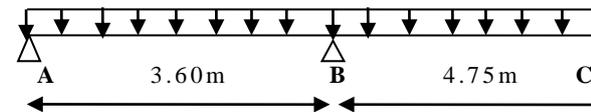
$$V_C = -\frac{6,139 \times 4,75}{2} + \frac{0 - (-9,91)}{4,75} = -12,49 \text{ KN}$$

Tableau .III.3.Sollicitations à l'ELU (type 1)



	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	P_u' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Plancher Étage courant	A-B	3,60	6,139	4,577	6,74	0	-9,92	5,60	8,292	-13,80
	B-C	4,75	6,139	4,577	16,96	-9,92	0	12,705	16,67	-12,49

Tableau .III.4.Sollicitations à l'ELS (type 1)

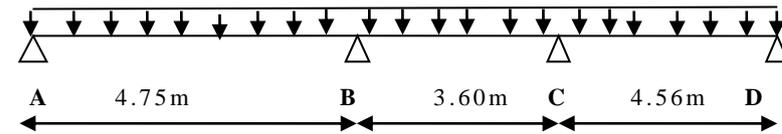


	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	P_s' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Plancher étage courant	A-B	3,60	4,439	3,282	6,74	0	-7,12	4,072
	B-C	4,75	4,439	3,282	12,27	-7,12	0	9,212

❖ Poutrelle type 2 :

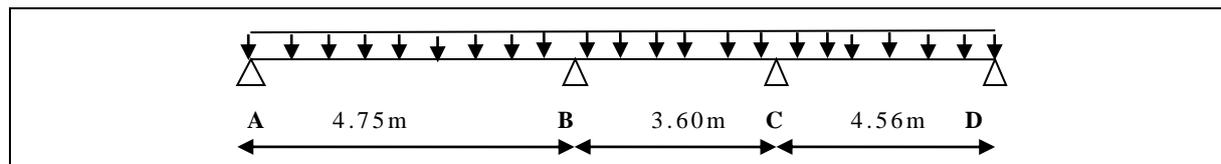
Le tableau suivant résume les résultats du calcul de la poutrelle type 2

Tableau .III.5.Sollicitations à l'ELU (type 2)



	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	P_u' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Plancher Étage courant	A-B	4,75	6,139	4,577	16,98	0	-9,25	13,00	12,63	-16,52
	B-C	3,60	6,139	4,577	9,95	-9,25	-8,60	1,02	11,23	-10,86
	C-D	4,56	6,139	4,577	15,68	-8,60	0	11,94	15,88	-12,11

Tableau .III.6.Sollicitations à l'ELS (type 2)

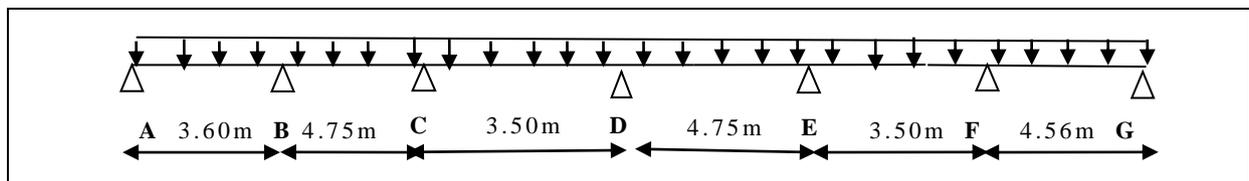


	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	P_s' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Plancher étage courant	A-B	4,75	4,439	3,282	12,28	0	-6,63	9,42
	B-C	3,60	4,439	3,282	7,20	-6,63	-6,16	0,791
	C-D	4,56	4,439	3,282	11,33	-6,16	0	8,66

❖ **Poutrelle type 4 :**

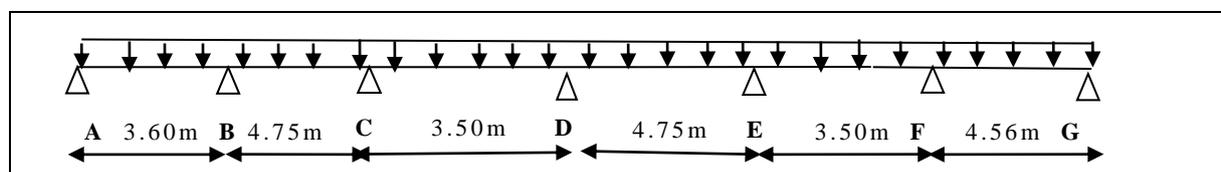
Le tableau suivant résume les résultats du calcul de la poutrelle type 4

Tableau .III.7.Sollicitations à l'ELU (type 4)



	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	P_u' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Plancher Etage courant	A-B	3,60	6,139	4,577	9,59	0	-7,39	6,59	9	-13,10
	B-C	4,75	6,139	4,577	17,31	-7,39	-6,27	10,48	14,81	-14,34
	C-D	3,50	6,139	4,577	9,38	-6,27	-6,27	3,12	10,74	-10,74
	D-E	4,75	6,139	4,577	17,31	-6,27	-6,27	11,05	14,58	-14,58
	E-F	3,50	6,139	4,577	9,36	-6,27	-4,74	3,90	11,17	-10,30
	F-G	4,56	6,139	4,577	15,48	-4,74	0	13,67	15,03	-12,95

Tableau .III.8.Sollicitations à l'ELS (type 4)

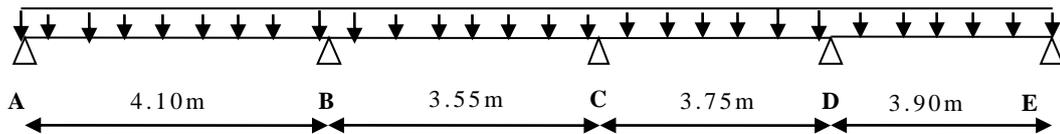


	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	P_s' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Plancher étage courant	A-B	3,60	4,439	3,282	6,93	0	-5,3	4,78
	B-C	4,75	4,439	3,282	12,51	-5,3	-4,49	7,62
	C-D	3,50	4,439	3,282	6,78	-4,49	-4,49	2,29
	D-E	4,75	4,439	3,282	12,49	-4,49	-4,49	8,02
	E-F	3,50	4,439	3,282	6,77	-4,49	-3,40	2,85
	F-G	4,56	4,439	3,282	11,20	-3,40	0	9,89

❖ **Poutrelle type 3 :****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.
- $L_i / l_{i+1} = \frac{4,10}{3,55} = 1,15$ 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.

**b. calcul des sollicitations :**

À l'ELU :

$$P_u = 6,14 \text{ KN/m}$$

À l'ELS :

$$P_s = 4,44 \text{ KN/m}$$

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 en travée :**

À l'ELU :

$$M_0 : \text{Moment isostatique} : M_0 = \frac{P_u l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B} : M_0 = \frac{6,139 \times (4,10)^2}{8} = 12,90 \text{ KN/m}$$

$$\text{Travée B-C} : M_0 = \frac{6,139 \times (3,55)^2}{8} = 9,67 \text{ KN/m}$$

$$\text{Travée C-D} : M_0 = \frac{6,139 \times (3,75)^2}{8} = 10,79 \text{ KN/m}$$

$$\text{Travée D-E} : M_0 = \frac{6,139 \times (3,90)^2}{8} = 11,67 \text{ KN/m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B} : M_0 = \frac{4,439 \times (4,10)^2}{8} = 9,33 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C} : M_0 = \frac{4,439 \times (3,55)^2}{8} = 6,99 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D} : M_0 = \frac{4,439 \times (3,75)^2}{8} = 7,80 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E} : M_0 = \frac{4,439 \times (3,90)^2}{8} = 8,44 \text{ KN.m}$$

Tableau .III.9. Les moments isostatiques max en travées

Travée	M ₀ (ELU) (KN .m)	M ₀ (ELS) (KN .m)
A-B	12,90	9,33
B-C	9,67	6,99
C-D	10,79	7,80
D-E	11,67	8,44

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

Les moments sur les appuis de rives sont nuls, mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $-0,15 \times M_0$.

$$\text{ELU : } M_A = M_E = -0,15 \times M_0 = -0,15 \times 12,89 = -1,93 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_A = M_E = -0,15 \times M_0 = -0,15 \times 9,32 = -1,40 \text{ KN.m}$$

À l'ELU :

$$M_B = -0,5 \times \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0,5 \times \max(12,89 ; 9,67) = -6,45 \text{ KN.M}$$

$$M_C = -0,4 \times \max(M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = -0,4 \times \max(9,67 ; 10,79) = -4,31 \text{ KN. M}$$

$$M_D = -0,5 \times \max(M_0^{CD} ; M_0^{DE}) = -0,5 \times \max(10,79 ; 11,67) = -5,83 \text{ KN. M}$$

À l'ELS :

$$M_B = -0,5 \times \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0,5 \times \max(9,32 ; 6,99) = -4,66 \text{ KN.M}$$

$$M_C = -0,4 \times \max(M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = -0,4 \times \max(6,99 ; 7,80) = -3,12 \text{ KN. M}$$

$$M_D = -0,5 \times \max(M_0^{CD} ; M_0^{DE}) = -0,5 \times \max(7,80 ; 8,44) = -4,22 \text{ KN. M}$$

- **Les moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,33} = 0,219$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1 + 0,3(0,219) = 1,06$$

$$\frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} = 0,63$$

➤ Travée A-B :

$$a) M_t^{AB} + (M_A + M_B) / 2 \geq \text{Max} (1,05 M_0^{AB} ; (1+0,3\alpha)M_0^{AB})$$

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} (1,05 ; 1+0,3\alpha)M_0^{AB} - (M_A + M_B) / 2$$

$$\text{➤ (ELU)} : M_t^{AB} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,06)12,89 - (0+6,44) / 2 = 10,52 \text{ KN.m} \dots\dots(1)$$

$$\text{➤ (ELS)} : M_t^{AB} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,06)9,32 - (0+4,66) / 2 = 7,61 \text{ KN.m} \dots\dots(2)$$

$$b) M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2 \quad \text{dans une travée de rive.}$$

$$\text{➤ (ELU)} : M_t \geq 0,63 \times 12,90 = 8,12 \text{ KN.m} \dots\dots(3)$$

$$\text{➤ (ELS)} : M_t \geq 0,63 \times 9,33 = 5,87 \text{ KN} \dots\dots(4)$$

$$\Rightarrow \text{(ELU)} : M_t^{AB} \geq \text{Max} [(1) ; (3)] = 10,52 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{(ELS)} : M_t^{AB} \geq \text{Max} [(2) ; (4)] = 7,61 \text{ KN.}$$

➤ Travée B-C :

$$c) M_t^{BC} + (M_B + M_C) / 2 \geq \text{Max} (1,05 M_0^{BC} ; (1+0,3\alpha)M_0^{BC})$$

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} (1,05 ; 1+0,3\alpha)M_0^{BC} - (M_B + M_C) / 2$$

$$\text{(ELU)} : M_t^{BC} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,06)9,67 - (6,44+4,316) / 2 = 4,87 \text{ KN .m} \dots\dots(1)$$

$$\text{(ELS)} : M_t^{BC} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,06)6,99 - (4,66+3,12) / 2 = 3,52 \text{ KN .m} \dots\dots(2)$$

$$d) M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2 \quad \text{dans une travée de rive.}$$

$$\text{(ELU)} : M_t \geq 0,63 \times 9,67 = 5,15 \text{ KN.m} \dots\dots(3)$$

$$\text{(ELS)} : M_t \geq 0,63 \times 6,99 = 3,72 \text{ KN .m} \dots\dots(4)$$

$$\Rightarrow \text{(ELU)} : M_t^{BC} \geq \text{Max} [(1) ; (3)] = 5,15 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{(ELS)} : M_t^{BC} \geq \text{Max} [(2) ; (4)] = 3,72 \text{ KN .m}$$

➤ Travée C-D :

$$e) M_t^{CD} + (M_C + M_D) / 2 \geq \text{Max} (1,05 M_0^{CD} ; (1+0,3\alpha)M_0^{CD})$$

$$M_t^{CD} \geq \text{Max} (1,05 ; 1+0,3\alpha)M_0^{CD} - (M_C + M_D) / 2$$

$$\text{(ELU)} : M_t^{CD} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,06)10,79 - (4,31+5,83) / 2 = 1,29 \text{ KN .m} \dots\dots(1)$$

$$\text{(ELS)} : M_t^{CD} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,06)7,80 - (3,12+4,22) / 2 = 0,93 \text{ KN .m} \dots\dots(2)$$

$$f) M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2 \quad \text{dans une travée de rive.}$$

$$\text{➤ (ELU)} : M_t \geq 0,63 \times 10,79 = 6,42 \text{ KN.m} \dots\dots(3)$$

$$\text{➤ (ELS)} : M_t \geq 0,63 \times 7,80 = 4,64 \text{ KN .m} \dots\dots(4)$$

$$\Rightarrow \text{(ELU)} : M_t^{CD} \geq \text{Max} [(1) ; (3)] = 6,42 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{(ELS)} : M_t^{CD} \geq \text{Max} [(2) ; (4)] = 4,64 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée D-E :**

$$g) M_t^{DE} + (M_D + M_E) / 2 \geq \text{Max} (1,05 M_0^{DE} ; (1+0,3\alpha) M_0^{DE})$$

$$M_t^{DE} \geq \text{Max} (1,05 ; 1+0,3\alpha) M_0^{DE} - (M_D + M_E) / 2$$

$$(\text{ELU}) : M_t^{DE} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,06) 11,67 - (5,83+0) / 2 = 9,52 \text{ KN.m} \dots\dots(1)$$

$$(\text{ELS}) : M_t^{DE} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,06) 8,44 - (4,22+0) / 2 = 6,88 \text{ KN.m} \dots\dots(2)$$

$$h) M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2 \quad \text{dans une travée de rive.}$$

$$(\text{ELU}) : M_t \geq 0,63 \times 11,67 = 7,35 \text{ KN.m} \dots\dots(3)$$

$$(\text{ELS}) : M_t \geq 0,63 \times 8,44 = 5,31 \text{ KN.m} \dots\dots(4)$$

$$\Rightarrow (\text{ELU}) : M_t^{DE} \geq \text{Max} [(1) ; (3)] = 9,52 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (\text{ELS}) : M_t^{DE} \geq \text{Max} [(2) ; (4)] = 6,88 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des efforts tranchants (ELU) :**

$$\text{L'effort tranchant isostatique à l'ELU : } V_0 = \frac{P_u \times l}{2}$$

➤ **Travée A-B :**

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6,139 \times 4,10}{2} = 12,58 \text{ KN.m}$$

$$V_B = -1,1 \frac{P_u \times l}{2} = -1,1 \frac{6,139 \times 4,10}{2} = -13,84 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée B-C :**

$$V_B = 1,1 \frac{P_u \times l}{2} = 1,1 \frac{6,139 \times 3,55}{2} = 13,84 \text{ KN.m}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{6,136 \times 3,55}{2} = -11,51 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée C-D :**

$$V_C = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6,139 \times 3,75}{2} = 11,51 \text{ KN.m}$$

$$V_D = -1,1 \frac{P_u \times l}{2} = -1,1 \frac{6,139 \times 3,75}{2} = -13,17 \text{ KN.m}$$

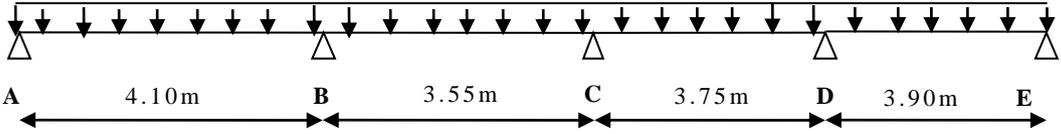
➤ **Travée D-E :**

$$V_D = 1,1 \frac{P_u \times l}{2} = 1,1 \frac{6,139 \times 3,90}{2} = 13,17 \text{ KN.m}$$

$$V_D = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{6,139 \times 3,90}{2} = -11,97 \text{ KN.m}$$

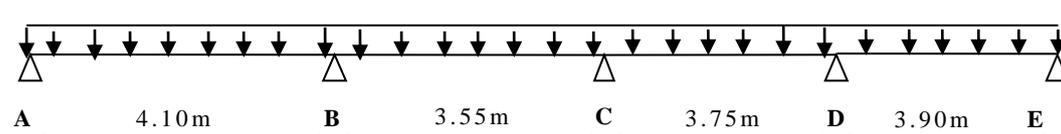
Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau .III.10. Sollicitations à l'ELU (type 3) :



Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Plancher Etage courant	A-B	4,10	6,14	12,90	0	-6,45	10,52	12,58	-13,84
	B-C	3,55	6,14	9,67	-6,45	-4,31	5,15	13,84	-11,51
	C-D	3,75	6,14	10,79	-4,31	-5,83	6,42	11,51	-13,17
	D-E	3,90	6,14	11,67	-5,83	0	9,52	13,17	-11,97

Tableau .III.11. Sollicitations à l'ELS (type 3) :

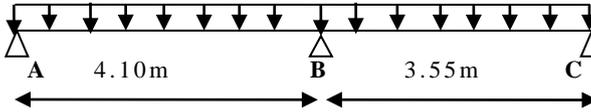


Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Plancher Etage Courant	A-B	4, 10	4,439	9,33	0	-4,66	7,61
	B-C	3, 55	4,439	6,99	-4,66	-3,12	3,72
	C-D	3, 75	4,439	7,80	-3,12	-4,22	4,64
	D-E	3, 90	4,439	8,44	-4,22	0	6,88

❖ **Calcul des poutrelles de la terrasse inaccessible**

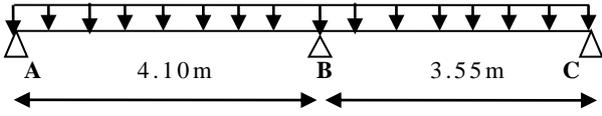
- **Poutrelle type 1 :**

Tableau .III.12. Sollicitations à l'ELU (type 1) :



	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	P_u' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Terrasse inaccessible	A-B	4,10	9,26	6,02	12,65	0	-7,59	9,48	12,34	-14,19
	B-C	3,55	9,26	6,02	9,48	-7,59	0	6,16	12,29	-10,68

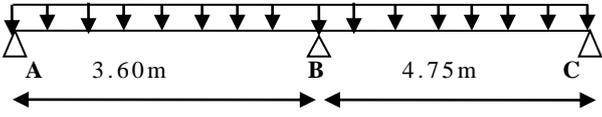
Tableau .III.13.Sollicitations à l'ELS (type 1) :



	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	P_s' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Terrasse inaccessible	A-B	4,10	6,75	4,38	9,22	0	-5,532	6,915
	B-C	3,55	6,75	4,38	6,912	-5,532	0	4,492

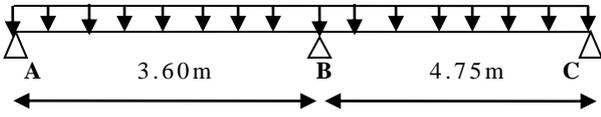
- **Poutrelle type 2 :**

Tableau .III.14.Sollicitations à l'ELU (type 2) :



	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	P_u' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Terrasse inaccessible	A-B	3,60	9,26	4,33	6,59	0	-9,40	5,61	8,22	-13,45
	B-C	4,75	9,26	4,33	11,98	-9,40	0	12,60	16,28	-12,32

Tableau .III.15.Sollicitations à l'ELS (type 2) :



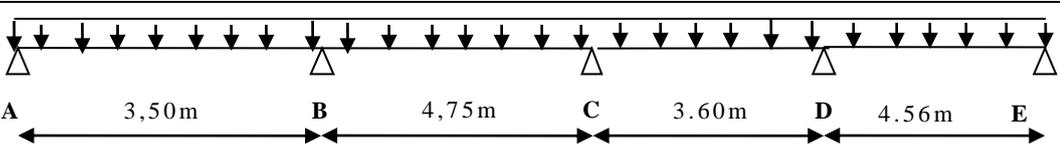
	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	P_s' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Terrasse inaccessible	A-B	3,60	6,75	3,14	4,78	0	-6,81	4,11
	B-C	4,75	6,75	3,14	8,68	-6,81	0	9,20

❖ **Calcul des poutrelles de la terrasse accessible**

- **Poutrelle type 1 :**

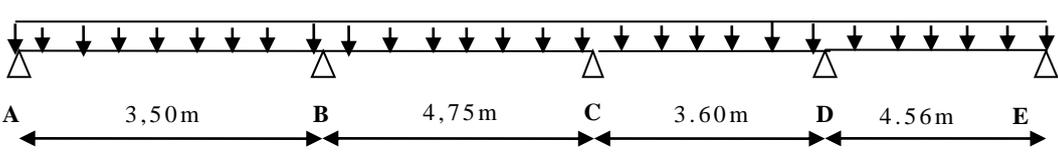
Le tableau suivant résume les résultats du calcul de la poutrelle type 2

Tableau .III.16.Sollicitations à l'ELU (type 1) :



	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	P_u' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Terrasse accessible	A-B	3,50	8,09	3,99	5,86	0	-6,29	5,21	7,41	-11
	B-C	4,75	8,09	3,99	11,25	-6,29	-5,54	8,92	12,65	-12,33
	C-D	3,60	8,09	3,99	6,44	-5,54	-7,50	2,03	8,92	-10,01
	D-E	4,56	8,09	3,99	10,17	-7,50	0	10,18	13,64	-10,35

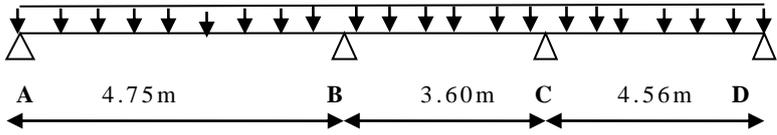
Tableau .III.17.Sollicitations à l'ELS (type 1) :



	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	P_s' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Terrasse accessible	A-B	3,50	5,83	2,85	4,18	0	-4,49	3,77
	B-C	4,75	5,83	2,85	8,037	-4,43	-3,95	6,46
	C-D	3,60	5,83	2,85	4,60	-3,95	-5,35	1,50
	D-E	4,56	5,83	2,85	7,27	-5,35	0	7,35

- **Poutrelle type 2**

Tableau .III.18.Sollicitations à l'ELU (type 2) :



	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	P_u' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Terrasse accessible	A-B	4,75	8,09	3,99	11,04	0	-8,07	11,07	10,79	-14,19
	B-C	3,60	8,09	3,99	6,46	-8,07	-7,50	0,73	9,63	-9,31
	C-D	4,56	8,09	3,99	10,18	-7,50	0	10,18	13,64	-10,35

Tableau .III.19.Sollicitations à l'ELS (type 2) :

	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	P_s' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Terrasse accessible	A-B	4,75	5,83	2,85	7,88	0	-5,76	8
	B-C	3,60	5,83	2,85	4,61	-5,76	-5,35	0,58
	C-D	4,56	5,83	2,85	7,27	-5,35	0	7,35

- Poutrelle type 3 :

Tableau .III.20.Sollicitations à l'ELU (type 3) :

	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	P_u' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Terrasse accessible	A-B	3,60	8,09	3,99	6,09	0	-8,15	4,93	7,20	-11,73
	B-C	4,56	8,09	3,99	10,14	-8,15	0	9,90	13,78	-10,21

Tableau .III.21.Sollicitations à l'ELS (type 3) :

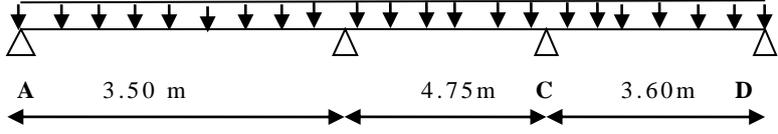
	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	P_s' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Terrasse accessible	A-B	3,60	5,83	2,85	4,35	0	-5,81	3,57
	B-C	4,56	5,83	2,85	7,24	-5,81	0	7,15

- Poutrelle type 4

Tableau .III.22.Sollicitations à l'ELU (type 4) :

	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	P_u' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Terrasse accessible	A-B	3,50	8,09	3,99	5,86	0	-6,29	5,21	7,41	-11
	B-C	4,75	8,09	3,99	11,25	-6,29	-6,45	8,46	12,46	-12,53
	C-D	3,60	8,09	3,99	6,23	-6,45	0	5,60	11,26	-7,68

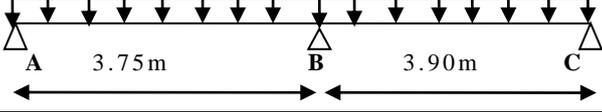
Tableau .III.23.Sollicitations à l'ELS (type 4) :



	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	P_s' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Terrasse accessible	A-B	3.50	5,83	2,85	4,18	0	-4,49	3,77
	B-C	4.75	5,83	2,85	8,03	-4,49	-4,60	6,14
	C-D	3.60	5,83	2,85	4,45	-4,60	0	4,05

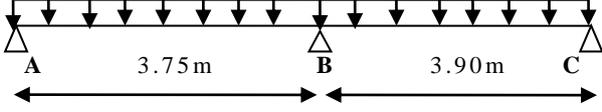
- Poutrelle type 5 :

Tableau .III.24.Sollicitations à l'ELU (type 5) :



	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	P_u' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Terrasse accessible	A-B	3,75	8,09	5,25	9,25	0	-6	6,96	9,86	-11,34
	B-C	3,90	8,09	5,25	10	-6	0	7,77	11,80	-10,26

Tableau .III.25.Sollicitations à l'ELS (type 5) :



	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	P_s' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Terrasse accessible	A-B	3,75	5,83	3,79	6,66	0	-4,32	5,01
	B-C	3,90	5,83	3,79	7,20	-4,32	0	5,6

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau .III.26. Sollicitations maximales aux états limites des différents niveaux :

	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		M_{MAX}^{Appui} (kN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ KN.m	V_{max} (KN)	M_{MAX}^{Appui} (kN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)
		rive	inter			rive	inter	
Etage courant	01	-2,54	-9,92	12,705	16,67	-1,84	-7,92	9,21
	02	-1,84	-9,25	13	-16,52	-1,84	-6,63	9,41
	03	-1,43	-6,45	10,52	13,84	-1,87	-4,66	7,55
	04	-1,93	-7,39	13,67	15,03	-1,40	-5,3	7,61
Terrasse inaccessible	01	-1,89	-7,59	9,48	-14,19	-1,38	-5,53	6,91
	02	-1,79	-9,40	12,60	16,28	-1,30	-6,81	9,20
Terrasse Accessible	01	-1,52	-7,50	10,18	13,64	-1,09	-5,35	7,35
	02	-1,65	-8,07	11,07	-14,19	-1,18	-5,76	8
	03	-1,52	-8,15	9,90	13,78	-1,08	-5,81	7,15
	04	-0,93	-6,45	8,46	-12,53	-0,66	-4,60	6,14
	05	-1,5	-6	7,77	11,80	-1,08	-4,32	5,60

Tableau .III.27. Les Sollicitations maximales :

Type d'étage	ELU				ELS	
	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	v^{max} (KN)	M_0^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Habitation	9,92	13,67	16,67	16,98	7,92	9,41
Terrasse inaccessible	9,40	12,60	16,28	12,65	6,81	9,20
Terrasse accessible	8,15	11,07	14,19	11,25	5,81	7,35

III.1.2.5 : Ferrailage de poutrelles :

- Etage courant :

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

- dans ce qui suit, on va exposer un exemple de calcul pour les poutrelle de l'étage courant.
- Les autres résultats seront résumés dans des tableaux.

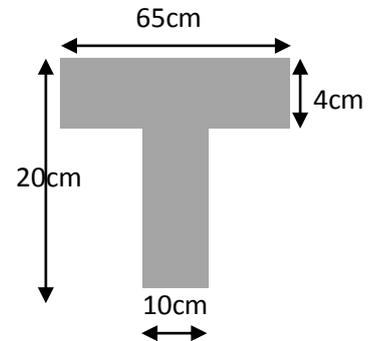
➤ Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour une section en T.

En travée :

On ferraille toutes les travées de la même manière

avec : $M_{t\max} = 13,67 \text{ KN.m}$



- En appui :

M_0^{max} : Moment isostatique de la travée de rive

$$M_{a\text{ riv}}^{max} = -0,15 \times M_0^{max} = -0,15 \times 16,98 = -2,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{a\text{ int}}^{max} = 9,92 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 16,67 \text{ KN}$$

- Ferrailage en travée :

$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d - h_0/2)$Moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \Rightarrow M_{tu} = 59,07 \times 10^{-3} \text{ MN.m} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \rightarrow$ La table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe dans la table de compression donc le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire :

$$(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \times f_{bu}}; \quad d = 0,9 \times h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13,67 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,045; \quad \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A } (\epsilon_{st} = 10\%) \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0,045 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,057$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0,175m$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{13,67 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 2,24cm^2 \Rightarrow A_t = 2,24cm^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,41cm^2$$

$$A_{\min} = 1,41cm^2 < A_t = 2,24cm^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\text{On opte pour : } A_t = 3HA10 = 2,36cm^2$$

-Ferrailage en appuis :

En appui intermédiaire :

Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de ($b_0 \times h$).

$$M_{\text{aint}} = 9,92KN.m; \quad \mu_{bu} = \frac{9,92 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,21;$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0,21, \mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \times \left(\frac{1-\alpha}{\alpha}\right) \Rightarrow \varepsilon_{st} = 8,56\% > \varepsilon_t = 1,74\% \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0,21 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,29$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0,16m$$

$$A_{ai} = \frac{M_{ai}}{z \times f_{st}} = \frac{9,92 \times 10^{-3}}{0,16 \times 348} = 1,77cm^2 \Rightarrow A_{ai} = 1,77cm^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_{ai} = 1,77cm^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\text{On opte pour: } A_{ai} = 1HA10(\text{filante}) + 1HA12(\text{chapeau}) = 1,92cm^2$$

En appui de rive

$$M_{a \text{ riv}} = -2,54KN.m; \quad \mu_{bu} = \frac{2,54 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,05; \Rightarrow \mu_{bu} = 0,05$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,05 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,064 \quad 2$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1754m$$

$$A_{ai} = \frac{\text{Ma rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2,54 \times 10^{-3}}{0,1754 \times 348} = 0,42 \text{cm}^2$$

$$A_{a \text{ rive}} = 0,42 \text{cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,22 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,22 \text{cm}^2 < A_{ai} = 0,42 \text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée.}$$

On opte pour : 1HA10 = 0,79cm².

➤ Vérification des poutrelles à l'ELU

• Cisaillement

$$V_u = 16,67 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{16,67 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} \Rightarrow \tau_u = 0,925 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min [(0,2/\gamma_b) * f_{ct28}; 5 \text{MPa}] = 3,33 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C'est vérifié}$$

Pas risque de cisaillement.

• Choix des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_t^{\min}, \frac{b_0}{10} \right)$$

BAEL91 (Article H .III.3)

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}, 8, \frac{100}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq 5,7 \text{mm} \Rightarrow \text{on choisit un étrier } \Phi_t = 6 \text{mm.}$$

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi_6 = 0,57 \text{cm}^2$.

• **L'espaceur St :**

L'espaceur des courts successifs d'armatures transversal doit satisfaire les conditions suivantes :

$$1) St \leq \text{Min} (0.9d, 40\text{cm}) = St \leq \text{Min} (0,9 \times 18; 40\text{cm})$$

$$\Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2) St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28} K)} \Rightarrow S_t \leq 61,83 \text{ cm} \quad (\text{article A.5.1.2.2})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right. \Rightarrow K=1$$

$$3) St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}$$

$$St = \text{min} (1; 2; 3) \Rightarrow \text{on opte pour } St = 15\text{cm.}$$

• **Vérification de la jonction table nervure :**

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \Rightarrow b_1 = 0,275\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = 1,08\text{MPa} \quad (\text{Art. A.5.3.2})$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min} [(0,2/\gamma_b) * f_{c28}; 5\text{MPa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

\(\Rightarrow\) Pas risque de rupture à la jonction table-nervure.

• **Vérification à l'effort tranchant**

Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u) au niveau l'appui :

En appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 2,36 + 0,79 = 3,15\text{cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \times 16,66 \times 10^{-3} = 0,47\text{cm}^2 \dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

En appuis intermédiaire :

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 4,28\text{cm}^2$$

$$A_l \geq [V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d}] \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 2,23\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

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

- Vérification de la bielle :**

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad (\text{Art A.6.1.3 [1]}).$$

$$\text{Avec : } a_{\max} = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,18 = 16,20 \text{ cm}$$

$$V_u = 16,67 \text{ kN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 = 108,135 \text{ kN} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des poutrelles à l'ELS**

- **Etat limite de compression du béton**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 3,32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

- En travée**

$$M_t = 9,41 \text{ kN.m} \quad A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Position de l'axe neutre :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,65 \times (0,04)^2}{2} - 15 \times 2,36 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = 2,44 \times 10^{-5} > 0$$

Donc l'axe neutre passe par la table de compression

Vérification d'une section rectangulaire (b*h).

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot A \cdot y - 30 \cdot d \cdot A = 0$$

$$0,65 \times y^2 + 0,00708 \times y - 0,00127 = 0$$

$$Y = 3,90 \text{ cm}$$

$$I = \frac{0,65}{3} \times (0,039)^3 + 15 \times 2,36 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,039)^2 \Rightarrow I = 8323,11 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9,42 \times 10^{-3}}{8323,11 \times 10^{-8}} \times 0,039$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 4,40 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

- En appuis intermédiaire**

$$M_{ser} = 7,92 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$A_{ai} = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,1 \times (0,04)^2}{2} - 15 \times 2,36 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = -4,15 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H = -4,15 \times 10^{-4} < 0$ donc l'axe neutre passe par la nervure, vérification des contraintes pour une section en T

Vérification d'une section en T :

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

$$\frac{0,1}{2} y^2 + [15 \times 2,36 \times 10^{-4} + (0,65 - 0,1) \times 0,04] y - 15 \times 2,36 \times 10^{-4} \times 0,18 - (0,65 - 0,1) \times \frac{(0,04)^2}{2} = 0$$

$$0,05 y^2 + 0,02605 y - 1,0077 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,030$$

$$y = 3,95 \text{ cm}$$

$$I = \frac{0,65}{3} \times (0,0395)^3 - \frac{(0,65 - 0,1) \times (0,0395 - 0,04)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,0395)^2 \Rightarrow I = 8310 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7,92 \times 10^{-3}}{8310 \times 10^{-8}} \times 0,0395$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,36 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

- **Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service. 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.

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

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

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

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 : $\frac{h}{L} = \frac{20}{475} = 0,042 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée donc on doit faire une

vérification à la flèche, les résultats sont récapitulés dans le Tableau .III.31.

Tableau .III.28. Calcul des sections d'armatures des poutrelles :

		Ferrailage longitudinal							Ferrailage Transversale	
		M _t KN.m	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s cm ²	A _{min} cm ²	A choisit (cm ²)	A _t (cm ²)	S _t cm
habitation	Travé	13,6	0,045	0,057	0,175	2,24	1,41	3HA10=2.36	2HA8=1,01	15
	Appui inter	9,92	0,21	0,29	0,16	1,77	0,22	1HA10+1HA12 = 1.92	2HA8=1,01	15
	Appui rive	2,54	0,05	0,064	0,1754	0,42	0,22	1HA10=0,79	2HA8=1,01	15
Terrasse inaccessible	Travé	12,60	0,042	0,053	0,176	2,05	1,41	3HA10=2.36	2HA8=1,01	15
	Appui inter	9,40	0,20	0,28	0,159	1,69	0,22	1HA10+1HA12= 1.92	2HA8=1,01	15
	Appui rive	1,89	0,041	0,052	0,176	0,30	0,22	1HA10=0.79	2HA8=1,01	15
Terrasse accessible	Travé	11,07	0,037	0,047	0,176	1,80	1,41	3HA10=2.36	2HA8=1,01	15
	Appui inter	8,15	0,177	0,24	0,162	1,44	0,22	1HA10+1HA12= 1.92	2HA8=1,01	15
	Appui rive	1,65	0,035	0,045	0,176	0,26	0,22	1HA10=0.79	2HA8=1,01	15

• **Les vérifications des armatures longitudinales et transversales :**

Tableau .III.29 . Vérification des armatures longitudinales et transversales.

Plancher étage	Influence sur le béton		Influence sur les aciers		Jonction table nervure
	Contrainte	La bielle	Appui inter	Appui de rive	
Courant	0,925<3,33	16,67<108,1	2,23<4,28	0,47<3,15	1,08<3,33
Terrasse inaccessible	0,90<3,33	16,28<108,1	2,1<4,28	0,46<3,15	1,06<3,33
Terrasse accessible	0,78<3,33	14,19<108.1	1,85<4,28	0,40<3,15	0,92<3,33
Observation	vérifiées	vérifiées	vérifiées	vérifiées	vérifiées

- **Les vérifications des états limitent de compression du béton :**

Tableau .III.30. Vérifications des états limitent de compression du béton.

Plancher étage	Travée				Appui				Observ
	M_t KN.m	Y cm	I cm^4	σ MPa	M_t KN.m	Y cm	I cm^4	σ MPa	
Courant	9,41	3,90	8323.11	4,40	9,92	3,95	8310	3,36	vérifiées
Terrasse inaccessible	9,20	3,90	8323,11	4,31	6,81	3,95	8310	3,23	vérifiées
Terrasse accessible	7,35	3,90	8323,11	3,44	5,81	3,95	8310	2,76	vérifiées

- **vérification de la flèche.**

NB : un exemple de calcul pour l'étage courant, les autres résultats sont résumés dans des tableaux.

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

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

Poutre inférieure à 5m, La flèche admissible est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{475}{500} \Rightarrow f_{adm} = 0,95 \text{ cm}$$

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

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

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

- **Evaluation des moments en travée :**

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

$$q_{jser} = 0,65 \times 2,85 = 1,85 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{gser} = 0,65 \times 5,33 = 3,464 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{pser}=0,65 \times 6,83 = 4,44 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser}=0,75 \times \frac{q_{jser} \cdot l^2}{8} = \frac{1,85(4,75)^2}{8} = 3,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser}=0,75 \times \frac{q_{gser} \cdot l^2}{8} = \frac{3,464(4,75)^2}{8} = 7,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser}=0,75 \times \frac{q_{pser} \cdot l^2}{8} = \frac{4,44(4,75)^2}{8} = 9,39 \text{ KN.m}$$

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre $\Rightarrow y = 3,95 \text{ cm}$

Position du centre de gravité de la section homogène :

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

$$v = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times (2,36 \times 18')}{(10 \times 20) + (65 - 10) \times 4 + 15 \times (2,36)} = 5,37 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

$$I_0 = \frac{65 \times 5,37^3}{3} + \frac{10 \times (20 - 5,37)^3}{3} - \frac{(65 - 10) \times (5,37 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,36 (18 - 5,37)^2$$

$I_0 = 19392,8 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton))

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2,36 \times 10^{-4}}{0,1 \times 0,18} \Rightarrow \rho = 0,013$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0,05 \times 65 \times 2,1}{(2 \times 65 + 3 \times 10) \times 0,013} = 3,28 \text{ Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,31 \text{ Déformation différée.}$$

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

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

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa.}$$

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

$$E_v = 10721,40 \text{ MPa.}$$

- **Contraintes :**

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

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{iser} \times (d - y)}{I} ; y=3,90\text{cm}; I=8323,11 \text{ cm}^4; I_0=19392,8 \text{ cm}^4; A_s=2,36 \text{ m}^2$$

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

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{3,90 \times (0,18 - 0,039)}{8323,11 \times 10^{-8}} = 99,10 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{7,31 \times (0,18 - 0,039)}{8323,11 \times 10^{-8}} = 185,75 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{9,39 \times (0,18 - 0,039)}{8323,11 \times 10^{-8}} = 238,61 \text{ MPa}$$

- **Inerties fictives (I_f) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 99,10 + 2,1} = 0,49 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 185,75 + 2,1} = 0,68 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 238,61 + 2,1} = 0,74 > 0$$

$$I_{fj} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 19392,8}{1 + 3,28 \times 0,49} = 8181,98 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19392,8}{1 + 3,28 \times 0,68} = 6603,54 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19392,8}{1 + 3,28 \times 0,74} = 6224,34 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19392,8}{1 + (1,31 \times 0,68)} = 11282,03 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$f_{ji} = \frac{3,90 \times 10^{-3} \times 4,75^2}{10 \times 32164,2 \times 8181,98 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0,34$$

$$f_{pi} = \frac{9,39 \times 10^{-3} \times 4,75^2}{10 \times 32164,2 \times 6224,34 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 10,58$$

$$f_{gi} = \frac{7,31 \times 10^{-3} \times 4,75^2}{10 \times 32164,2 \times 6603,54 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 7,76$$

$$f_{gv} = \frac{9,39 \times 10^{-3} \times 4,75^2}{10 \times 32164,20 \times 11282,03 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gv} = 5,38$$

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

$$\Delta f_t = 5,38 - 0,34 + 10,58 - 7,76 = 7,86 \text{ mm}$$

$\Delta f_t = 7,86 \text{ mm} < f_{adm} = 9,5 \text{ mm}$ la flèche est vérifiée.

Tableau .III.31 .vérification des états limite de déformation.

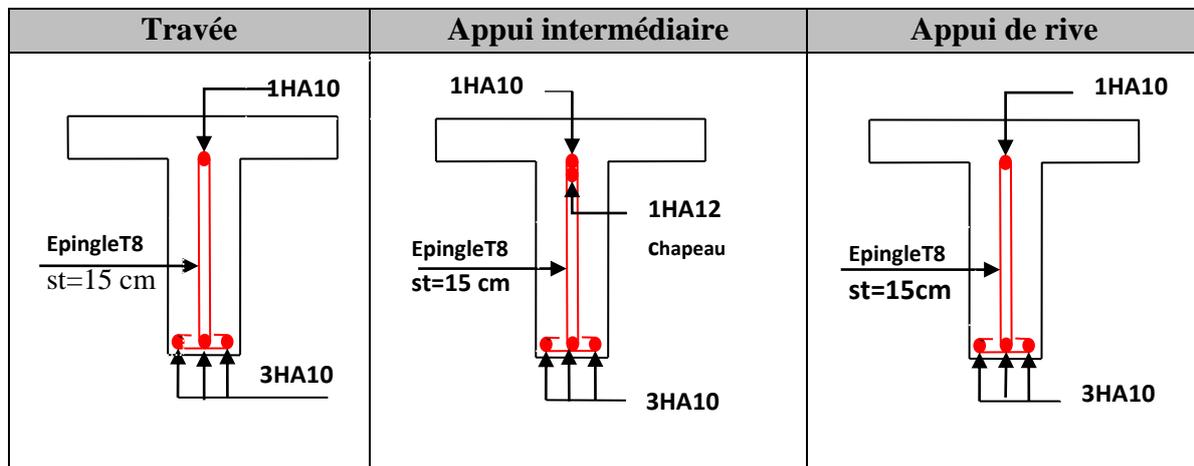
Plancher	Plancher d'habitation	Terrasse inaccessible	Terrasse accessible
q _{jser} (KN/m)	1.85	1,85	1,85
q _{gser} (KN/m)	3.46	3,73	2,81
q _{pser} (KN/m)	4.44	4,38	3,78
M _{jser} (KN.m)	3 ,90	3,90	3,91
M _{gser} (KN.m)	7,31	7,92	5,95
M _{pser} (KN.m)	9,39	9,26	8,01
I (m ⁴)	8323.11	8323,11	8323,11
I ₀ (cm ⁴)	19392.8	19392.8	19392.8
λ _i	3.28	3.28	3.28
λ _v	1.31	1.31	1.31
σ _{sj} (MPa)	99,10	99,10	99,10
σ _{sg} (MPa)	185,75	201,25	150,94
σ _{sp} (MPa)	238,61	235,3	203,03
μ _j	0,49	0.49	0.49
μ _g	0,86	0,70	0,63

μ_p	0,74	0,74	0,70
$I_{f_{ji}}(\text{cm}^4)$	8181,98	8181,98	8181,98
$I_{f_{gi}}(\text{cm}^4)$	6603,54	6472,11	6956,71
$I_{f_{pi}}(\text{cm}^4)$	6262,24	6262,24	6472,11
$I_{f_{gv}}(\text{cm}^4)$	11282,03	11127,8	11686,88
f_{ji} (mm)	0,34	0,34	0,34
f_{gi} (mm)	7,76	8,5	5,98
f_{pi} (mm)	10,58	8,87	8,65
f_{gv} (mm)	5,38	5,83	4,79
Δf (mm)	7,86	5,86	5,43
f_{adm} (mm)	9,5	9,5	9,5
Observations	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Remarque : après le calcul et comparaison des sollicitations max dans les différents types de poutrelles de différents niveaux, on a constaté que les valeurs obtenu sont reprochable, donc on a opté pour le ferrailage le plus défavorable.

Dans ce qui suit, on a présenté un exemple de ferrailage pour les poutrelles de l'étage courant :

Tableau.III.32.Schéma de ferrailage des poutrelles :



III.1.2.6. Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 400\text{MPa}$

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Selon le **BAEL 91 Art (B.6.8.4.2.3)**

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A^+}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

5TS6/ml=1,41cm² parallèles aux poutrelles → St=25cm<44cm.....condition vérifiée.

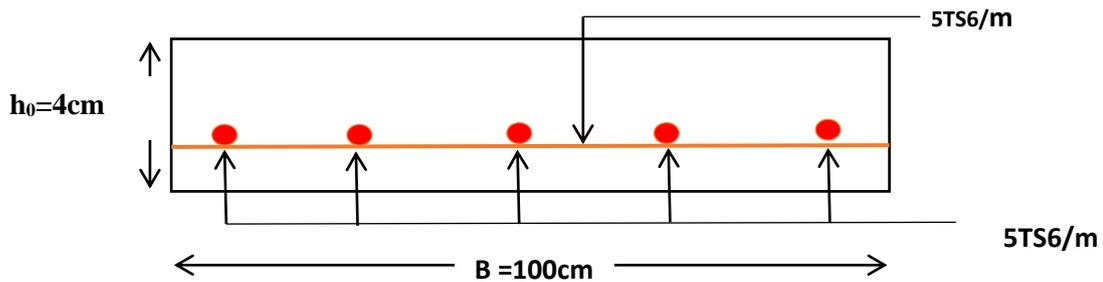


Figure .III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2. Dalles pleines :

III.2.1. Introduction :

Une dalle pleine est une surface plane mince en béton armé dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 01 ou plusieurs appuis, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis en trois type :

1. Dalle sur deux appuis.
2. Dalle sur trois appuis.
3. Dalle sur quatre appuis (dalle de l'ascenseur).

On appelle :

Lx : la plus petite portée du panneau.

Ly : la plus grande portée du panneau.

A) Dalle sur deux appuis (e=13cm)

On a: $L_x = 1.50\text{m}$

$$L_y = 3.70\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,405 > 0,4$$

Donc la dalle travaille selon les deux sens

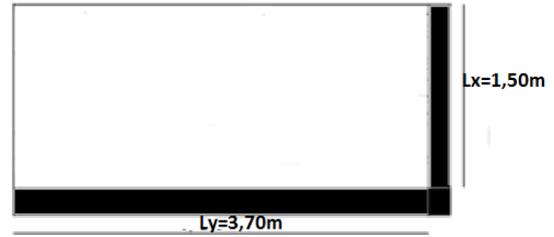


Figure.III.7. Schéma de la dalle sur deux appuis

Evaluation des charges

$$G = 4.73 \text{KN/m}^2$$

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

$$\text{Pour } \rho = 0,4 \text{ on a : } \begin{cases} \text{ELU : } & \mu_x = 0,1101 \text{ et } \mu_y = 0,2500 \\ \text{ELS : } & \mu_x = 0,1121 \text{ et } \mu_y = 0,2854 \end{cases}$$

Tel que μ_x et μ_y sont des coefficients tirés des tableaux BAEL en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

- **Calcul des sollicitations :**

A L'ELU et L'ELS

Le calcul se fait pour une bande de 1m en flexion simple :

$$q_u = 1.35 \times 4.73 + 1.5 \times 3.5 = 11.63 \text{KN/m}$$

$$q_s = 4.73 + 3.5 = 8.23 \text{KN/m}$$

Calcul de M_{0u}^x et M_{0u}^y :

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,1101 \times 11,63 \times 1,5^2 = 2,79 \text{KN.m}$$

$$M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0,25 \times 2,79 = 0,697 \text{KN.m}$$

$$M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,1121 \times 8,23 \times 1,5^2 = 2,19 \text{KN.m}$$

$$M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0,2854 \times 2,19 = 0,625 \text{KN.m}$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

En travées :

On a un panneau de rive alors :

$$M_u^x = 0.85 \times M_{0u}^x = 2,37 \text{KN.m}$$

$$M_u^y = 0.85 \times M_{0u}^y = 0,592 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^x = 0.85 \times M_{0ser}^x = 1,86 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^y = 0.85 \times M_{0ser}^y = 0,531 \text{ KN.m}$$

En appuis :

Le balcon est reposé sur deux appuis :

$$M_u^x = M_u^y = -0.5 \times M_{0u}^x = -1,395 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5 \times M_{0ser}^x = -1,095 \text{ KN.m}$$

Ferraillage

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.33. Le ferraillage de la dalle sur deux appuis

sens		M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{adp} (cm^2/ml)
travée	x-x	2,37	0,0098	0,0123	0,129	0,52	1,56	5HA8=2,51
	y-y	0,592	0,0024	0,0030	0,129	0,131	1,2	5HA8=2,51
appui	x-x	1,395	0,0058	0,0072	0,129	0,31	1,2	5HA8=2,51
	y-y							

La fissuration est peu nuisible.

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

Sens y-y : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4.e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

$$\text{Avec : } A_{x \min} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times b \times e$$

Vérification diverse :

- Vérification l'effort tranchant :

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{11.29 \times 1,50}{2} \times \frac{3,70^4}{3,70^4 + 1,50^4} = 8,24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8,24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.0824 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0824 \text{ MPa} < 1,16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS :

- **La vérification de la contrainte dans le béton :**

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

Calcul de y :

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

$$100 \times \frac{y^2}{2} + 15 \times 2,01 \times y - 15 \times 2,01 \times 13 = 0$$

$$y = 2,51 \text{ cm}$$

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

$$I = 100 \times \frac{2,51^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (13 - 2,51)^2$$

$$I = 3844,81 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Pas de risque de fissuration du béton.}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 76,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- **La flèche :**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{13}{150} = 0,86 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{ condition vérifié}$$

$$2) \frac{h}{l} = \frac{13}{150} = 0,86 > \frac{Mt}{10 \times M0} = 0,084 \dots \dots \dots \text{ condition vérifié}$$

$$3) \frac{AS}{b \times d} = 0,0022 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{ condition vérifié}$$

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

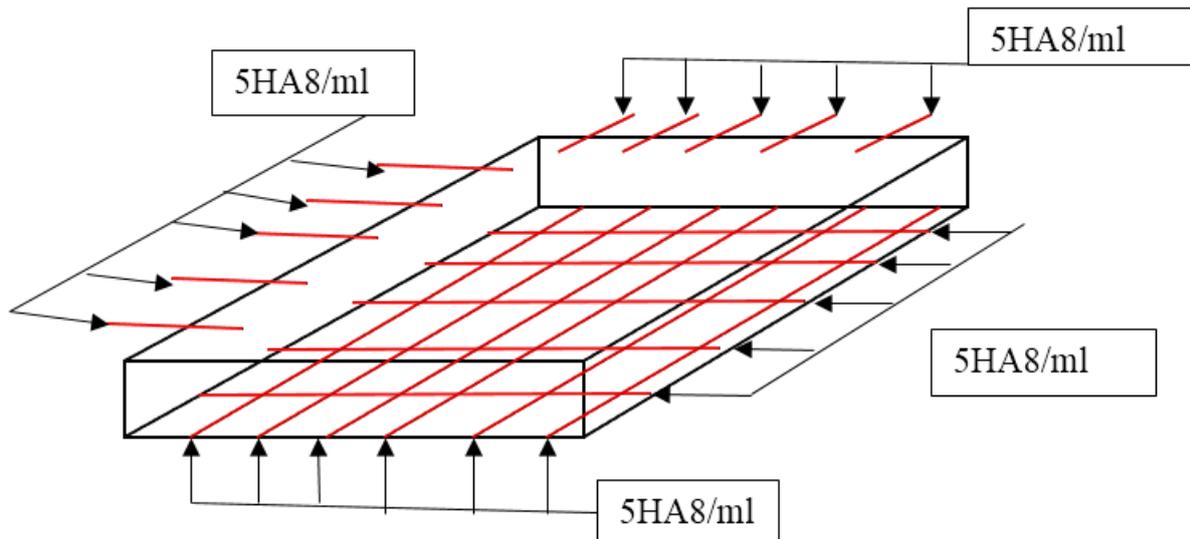


Figure.III.8.Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.

B) Dalle sur trois appuis (e=13cm)

On a: $L_x = 1,40 \text{ m}$

$L_y = 5,30 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,26 < 0,4$$

Donc la dalle travaille selon un seul sens

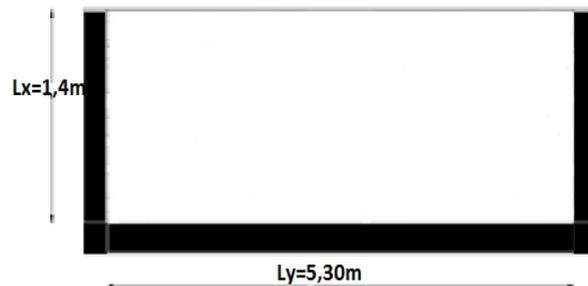


Figure.III.9. Schéma de la dalle sur trois appuis

Evaluation des charges

$$G = 4,73 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

- **Evaluation des charges :**

A L'ELU et L'ELS

Le calcul se fait pour une bande de 1m en flexion simple :

$$q_u = 1,35 \times 4,73 + 1,5 \times 3,5 = 11,63 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 4,48 + 3,5 = 8,23 \text{ KN/m}$$

- **Les sollicitations :**

$$L_x = 1,40m < L_y \times \frac{1}{2} = 2,65 m$$

$$M_0^X = (q \times l_x^2 \times l_y) \frac{1}{2} - (2 \times q \times l_x^3) \frac{1}{3}$$

$$M_0^Y = q \times \frac{l_x^3}{6}$$

A L'ELU :

$$M_{0u}^X = 37,98 \text{ KN.m} \quad M_{0u}^Y = 5,16 \text{ KN.m}$$

AL'ELS:

$$M_{0ser}^X = 26,85 \text{ KN.m} \quad M_{0ser}^Y = 3,64 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_u^X = 0,85 \times M_{0u}^X = 32,28 \text{ KN.m}$$

$$M_u^Y = 0,85 \times M_{0u}^Y = 4,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^X = 0,85 \times M_{0ser}^X = 22,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^Y = 0,85 \times M_{0ser}^Y = 3,09 \text{ KN.m}$$

- **Moments en appuis :**

$$M_{ariv}^X = -0,3 \times M_{0u}^X = -11,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{aint}^X = -0,5 \times M_{0u}^X = -18,99 \text{ KN.m}$$

- **Le Ferrailage :**

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur $b = 1m$ et d'épaisseur $e = 15cm$

Sens x-x :

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

$$\mu_{bu} = \frac{32,28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,134 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,18$$

$$Z = d \times [1 - 0,4 \times \alpha] = 0,12 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{32,28 \times 10^{-3}}{0,12 \times 348} = 7,70 \text{ cm}^2/ml$$

Condition de non fragilité :

$$F_{e400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$e \geq 12cm$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1,2cm^2 / ml$$

$$A_s \geq A_{\min}$$

Donc on ferraille avec : $A_s = 7,70 cm^2/ml$

On choisit : $A_s = 5HA14 = 7,70 cm^2/ml$

Sens y-y :

$$M_u^y = 4,38 KN.m$$

$$32,28 \rightarrow 5,48$$

$$4,38 \rightarrow A_t$$

$$A_t = \frac{4,38 \times 5,48}{32,28} = 0,79 cm^2/ml$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1,2cm^2 / ml$$

$$A_{\min} = 1,2cm^2 / ml \geq A_s$$

Donc on ferraille avec A_{\min} . On opte pour : $4HA8 = 2,01cm^2/ml$

✓ Aux appuis :**Appui de rive :**

$$M_a^x = M_a^y = -11,39 KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{11,39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.047$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,06$$

$$Z = d \times [1 - 0.4 \times \alpha] = 0,126$$

$$A_s = \frac{11,39 \times 10^{-3}}{0,127 \times 348} = 2,57 cm^2/ml$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1,2cm^2 / ml$$

$A_{\min} < A_s$ On opte pour $5HA10 = 3,93 cm^2/ml$

Appui intermédiaire :

$$M_{aint}^X = -18,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{18,99 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,079$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,102$$

$$Z = d \times [1 - 0,4 \times \alpha] = 0,124$$

$$A_s = \frac{18,99 \times 10^{-3}}{0,124 \times 348} = 4,40 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2 / ml$$

Tableau III.34. Le ferrailage de la dalle sur trois appuis

sens		M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{\min} (cm^2/ml)	A_{adp} (cm^2/ml)
travée	x-x	32,28	0,134	0,18	0,12	7,70	1,2	5HA14=7,70
	y-y	4,38	0,018	0,027	0,118	0,79	1,2	5HA8=2,51
Appui de rive	x-x	11,39	0,047	0,06	0,126	2,57	1,2	5HA10=3,93
	y-y							
Appui inter	x-x	18,99	0,079	0,102	0,124	4,40	1,2	6HA10=4,71
	y-y							

La fissuration est peu nuisible.

Sens x-x : $S_t \leq \min (3.e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Sens y-y : $S_t = \min (4.e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

Avec : $A_{x\min} = 0,0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e$

$A_{y\min} = 0,0008 \times b \times e$

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

$$\rho < 0,4$$

$$V_x = \left(\frac{q \times l_x}{2} \right) \times \left(\frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \right) = 7,86 \text{ KN}$$

$$V_y = \left(\frac{q \times l_y}{2} \right) \times \left(\frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \right) = 0,144 \text{ KN}$$

$$V^{\max} = 7,86 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{7,86}{1 \times 0,13} = 0,0604MPa < 3,33 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS :

- **La vérification de la contrainte dans le béton :**

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

Calcul de y :

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

$$100 \times \frac{y^2}{2} + 15 \times 5,65 \times y - 15 \times 5,65 \times 13 = 0$$

$$y = 3,92cm$$

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

$$I = 100 \times \frac{3,92^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (13 - 3,92)^2$$

$$I = 8995,20 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 9,94MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 201,63MPa.$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 34,55 MPa$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **La flèche :**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{13}{140} = 0,092 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$2) \frac{h}{l} = \frac{13}{140} = 0,092 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,0849 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$3) \frac{AS}{b \times d} = 0,005 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

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

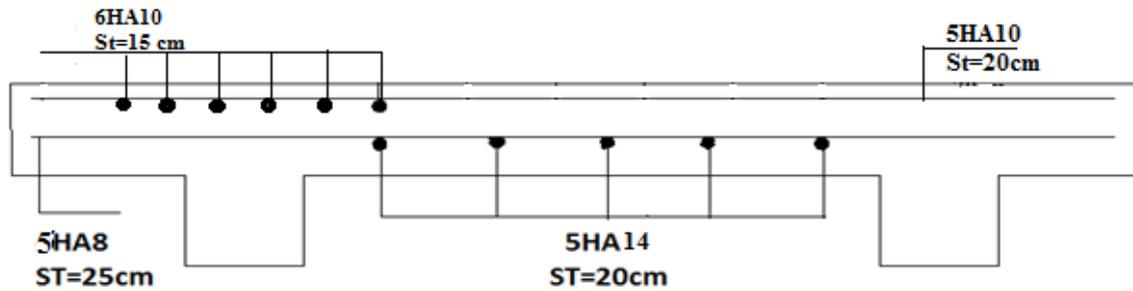


Figure.III.10.Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.

III.3. L'ascenseur :

III.3.1.Définition :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 8 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $B_s=1,50$ m
- $T_s=1.80$ m
- $H_k=2,10$ m
- $P_M=15$ KN
- $D_M=82$ KN
- $F_c=102$ KN
- $v=1$ m/s

Avec : B_s , T_s , H_k : sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

F_c : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

P_M : Charge due à la dalle des machines.

D_M : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

$$P = P_M + D_M + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300 \text{ daN}$$

III.3.2. Etude de la dalle pleine de la locale machinerie :

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a :

On a $L_x=1,90\text{ m}$ et $L_y=2,10\text{ m}$

$$S = 1,90 \times 2,10 = 3,99\text{ m}^2$$

$$e > \frac{l_x}{20} = \frac{190}{20} = 9,5\text{ cm}$$

Soit $e=13\text{ cm}$

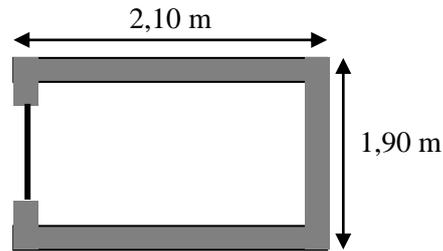


Figure. III.11. Cage d'ascenseur.

a. Cas d'une charge répartie :

1. Evaluation des charges et surcharges :

$$G = 3,25\text{ KN/m}^2$$

$$G_2 = \frac{Fc}{S} = \frac{102}{3,99} = 25,26\text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{Total}} = 3,25 + 25,26 = 28,51\text{ KN/m}^2$$

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

2. Calcul des sollicitations :

A L'ELU :

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$q_u = 1,35 \times 28,51 + 1,5 \times 1 = 38,48\text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{190}{210} = 0,9 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle porte dans les deux sens}$$

$$\rho = 0,9 \rightarrow \mu_x = 0,0456 \text{ et } \mu_y = 0,7834$$

Sens x-x

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,0456 \times 38,48 \times 1,9^2 = 6,73\text{ KN.m}$$

$$M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0,7834 \times 6,73 = 5,27\text{ KN.m}$$

• Moment en travées :

$$M_u^x = 0,85 \times M_{0u}^x = 5,72\text{ KN.m}$$

$$M_u^y = 0,85 \times M_{0u}^y = 4,47\text{ KN.m}$$

• Moment en appuis :

$$M_a^x = 0,3 \times M_{0u}^x = 2,01\text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0,3 \times M_{0u}^y = 1,58\text{ KN.m}$$

3. Calcul de ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple.

- **En travée :**

Sens x-x

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

$$\mu_{bu} = \frac{5,72 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,023 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,030$$

$$Z = d [1 - 0,4 \alpha] = 0,128$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{5,72 \times 10^{-3}}{0,128 \times 348} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_s = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On apte 4HA8=2,01 cm²/ml

- **Sens y-y**

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

$$\mu_{bu} = \frac{4,47 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,023$$

$$Z = d [1 - 0,4 \alpha] = 0,128 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{4,47 \times 10^{-3}}{0,128 \times 348} = 0,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s = 0,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On apte 4HA8=2,01 cm²/ml

• **Moment en appuis**

Sens x-x

$$\mu_{bu} = 0.0083 \quad \alpha = 0.0105 \quad Z = 0.129 \text{ m} \quad A_a = 0.40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s = 0.40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte 4HA8=2.01 cm²/ml

Sens y-y

$$\mu_{bu} = 0.0065 \quad \alpha = 0.0082 \quad Z = 0,119 \text{ m} \quad A_a = 0.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s = 0.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte 4HA8=2.01 cm²/ml

Tableau III.35. Le ferrailage de la dalle sur quatre appuis

sens		M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{\min} (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)
travée	x-x	5,72	0,023	0,03	0,128	1,28	1,2	5HA8=2,51 St=25cm
	y-y	4,47	0,018	0,023	0,128	0,99	1,2	5HA8=2,51 St=25cm
appui	x-x	2,01	0,0083	0,0105	0,129	0,40	1,2	5HA8=2,51 St=25cm
	y-y	1,58	0,0065	0,0082	0,119	0,38	1,2	5HA8=2,51 St=25cm

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_x = \left(\frac{qlx}{2}\right) \times \left(\frac{ly^4}{ly^4 + lx^4}\right) = 23,28 \text{ KN}$$

$$V_y = \left(\frac{qly}{2}\right) \times \left(\frac{lx^4}{ly^4 + lx^4}\right) = 17,24 \text{ KN}$$

$$V^{\max} = 23,28 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{23,28}{1 \times 0,13} = 0.03 \text{ MPa} < 1,16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ A P'ELS :

$$q_{ser} = 30.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^X = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0456 \times 30.21 \times 1.9^2 = 4.97 \text{ KN.m}$$

$$M_u^X = 0.85 \times M_0^X = 4.22 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^Y = \mu_y \times M_0^X = 0.7834 \times 4.97 = 3.89 \text{ KN.m}$$

$$M_u^Y = 0.85 \times M_0^Y = 3.30 \text{ KN.m}$$

• La vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$100 \times \frac{y^2}{2} + 15 \times 2,01 \times y - 15 \times 2,01 \times 13 = 0$$

$$y = 2,51 \text{ cm}$$

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

$$I = 100 \times \frac{2,51^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (12 - 2,51)^2$$

$$I = 3242,42 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ Pas de risque de fissuration du béton.}$$

b. Cas d'une charge concentrée :

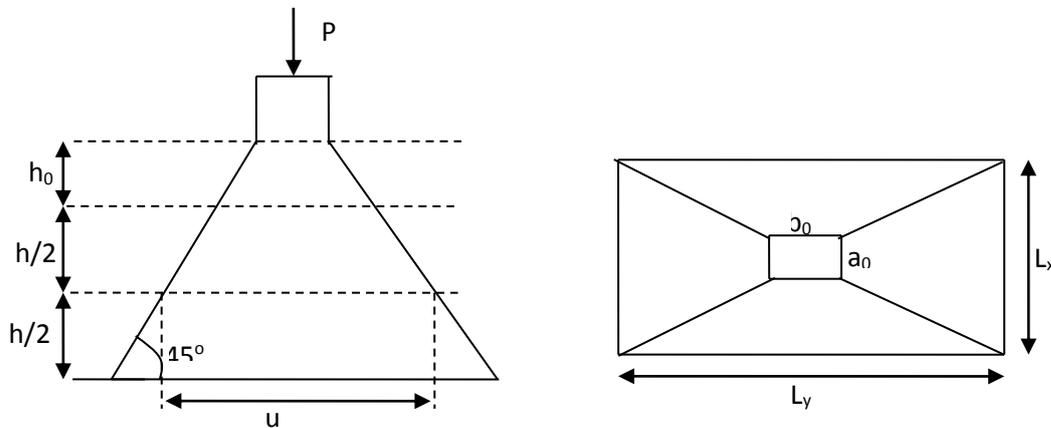


Figure. III.12.L'ascenseur

La charge q qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impact ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire (u.v.).

On calcule le rectangle d'impact (u. v).

$$u = a_0 + h_0 + 2\xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2\xi h \text{ Avec : } a_0 \text{ et } u : \text{ dimension // à } L_x$$

b_0 et v : dimension // à L_y ($a_0 \times b_0$) surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement = 5 cm,

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$),

$$(a_0 \times b_0) = (80 \times 80) \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul les moments selon le BAEL 91

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) q \quad , \quad \nu : \text{coefficient de poisson} \quad \text{donc : } \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

• A L'ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{190}{210} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.} \quad \begin{cases} \frac{u}{L_x} = \frac{105}{180} = 0,58 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{105}{210} = 0,5 \end{cases}$$

On se réfère à l'abaque **PIGEAU (annexe 2)** on trouve $M_1 = 0,087$, $M_2 = 0,09$

Evaluation des moments $> M_{x1}$ et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$M_{x1} = p_u \times M_1$$

$$M_{y1} = p_u \times M_2$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 82 + 15 + 6,3 = 103,3 \text{ KN}$$

$$p_u = 1,35 \times g = 1,35 \times 103,3 = 139,455 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 12, 13 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 12, 55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments dus aux poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times 3,95 + 1,5 \times 1 = 6,83 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0,87 \text{ KN.m}$$

μ_x et μ_y sont donnée par l'Annexe 1

$$\mu_x=0,0456, \mu_y=0,7834$$

La superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,13 + 1,12 = 13,25 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12,55 + 0,87 = 13,42 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 13 \text{ cm}$

Moment en travées

$$M_t^x = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 13,25 = 11,26 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 13,42 = 11,40 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 13,42 = -4,026 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrillages sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.36. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm^2)	A_a cal (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_t adopté (cm^2)	A_a adopté (cm^2)
Sens x-x	11.26	4.026	2,56	0,89	1.2	5HA10=3,93	5HA10=3,93
Sens y-y	11.40	4.026	2,58	0,89	1.2	5HA10=3,93	5HA10=3,93

Vérification à l'ELU :

Vérification au non poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0,045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à ELU

$$U_c = 2 \times (u+v) = 2 \times (105+105) = 420 \text{ cm}$$

p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : L'épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$Q_u = 139.455 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 472,5 \text{ KN}$$

Condition Vérifier pas risque de poinçonnement.

Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} < \bar{\tau} = 0,1 f_{c28} = 2,5 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{P_u}{2u + v} = \frac{P_u}{3u} = 11,06 \text{ KN}$$

$$\text{Et on a : } \tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0,08 < \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa} \Rightarrow (\text{Ya pas risque de cisaillement})$$

-Espace des barres

Sens x-x' : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Sens y-y' : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

-Calcul à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{\text{ser}} = g = 103,3 \text{ KN}.$$

$$M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + \nu M_2) = 103,3 \times (0,087 + 0,2 \times 0,09) = 10,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + \nu M_1) = 103,3 \times (0,09 + 0,2 \times 0,087) = 11,09 \text{ KN.m}$$

Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = 3,95 + 1 = 4,95 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,0456 \times 4,95 \times 1,9^2 = 0,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,7834 \times 0,81 = 0,63 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,84 + 0,81 = 11,65 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11,09 + 0,63 = 11,72 \text{ KN.m}$$

Moment en travées

$$M_t^x = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,65 = 9,90 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 11,72 = 9,96 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 9,96 = -2,98 \text{ KN.m}$$

Vérification de contrainte

Sens x-x'

$$b = 100 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm}; y = 3,05 \text{ cm}; I = 5524,79 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 5,46 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \text{ c'est vérifiée}$$

Sens y-y'

$$b = 100 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm}; y = 3,05 \text{ cm}; I = 5524,79 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 5,46 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \text{ c'est vérifiée}$$

-Etat limite d'ouverture des fissures

La FPN \Rightarrow pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

Donc aucune vérification à faire

-Vérification de la flèche :

Les trois conditions à vérifier sont :

$$h/l = 0,068 \geq 1/16 = 0,06 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$h/l = 0,068 \geq M_t / 20M_0 = 0,0425 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0024 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

III.3.3. schéma de ferrailage :

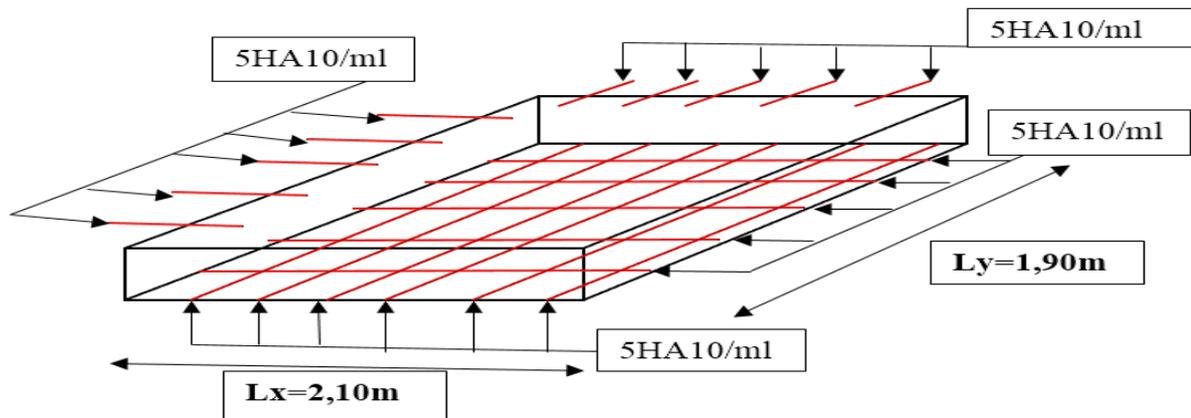


Figure. III.13. schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines.

III.4. Acrotère

III.4.1. Pour la terrasse inaccessible

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

$$S_{inacce} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0.0985m^2$$

- **Hypothèse de calcul :**

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

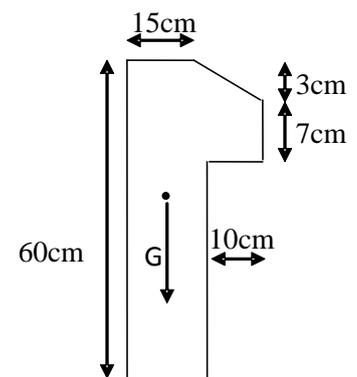


Figure III.14 Vue en plan d'un acrotère

III.4.2. Evaluation des charges :

- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46KN$.
- Poids d'enduit extérieur (ciment : e = 1.5cm) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18KN$.
- Poids d'enduit intérieur (ciment : e = 2cm) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24KN$.

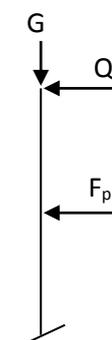
$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88KN.$$

$$Q = 1KN$$

La force sismique :

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$$



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

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

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,88 = 1,38 \text{ KN}$.

Le centre de gravité de la section est $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,085 \text{ m} \qquad Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,32 \text{ m}$$

III.4.3. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2,88 \text{ KN} \qquad M_G = 0.$$

$$N_Q = 0 \qquad M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KNm}.$$

$$N_{F_p} = 0 \qquad M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1,38 \times 0,32 = 0,441 \text{ KNm}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

III.4.4. Combinaisons d'actions :

Tableau III .37. Combinaison d'action.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2,88	3,88	2,88
M (KN.m)	1,04	0,90	0,60

III.4.5. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

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

$$N_u = 3,88 \text{ KN}$$

$$M_u = 0,90 \text{ KNm}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression. On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0,23 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0,15}{6} = 0,025 \text{ m} \end{array} \right.$$

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

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

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 2\text{cm}. \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{et } M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

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

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

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

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc :

$$e_2 = 0.58\text{cm}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256\text{m}$$

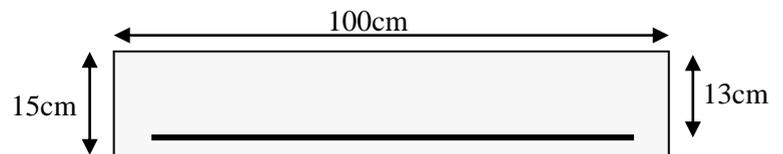


Figure.III.15. Section à ferrailer.

III.4.6. Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2\text{MPa}$$

$$f_{st} = 348\text{MPa}$$

$$N_u = 3.88\text{KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1\text{KNm}$$

Selon le **BAEL 91** :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.213\text{KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}.$$

$$\mu_{bu} < \mu_t = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$D'où : \alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 6.33 \times 10^{-3}.$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129m.$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27cm^2.$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16cm^2.$$

➤ Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56cm^2.$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend $A_{\min} = 1.56cm^2$.

Ce qui fait $4T8 = 2.01cm^2 / ml$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502cm^2 \Rightarrow 5T8 = 2.51cm^2 / ml.$$

Calcul des espacements :

$$\text{Les armatures principales : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm \quad \text{soit } S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Les armatures de répartition : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm \quad \text{soit } S_t = 25 \text{ cm.}$$

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad V_u = F_p + Q = 2.38KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0183MPa.$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5MPa.$$

On a $\tau_u = 0.0183MPa < \bar{\tau}_u$ c'est vérifiée.

➤ Vérifications à l'ELS

Vérification de la contrainte d'adhérence limite :

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s$$

Avec Σu_i : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm.}$$

$$\tau_s = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.20 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \psi = 1.5 \quad \text{Pour les HA}$$

$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s$ c'est vérifiée.

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{sc} = n \times K \times (d - y_{ser})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

Avec :

$$n = 15$$

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_c$$

$$I = \frac{b}{3} \times y_{ser}^3 + 15 \times \left[(A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2) \right]$$

Détermination de y_{ser} :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.88} + \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right)$$

$$e_a = 0.263 \text{ m}$$

$$c = d - e_a = 0.13 - 0.263$$

$$c = -0.133 \text{ m}$$

Calcul de y_c telle que : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$ (*)

Avec :

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

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')^2}{b} - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

On $A' = 0$, $A = 2.01 \times 10^{-4} \text{ m}^2$, $b = 1 \text{ m}$ et $c = -0.133 \text{ m}$

Donc on trouve :

$$p = -4.83 \times 10^{-2}$$

$$q = 3.72 \times 10^{-4}$$

Après résolution de l'équation (*) on trouve : $y_c = 0.251m \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.118m$

Calcul de I :

$$I = 5.48 \times 10^{-4} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = 0.15MPa < 15MPa \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{sc} = 0.237MPa < 240MPa$$

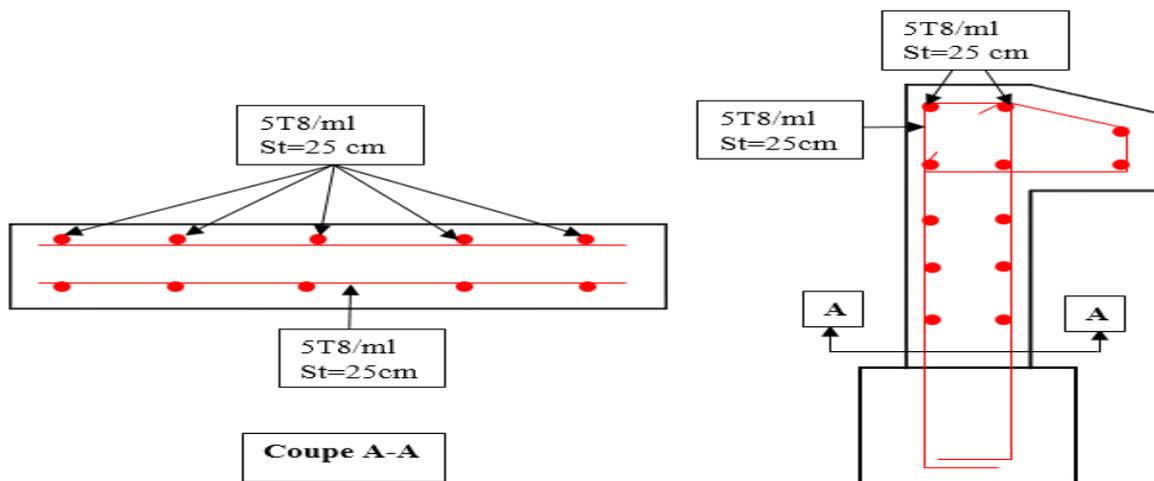


Figure.III.16.Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5 Etude des escaliers :

• **Définition :**

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

Dans notre structure on a deux types d'escalier en béton armée.

❖ **Premier type d'escalier : du RDC au 9^{ème} étage**

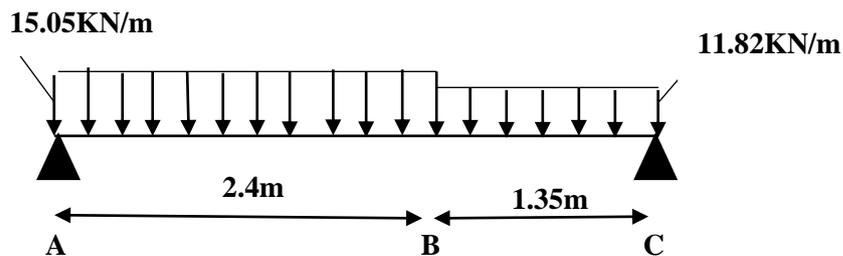


Figure III.17. Schéma statique des escaliers.

III.38. Combinaisons de charges

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _v (ELU) (KN/ml)	q _v (ELS) (KN/ml)
palier	5,98	2,5	11,82	8,48
Volée	8,37	2,5	15,05	10,87

❖ Calcul des sollicitations

Calcul par la méthode RDM

Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = 27.43 \text{ KN}$$

$$R_C = 24.64 \text{ KN}$$

Calcul des moments :

-Pour le premier tronçon :

$$M = 27.43x - \frac{15.05}{2}x^2$$

$$T = 15.05x - 27.43$$

Pour x=0 m : M=0 KN.m et T=-27.43 KN

Pour x=2.4 m : M= 22.48KN.m et T= 8.69 KN

-pour le deuxième tronçon :

$$M = -5.91x^2 + 19.67x + 9.3$$

$$T = 11.82x - 19.67$$

Pour x=2.4m : M= 22.48KN.m et T= 8.69 KN

Pour x=3.75m : M=0 KN.m et T=24.64 KN

Calcul de M^{max} :

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow x = 1.74 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M^{\max} = 25.63 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réel :

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 25.63 = -12.81 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 25.63 = 19.22 \text{ KN.m}$$

❖ Ferrailage : Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.39. Ferrailage de la volée d'escalier.

	M _u KN.m	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{calculer} cm ²	A _{min} cm ²	A _{adoptée} cm ²	St (m)
En travée	19.22	0.0135	0.016	0.1	5.52	1.2	5HA12=5.65	20
En appuis	12.81	0.009	0.011	0.1	3.68	1.2	5HA10=3.93	20

Armatures de répartition

➤ **En travée**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.52}{4} = 1.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4HA8=2.01 cm²/ml avec St=25 cm

➤ **En appuis**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.68}{4} = 0.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 4HA8=2.01 cm²/ml avec St=25 cm

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

$$T = 27.43 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{27.43}{1 \times 0.1} = 0.27 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

• **Vérification de la contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul à ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.40. résultat de calcul a ELS par la méthode de la RDM.

	R _A (KN)	R _C (KN)	X (m)	M ₀ (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} MPa	σ _{bcdm} MPa
En travée	19.79	17.74	1.41	15.36	11.52	3.35	5001.03	10.19	15
En appuis	19.79	17.74	1.41	15.36	7.68	2.89	3784.63	5.86	15

• **Vérification de la flèche**

$$h/l = 0.05 < 1/16 = 0.06 \dots \dots \dots \text{non vérifié}$$

On doit vérifier la flèche

Les résultats de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.41. vérification de la flèche

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (cm)	F _{adm} (cm)
2,40	5,65	1,0098	4,30	4,58	0.32	0,48

- Schéma de ferrailage

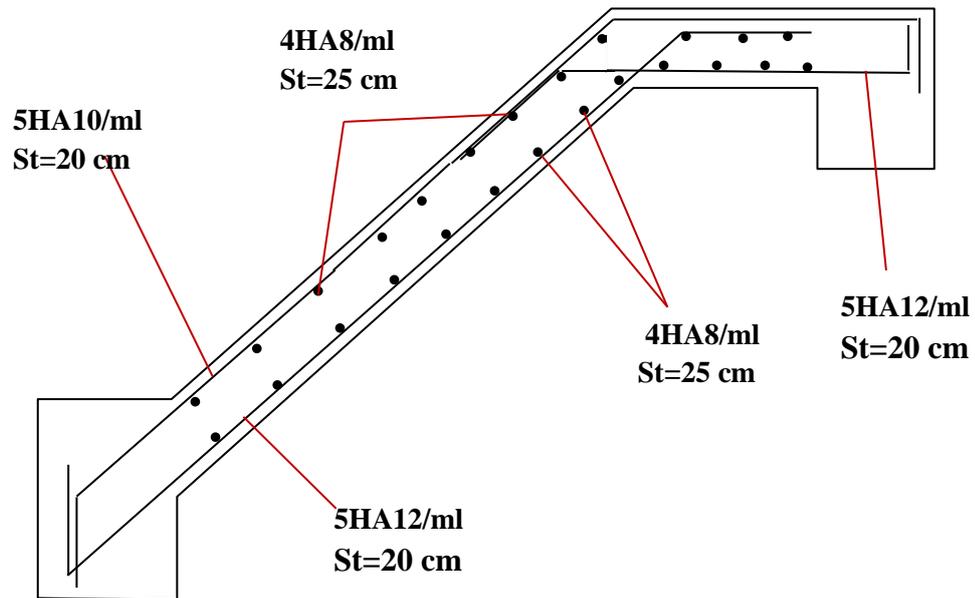


Figure.III.18.Schéma de ferrailage d'escalier.

III.6. Etude de la poutre palière :

1. calcul a la flexion simple

a. dimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

$$\Rightarrow h = 35cm$$

Le RPA exige que :

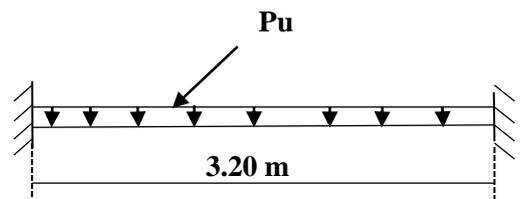


Figure.III.19.Schéma statique de la poutre palière.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30cm \geq 20cm \\ h = 35cm \geq 30cm \Rightarrow \text{on adopte une section } (30 \times 35) \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1,16 \leq 4 \end{array} \right.$$

- **Charges revenant à la poutre palière :**

La poutre est soumise à son poids propre et à la charge transmise par l'escalier ;

Poids propre de la poutre : $g_0 = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/ml}$.

Poids propre du mur : $g_m = 2,93 \times \left(\frac{3,06-0,35}{2}\right) = 3,97 \text{ KN/ml}$

On prend une largeur d'escalier qui est : $b = 1 \text{ m}$ donc les charges sont :

1. Les sollicitations de la poutre palière

Tableau.III.42. Les sollicitations de la poutre palière :

ELU	ELS
$R_C = 24,64 \text{ KN}$	$R_C = 17,74 \text{ KN}$
$P_u = 1,35(g_0 + g_m) + R_C$	$P_s = (g_0 + g_m) + R_C$
$P_u = 33,54 \text{ KN/m}$	$P_s = 24,33 \text{ KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 14,31 \text{ KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 10,38 \text{ KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -28,62 \text{ KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -20,76 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 53,66 \text{ KN}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 38,92 \text{ KN}$

2. Calcul de la section d'armature à la flexion simple

Tableau.III.43. : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

	$M (\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$
En travée	14,31	0,045	0,05	26	1,56	5,25
En appuis	28,62	0,09	0,119	25	3,25	5,25

✓ **Vérification :**

D'après le **RPA99 Art7.5.2.1 (version2003)** : $A_{min} \geq 0,5\% \times b \times h = 5,25 \text{ cm}^2$

-Armatures transversales

$St < \min(0,9.d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St < 24,3$ on opte : $St = 15 \text{ cm}$ en travée et $St = 10 \text{ cm}$ en appui

Selon RPA99 (version2003), la section des aciers transversales donne par :

$$A_t = \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_t = 0,45 \text{ cm}^2$$

On opte **2T8** avec $A_t = 1,01 \text{ cm}^2$.

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

$$\tau_v \leq \bar{\tau}_v = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{1.5}; 4MPa\right) = 3.33MPa$$

$$\tau_v = \frac{V}{b \times d} = \frac{53 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.654MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Etat limite de compression du béton**

On vérifie la contrainte de compression de béton en appui seulement puisque le moment en appui est le plus défavorable avec A, b et d sont constants.

En appuis :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\text{Tel que } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

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

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

$$\frac{30 \times y^2}{2} + 15 \times 5.25 \times y - 15 \times 5.25 \times 32 = 0$$

$$\Rightarrow y = 10.59cm$$

$$\Rightarrow I = 47974.54cm^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2.29MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2.29MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation du béton**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.35}{3.20} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.10 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{10.38}{10 \times 31.14} = 0.033 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5.25}{30 \times 32} = 0.005 < \frac{3.20}{f_e} = \frac{3.20}{400} = 0.008 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

3. Calcul de la poutre palière à la torsion

Le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite de torsion d'après les expériences, pour cela on va considérer une section creuse équivalente d'épaisseur :

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{CBA93(Article.5.4.3.)}$$

- **Contraintes de cisaillement ultime de torsion :**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée.

C'est le moment d'appui :

$$M^{torsion} = M_{appui} \times \frac{L}{2} = 20,49 \text{ KN.m}$$

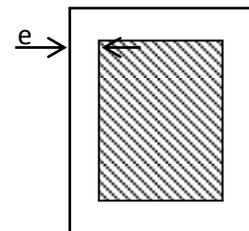
$$\tau_u = \frac{M^{torsion}}{2 \times \Omega \times e} \dots\dots\dots \text{CBA(Article.5.4.2.1.)}$$

Ω : Air de contour du tracé à mi- épaisseur de la paroi.

$$\Omega = (b - e)(h - e) \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(35 - 5) = 750\text{cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{M^{torsion}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20,49 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 2,73\text{MPa}$$

$$\tau_u = 2,73\text{MPa} \leq \bar{\tau}_v = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{1,5}; 4\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$



- **Ferraillage :**

a) **Les armatures longitudinales**

$$A_l = \frac{U \times M^T}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad \text{Avec} \quad U : \text{périmètre de } \Omega.$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)] = 110\text{cm.}$$

$$A_l = \frac{110 \times 20,49}{2 \times 750 \times 348} \times 10^3 = 4,31 \text{ cm}^2.$$

Tenant compte des aciers de flexion : $A_{Tot} = \frac{1}{2} A_{torsion} + A_s$

Tableau.III.44.Ferraillage longitudinal de la poutre palière

Section	Flexion	Torsion	A_{Tot} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Barres
Appuis	5.25	4,31	7.40	8.01	3HA14+3HA12
travée	5.25	4,31	7.40	8.01	3HA14+3HA12

b) Armatures transversales

Tenant compte des aciers de l'effort tranchant :

- En travée

On fixe $S_t = 15\text{cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M^T}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{20,49 \times 15}{2 \times 750 \times 348} \times 10^3 = 0,58\text{cm}^2$$

$$A_{\text{Tot}} = \frac{1}{2} A_{\text{torsion}} + A_t = 0,29 + 1,01 = 1,3\text{cm}^2.$$

Donc on adopte **4T8** avec $A_t = 2,01\text{cm}^2$.

L'espaceur $S_t = 20\text{cm}$.

- En appui :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M^T}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{\text{torsion}} = \frac{20,49 \times 10}{2 \times 750 \times 348} \times 10^3 = 0,39\text{cm}^2$$

$$A_{\text{Tot}} = \frac{1}{2} A_{\text{torsion}} + A_t = 0,196 + 1,01 = 1,20\text{cm}^2.$$

Donc on adopte **4T8** avec $A_t = 2,01\text{cm}^2$.

L'espaceur $S_t = 10\text{cm}$.

Pour A_t on choisit 1 cadre de $\Phi 8$ + étrier $\Phi 8 = 2,00\text{cm}^2$.

• Schéma de ferrailage :

Tableau. III.45. ferrailage de la poutre palière.

En travée	En appui
<p>3HA12 filante</p> <p>Epingle T8</p> <p>Cadre T8</p> <p>3HA14 chapeau</p> <p>3HA12 filante</p>	<p>3HA12 filante</p> <p>3HA14 chapeau</p> <p>Cadre T8</p> <p>Epingle T8</p> <p>3HA12</p>

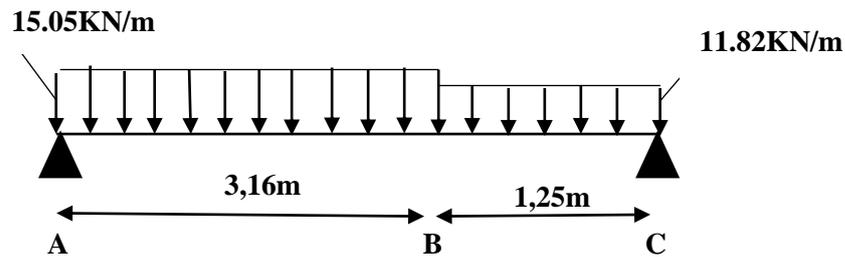
❖ deuxième type d'escalier : au 9^{ème} étage

Figure III.20. Schéma statique des escaliers.

• Efforts tranchants et moment fléchissant :

Par la méthode de RDM on trouve les résultats récapitulé dans le tableau suivants :

$$R_A = 32,61 \text{ KN}$$

$$R_C = 29,72 \text{ KN}$$

$$X = 2,51 \text{ m} \Rightarrow M^{\max} = 37,36 \text{ KN.m}$$

Tableau.III.46. Ferrailage d'escalier de l'étage 9 :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	A^{\min} (cm ²)	St(cm)
En travée	28,02	0,015	0,018	0,119	6,21	6HA12=6,79	1,449	15
En appui	18,68	0,01	0,012	0,119	4,22	6HA10=4,71	1,449	15

• Armature de repartition :

➤ En travée :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,21}{4} = 1,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend 4HA8=2.01 cm²/ml avec St=25 cm

➤ En appuis

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,22}{4} = 1,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 4HA8=2.01 cm²/ml avec St=25 cm

• Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 32,61 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{32,61 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,27 \text{ MPa} < 1,16 \text{ MPa}$$

• **Vérification de la contrainte de béton :**

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

Tableau III.47. résultat de calcul a ELS par la méthode de la RDM :

	R _A (KN)	R _C (KN)	X (m)	M ₀ (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} MPa	σ _{bcadm} MPa
En travée	23,53	21,40	2,16	25,49	19,11	4,09	8653,15	9,03	15
En appuis	23,53	21,40	2,16	25,49	12,74	3,47	6533,28	6,76	15

• **Vérification de la flèche**

$h/l=0,047 < 1/16=0,06$non vérifié

On doit vérifier la flèche

Les résultats de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.48. vérification de la flèche :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (cm)	F _{adm} (cm)
3,16	6,79	1,01	4,39	4,63	0.42	0,632

- **Schéma de ferrailage**

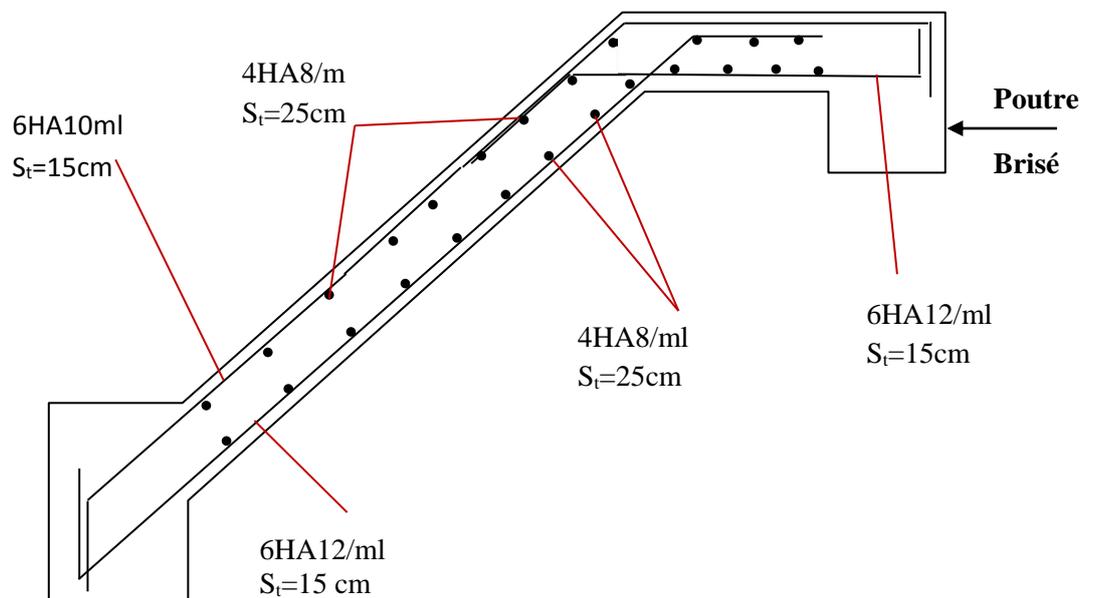


Figure.III.21. Schéma de ferrailage d'escalier de l'étage 9.

III.7. Etude de la poutre brisée :

1. calcul a la flexion simple :

- Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$31 \leq h \leq 46,5$$

Soit $h=40$ cm et $b=35$ cm

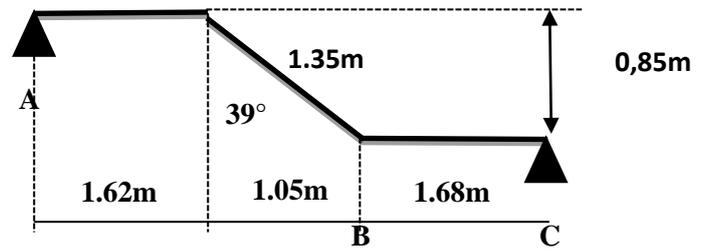


Figure III.22.schéma de poutre brisée

La poutre est soumise à son poids propre, en plus elle soumise aux charge transmises pas l'escalier :

$$g_0 = 25 \times 0,35 \times 0,40 = 3,5 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0,35 \times \frac{0,4}{\cos 39} = 4,5 \text{ KN/m (partie inclinée)}$$

$$R_C = 29,72 \text{ KN}$$

$$P_u = 40,52 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 29,4 \text{ KN/m}$$

- Calcul des sollicitations :

Tableau III.49.résultats de calcul a L'ELU :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)
En travée	36,50	0,05	0,06	0,36	2,91
En appui	73,01	0,107	0,14	0,34	6,17

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{21,40 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,25 \text{ MPa}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(21,40 \times 10^{-3} - \frac{55,45 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,32}\right) \times \frac{1,15}{400} = -4,92 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifié}$$

- Calcul de l'espacement :

$$St \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 28,8 \text{ cm}$$

Soit $St=15$ cm en travée et $St=10$ cm en appui.

2. calcul a la torsion :

Le moment de torsion à prendre est le moment aux appuis de la volée donc :

$$M^T = 18,68 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{M^{torsion}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{18,68 \times 10^{-3}}{2 \times 1050 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 1,77 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,77 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_v = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Les résultats de ferrailage de la poutre brisé son résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.50.Ferrailage longitudinal et transversal de la poutre brisé

Section	Flexion	Torsion	$A_{Tot} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	Barres	$At_{Tot} \text{ cm}^2$	Barres
Appuis	6,17	3,32	7,83	8,01	3HA14+3HA12	1,2	4HA8
travée	2,91	3,32	4,51	4,62	3HA14	1,14	4HA8

• schéma de ferrailage :

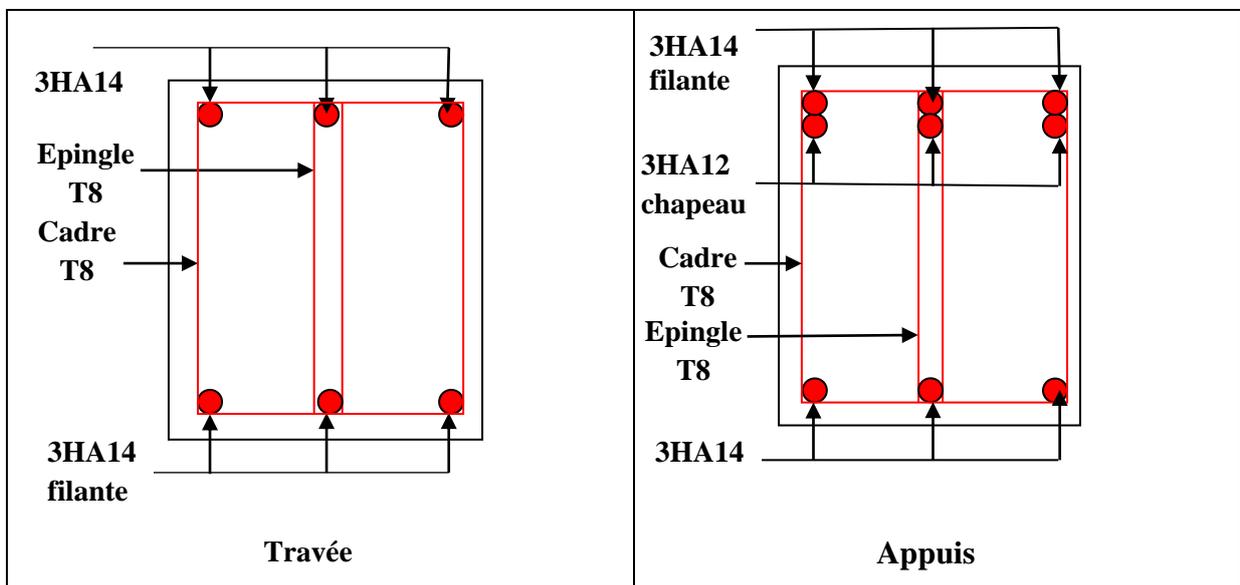


Figure.III.23. Schéma de ferrailage de poutre brisé.

III.8. Etude des poutres de chinages :

1. Définition :

Les poutres de chinages sont des poutres horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rentrent solidaires a la structure.

2. Dimensionnement :

La porte maximale de la poutre de chinage est : $L_{max}=4,75$ m

Selon la condition de la flèche : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

On opte pour les poutres chinages : $b \times h = (30 \times 35)$.

3. Calcul des sollicitations :

Poids propre : $P_p = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625$ KN/m

Poids des murs : $P_m = 2,93 \times (3,06 - 0,4) = 7,79$ KN/m

Poids de la poutre secondaire : $P_s = 2,625$ KN.m

$P_u = 1,35 \times (2,625 + 7,79 + 2,625) = 17,60$ KN/m

$P_s = (2,625 + 7,79) = 13,04$ KN/m.

Les résultats de calcul à ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.51. résultats de calcul a ELU de poutre chinage.

	M(KN.m)	M ₀	Z(m)	μ _{bu}	α	A _{cal} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
appuis	24,81	49,63	0,31	0,057	0,073	2,29	3HA12=3,39	1,15
travée	37,22	49,63	0,30	0,085	0,11	3,49	3HA14=4,62	1,15

4. Effort tranchant :

$$V_u = P_u \times \frac{L}{2} = 41,8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,435 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

5. Calcul des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_t\right) \Rightarrow \Phi_t \leq 8 \text{ cm}$$

$$\text{Soit un cadre de } \Phi_8 \text{ plus un étier } \Phi_8 \Rightarrow A_t = 1,51 \text{ cm}^2$$

6. Les espacements :

$$St \leq \min (0,9 \times d ; 40\text{cm}) = 28,8 \text{ cm}$$

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

On opte $St = 15 \text{ cm}$

7. Vérification a L'ELS :

Les résultats de calcul à ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.52. résultats de calcul a ELS de poutre chinage.

	M(KN.m)	M ₀ (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} MPa	σ _{adm} MPa
appuis	18,38	36,77	8,85	34183,2	4,57	15
travée	27,07	36,77	10,06	36752,1	7,36	15

8. Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{l} = \frac{0,35}{4,75} = 0,0736 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,0736 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,073 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4,62}{30 \times 32} = 0,0048 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

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

• **Schéma de ferrailage :**

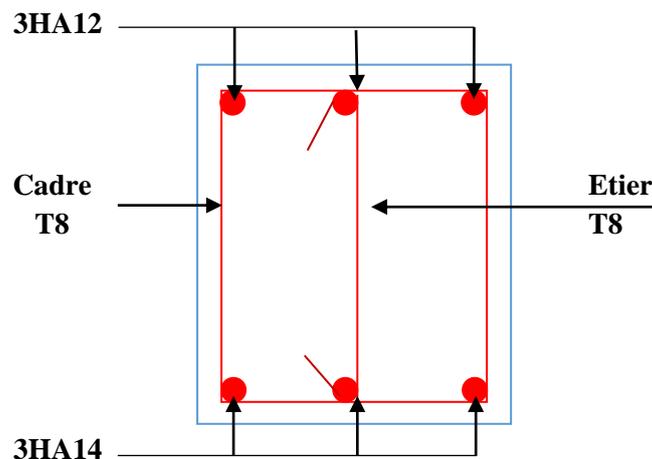


Figure. III.24. Schéma de ferrailage de la poutre de chinage.

IV.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

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 (Article 4.2.3).**

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 (Tableau4.1)

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. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
 - Zone sismique : zone IIa
- $$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : groupe 2} \\ \text{Zone sismique : zone IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15$$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $R = 5$

- Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ :RPA99 (Formule 4.4) avec :}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV .1. Valeurs des pénalités Pq :

" Critère q "	Sens X		Sens Y	
	Observé	P_q	Observé	P_q
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0.05	Oui	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q_x = 1,25$.
 $Q_y = 1,20$.

- W : poids total de la structure :

$$W = \sum_n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$\beta = 0.2$ pour usage d'habitation

$$\Rightarrow W = 57819.49 \text{ KN.}$$

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Il est en fonction de la catégorie de site et du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_1 et T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

D'après le rapport de sol, on peut classer notre sol comme sol argileux peu plastique (S3)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,5s \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par : $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0,7$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0,816 > 0,7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$$h_n = 34.60m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement.

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (34,60)^{3/4} = 0,71 \text{ s.}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09h_n / \sqrt{L} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 30,04\text{m}, \quad L_y = 15,30\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,57\text{s} \\ T_y = 0,71\text{s} \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) = 0,57\text{s} > T_2 = 0,5\text{s}$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) = 0,71\text{s} > T_2 = 0,5\text{s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Car $T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s}$

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,81 \times \left(\frac{0,5}{0,57} \right)^{2/3} = 1,875 \\ D_y = 2,5 \times 0,81 \times \left(\frac{0,5}{0,71} \right)^{2/3} = 1,611 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1,3 \times 0,57 = 0,74\text{s} \\ T_{Sy} = 1,3 \times 0,71 = 0,92\text{s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0,15 \times 1,875 \times 1,20}{5} \times 57819,49 = 3901,86\text{KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0,15 \times 1,611 \times 1,20}{5} \times 57819,49 = 3352,74\text{KN}$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Le principe est de chercher le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul et cela pour chaque mode de vibration, ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

a. Calcul de la force sismique totale :

Après modélisation et chargement de la structure, la force sismique est tirée du logiciel **SAP2000 V14.2.2.**

1. Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

-Schéma du spectre de calcul :

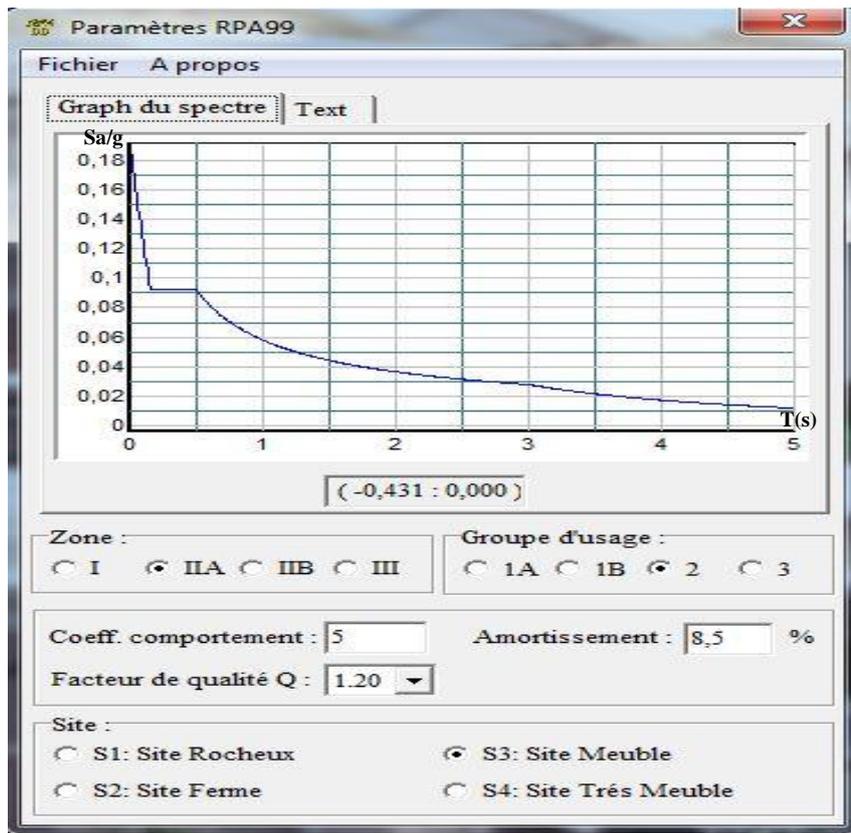


Figure IV.1 : courbe de spectre de réponse $\frac{S_a}{g}$ en fonction de T.

2. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

- 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.

- D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.
- 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.3.4. interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par notre modèle

1. Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile, on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous permis d'éviter la torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du **RPA99/2003**.

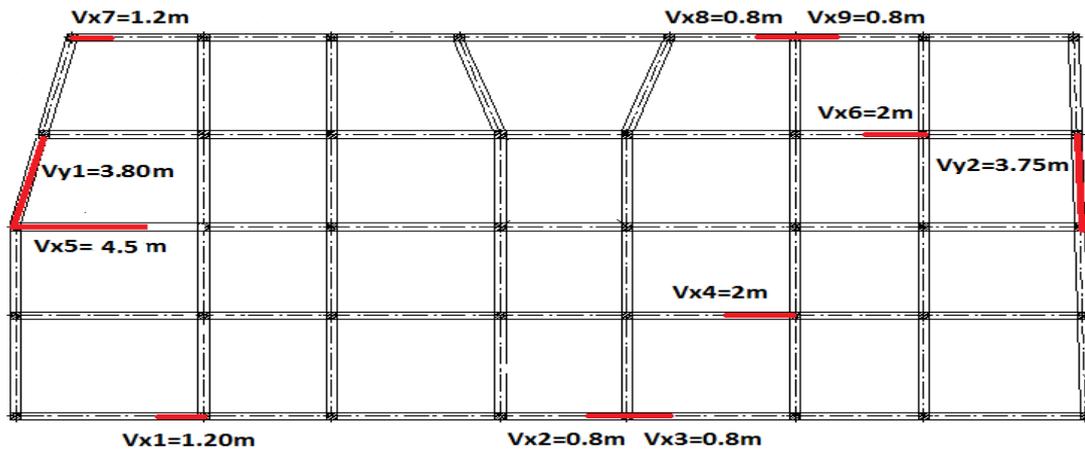


Figure IV.2 : plan de disposition des voiles.

2. Comportement de la structure :

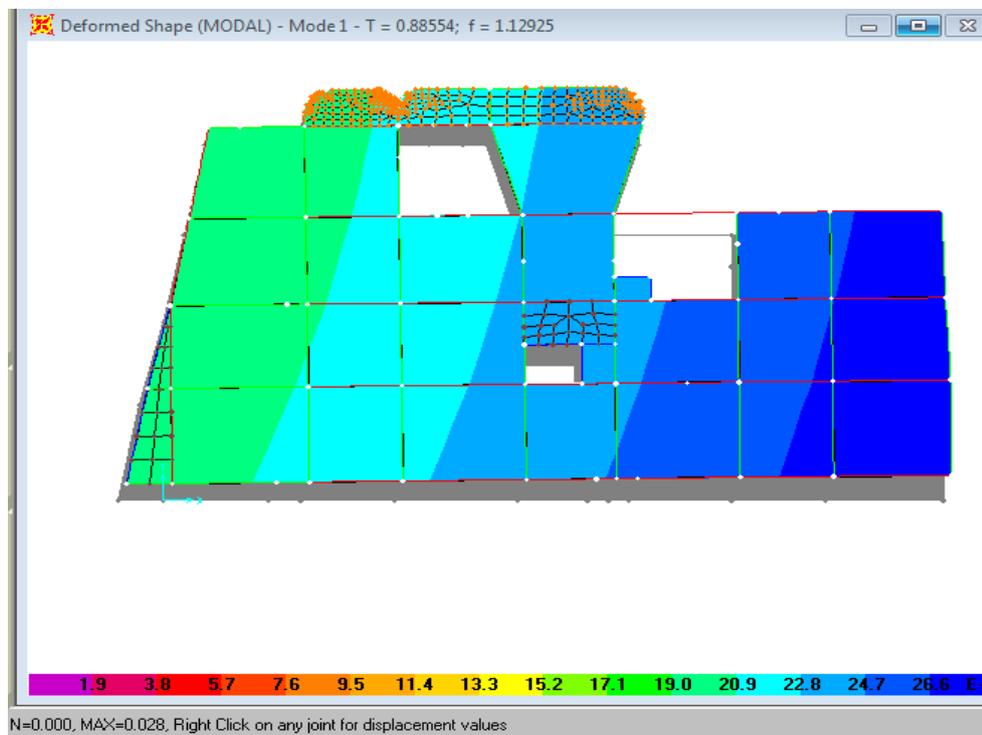


Figure IV.3 : model translation suivant l'axe y-y

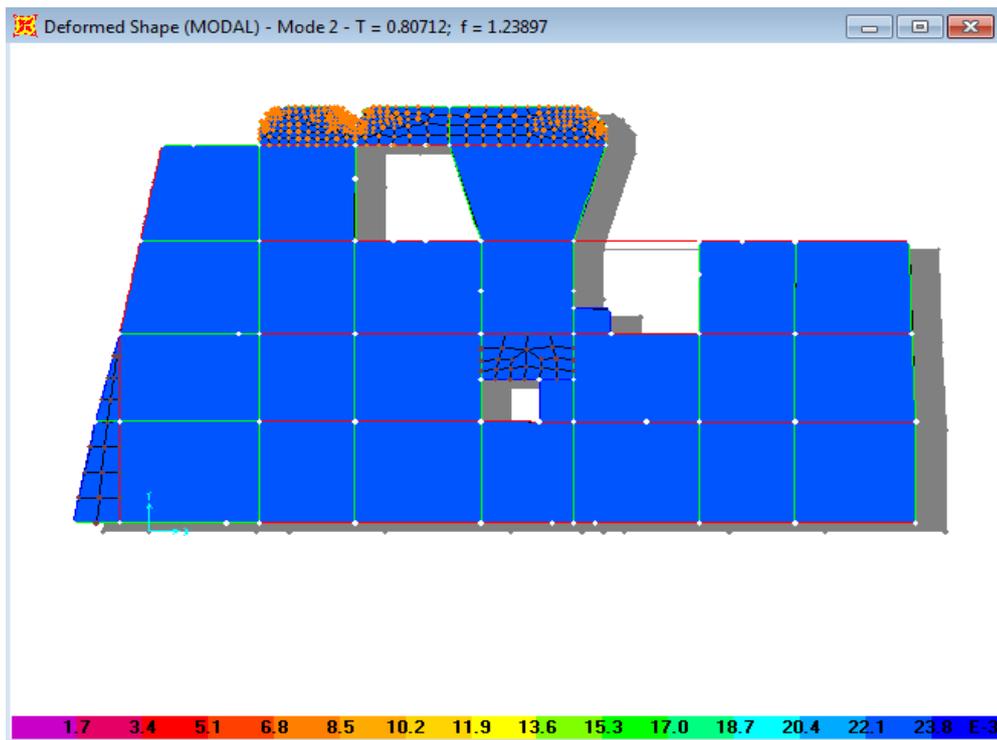


Figure IV.4 : mode 2 translations suivant l'axe x-x

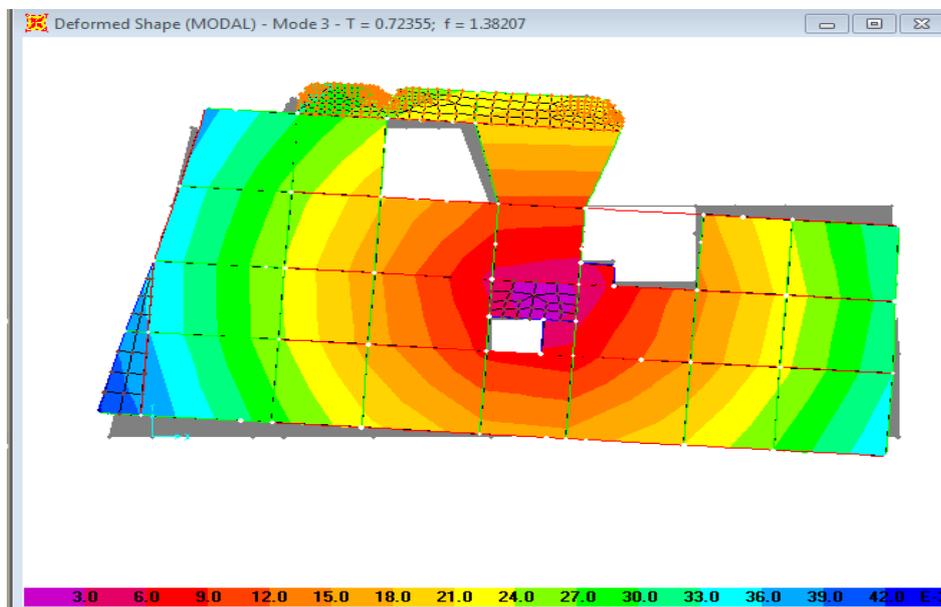


Figure IV.5 : mode 3 Torsion suivant l'axe z-z

Résultats obtenus :**a). Périodes de vibration et participation massique :**

Le temps de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99 article 4.3.4 doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Tableau IV.2.Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum	
	Sec	U _x	U _y	U _x	U _y
Mode 1	0.8855	0.0502	0.58132	0.05029	0.5813
Mode 2	0.8071	0.60	0.05035	0.6493	0.6316
Mode 3	0.7235	0.00124	0.0092	0.6505	0.6409
Mode 4	0.2522	0.0153	0.1193	0.6658	0.7602
Mode 5	0.2355	0.1142	0.0172	0.78008	0.7775
Mode 6	0.1933	0.002	0.0058	0.7821	0.7833
Mode 7	0.1290	0.000005	0.0002	0.7821	0.7835
Mode 8	0.1269	0.0202	0.00071	0.8023	0.7842
Mode 64	0.0551	0.000070	0.00035	0.8787	0.8999
Mode 65	0.0549	0.0000069	0.00088	0.8787	0.9001
Mode 115	0.0421	0.000010	0.00032	0.8990	0.9248
Mode 116	0.0420	0.0018	0.0031	0.9009	0.9279

D'après les résultats obtenus, on constate que :

- _ Les deux premiers modes de vibration sont des translations avec un facteur de participation massique de 58.13% pour le premier mode (parallèle à Y) et de 60% pour le deuxième mode (parallèle a X).
- _ 90% de la somme des masses modales effectives sont atteinte au 116^{eme} mode.

b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

b.1) sous charges verticales :

Le tableau IV.3 illustre respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales.

Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales :

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
NIV 01	46823.119	9272.918	83.46	16.53
NIV 02	40926.027	8692.318	82.48	17.51
NIV 03	35678.424	7775.107	82.10	17.89
NIV 04	32484.348	6599.979	83.11	16.88
NIV 05	27454.018	5647.41	82.93	17.06
NIV 06	22123.164	4985.084	81.61	18.38
NIV 07	17336.053	3944.089	81.46	18.53
NIV 08	12628.054	2997.934	80.81	19.18
NIV 09	8006.137	1945.824	80.44	19.55
NIV 10	3476.26	895.812	79.51	20.48

- **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf le dernier niveau où l'écart est de 0.49%.

b.2) sous charges horizontales :

Le tableau IV.4 illustre respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales.

Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales :

NIVEAU	Sens x				Sens y			
	Port(KN)	Voile(KN)	Port(%)	Voile(%)	Port(KN)	Voile(KN)	Port(%)	Voile(%)
NIV 01	894.069	1518.7	35.05	62.94	966.829	1216.49	44.28	55.71
NIV 02	932.917	1888.167	33.06	66.93	839.86	1677.23	33.36	66.63
NIV 03	1053.796	1623.28	39.36	60.93	1089.92	1288.59	45.82	54.17
NIV 04	1033.64	1488.99	40.97	59.02	1100.15	1142.95	49.04	50.95
NIV 05	1095.04	1202.69	47.65	52.34	1186.54	860.13	57.97	42.02
NIV 06	895.27	1139.28	44.11	55.88	990.38	820.54	54.68	45.31
NIV 07	875.023	853.78	50.61	49.38	956.22	587.98	61.92	38.07
NIV 08	690.87	691.818	49.96	50.03	847.518	417.96	66.97	33.02
NIV 09	491.42	495.62	49.78	50.21	587.46	349.18	62.71	37.28
NIV 10	486.74	423.03	53.50	46.49	626.27	410.73	60.39	39.60

- **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontale est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

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

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5.

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
NIV 01	60×65	3900	2727.40	0.28	vérifiée
NIV 02	55×60	3300	2396.105	0.29	vérifiée
NIV 03	55×60	3300	2082.613	0.252	vérifiée
NIV 04	50×55	2750	1824.152	0.265	vérifiée
NIV 05	50×55	2750	1524.113	0.222	vérifiée
NIV 06	45×50	2250	1226.338	0.21	vérifiée
NIV 07	45×50	2250	936.236	0.166	vérifiée
NIV 08	45×45	2025	648.072	0.128	vérifiée
NIV 09	40×40	1600	358.823	0.089	vérifiée
NIV 10	40×40	1600	104.043	0.026	vérifiée

IV.5.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.6. Vérification des résultantes des forces sismiques :

sens	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st} (%)	observation
x-x	3122.55	3901.86	80.02	vérifiée
y-y	2683.91	3352.74	80.05	vérifiée

IV.5.4 Justification vis à vis des déformations :

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

Avec :

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

Tableau IV.7. Vérification des déplacements :

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	h_K (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)
NIV 01	0.12	0.6	0	0.6	408	0.147	0.1	0.5	0	0.50	0.123
NIV 02	0.28	1.4	0.6	0.8	306	0.261	0.23	1.15	0.5	0.65	0.212
NIV 03	0.48	2.4	1.4	1	306	0.327	0.39	1.95	1.15	0.80	0.261
NIV 04	0.7	3.5	2.4	1.10	306	0.359	0.57	2.85	1.95	0.90	0.294
NIV 05	0.92	4.6	3.5	1.10	306	0.359	0.77	3.85	2.85	1	0.327
NIV 06	1.15	5.75	4.6	1.15	306	0.376	0.97	4.85	3.85	1	0.327
NIV 07	1.36	6.8	5.75	1.05	306	0.343	1.17	5.85	4.85	1	0.327
NIV 08	1.56	7.8	6.8	1	306	0.327	1.36	6.8	5.85	0.95	0.310
NIV 09	1.74	8.7	7.8	0.90	306	0.294	1.53	7.65	6.8	0.85	0.278
NIV 10	1.88	9.4	8.7	0.7	306	0.229	1.69	8.45	7.65	0.8	0.261

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.5 Justification vis à vis de l'effet P-Δ : [RPA (5.9)]

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \Theta_K)$.
- ✓ Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8. Vérification de l'effet P-Δ :

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	Θ_k	Δ_k	V_k (KN)	Θ_k
NIV 01	408	50276.58	0.6	2412.769	0.031	0.50	2183.324	0.028
NIV 02	306	44448.56	0.8	2821.084	0.041	0.65	2517.101	0.038
NIV 03	306	38933.36	1	2677.084	0.048	0.80	2378.524	0.043
NIV 04	306	34708.77	1.10	2522.634	0.049	0.90	2243.11	0.046
NIV 05	306	29387.11	1.10	2297.733	0.046	1	2046.686	0.047
NIV 06	306	24055.33	1.15	2029.55	0.045	1	1810.929	0.043
NIV 07	306	18888.62	1.05	1728.805	0.037	1	1544.204	0.040
NIV 08	306	13865.91	1	1382.68	0.033	0.95	1265.485	0.034
NIV 09	306	8835.495	0.90	987.039	0.026	0.85	936.65	0.026
NIV 10	306	0	0.70	909.779	0	0.8	1037.002	0

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.11, les effets P-Δ peuvent être négligés.

IV.6. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Les sections des poteaux définies par le pré dimensionnement ont été augmentées pour vérifier l'interaction voile-portique ainsi que la période et ont les nouvelles sections suivantes :

- Sous-sol, RDC(60*65)
- 1^{er}, 2^{ème} Etage (55*60)
- 3^{ème}, 4^{ème} Etage..... (50*55)
- 5^{ème}, 6^{ème} Etage (45*50)
- 7^{ème}, Etage..... (45*45)
- 8^{ème} Etage(40*40)
- 9^{ème}, Etage (40*40)

V.1. Introduction

Les éléments principaux sont ceux qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. On distingue les poteaux, les poutres et les voiles.

V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- | | | |
|-----------------|-------------|-----------------------|
| 1) $1.35G+1.5Q$ | 4) $G+Q-E$ | |
| 2) $G+Q$ | 5) $0.8G+E$ | RPA (art. 5.2) |
| 3) $G+Q+E$ | 6) $0.8G-E$ | |

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables.

$$N_{max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$$

V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003

RPA (art 7.4.2.1)

a) Les armatures longitudinales

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets ;
- le pourcentage minimal est de : 0.8 % (Zone II)
- le pourcentage maximal est de : $\left\{ \begin{array}{l} 4 \% \text{ en zones courantes ;} \\ 6\% \text{ en zones de recouvrement ;} \end{array} \right.$
- le diamètre minimal est de 12mm ;
- la longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II) ;
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II) ;
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales ;
- les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99** sont rapportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
Sou-sol et RDC	60x65	31.2	156	234
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	55x60	26.4	132	198
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	50x55	22	110	165
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45x50	18	90	135
7 ^{ème} étage	45x45	16.20	81	121.5
8 ^{ème} 9 ^{ème} étage	40x40	12.8	64	96

b) Les armatures transversales :**RPA99 (Article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}; \quad \text{Où: } V_u : \text{effort tranchant de calcul.}$$

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- **dans la zone nodale :** $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa ;
- **dans la zone courante :** $t \leq 15 \times \phi_l$ en zone I et IIa.

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad (\lambda_g \text{ élanement géométrique}).$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{l_f}{b} \text{ ou } \frac{l_f}{a}$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ est de : $\left\{ \begin{array}{l} 0.8\% \text{ si } \lambda_g < 3 \\ 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \end{array} \right.$

Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

a et **b** : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ et $l_r = 40\phi$.

- Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites à partir de notre modèle (réalisé sous SAP2000). Le tableau suivant en résume les résultats :

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.

Poteau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		v
60x65	2727.4	39.59	0.212	12.93	251.94	1034.847	239.64
55x60	2396.1	37.90	41.56	13.8	129.65	969.663	84.05
50x55	1824.1	41.47	2.51	21.57	-143.084	916.977	91.25
45x50	1226.3	48.43	0.794	3.26	-120.28	716.63	82.076
45x45	685.0	-25.27	0.295	2.05	-88.73	390.88	80.15
40x40	467.98	-12.12	0.084	5.56	36.91	133.37	133.17

V.2.2. Ferrailage des poteaux

a) Armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu. Après comparaison entre les ferrailages donnés par le RPA, celui donné de SOCOTEC.

- **Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :**

$$d = 58.5 \text{ m} ; d' = 0.065 \text{ m}.$$

$$N = 2727.40 \text{ KN (de compression) } \dots\dots(\text{ELU})$$

$$M = 39.59 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.014 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.65/2 = 0.325 \text{ m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots(I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 39.59 + 2727.4 \times (0.585 - 0.65/2) = 748.71 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.065) \times 0.60 \times 0.65 \times 14.2 = 0.99 > [2727.40 \times (0.585 - 0.065) - 748.71] \times 10^{-3} = 0.$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{748.71 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.585^2 \times 14.2} = 0.256$$

$$\mu_{bu} = 0.256 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot } B \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.378 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 5.75 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.496 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{748.71 \times 10^{-3}}{0.496 \times 348} = 43.90 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 43.90 - \frac{2727.40 \times 10^{-3}}{348} = -34.47 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul sous M_{max} et N_{cor} :**

$$M = 251.94 \text{ KN.m}, N = 1034.847 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.24 \text{ m} < (h/2) = 0.325 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 251.94 + 1034.847 \times (0.585 - 0.65/2) = 521.0 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.065) \times 0.60 \times 0.65 \times 14.2 = 0.92 > [1034.847 \times (0.585 - 0.065) - 521.0] \times 10^{-3} = 0.017$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 521 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.178 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.24 \rightarrow z = 0.526 \rightarrow A_1 = 28.79 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul sous N_{min} et M_{cor} :**

$$N = 0.212 \text{ KN} \rightarrow M = 12.93 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.016 \text{ m} < (h/2) = 0.325 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 12.93 + 0.212 \times (0.585 - 0.65/2) = 12.985 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.065) \times 0.60 \times 0.65 \times 14.2 = 0.98 > [0.212 \times (0.585 - 0.065) - 12.98] \times 10^{-3} = -0.012$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

$$M_{UA} = 12.98 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.0044 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.005 \rightarrow z = 0.58 \text{ m} \rightarrow A_s = 0.62 \text{ cm}^2.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau V.3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section du poteau	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{mim}(cm^2)$ RPA99	$A_{adoptée}(cm^2)$
Sous-sol et RDC	60x65	0.62	31.20	8HA20+4HA16=33.17
1 ^{er} 2 ^{ème} étage	55x60	0.08	26.4	4HA20+8HA16=28.65
3,4 ^{ème} étage	50x55	1.21	22	12HA16=24.13
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45x50	0.20	18	12HA14=18.47
7 ^{ème} étage	45x45	0.14	16.20	8HA14+4HA12=16.84
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40x40	1.06	12.80	12HA12=13.57

Dans le tableau ci-dessus pour tous les étages, on a opté le ferrailage avec A_{mim}

b) Armatures transversales :

Tableau V.4 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Entre sol	RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème}	3,4 ^{ème}	5,6 ^{ème}	7 ^{ème}	8,9 ^{ème}
Section (cm)	60x65	60x65	55x60	50x55	45x50	45x45	40x40
$\phi_l^{max}(cm)$	2	2	2	1.6	1.4	1.4	1.2
$\phi_l^{min}(cm)$	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4	1.2	1.2
$l_f(cm)$	208.6	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	3.21	4.39	3.57	3.89	4.28	4.76	5.35
$V_u(KN)$	239.64	239.64	84.05	91.25	82.076	80.15	133.17
$l_r(cm)$	64	64	64	64	56	48	48
$t_{zone\ nodale}(cm)$	10	10	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}(cm)$	15	15	15	15	15	15	15
$A^t(cm)$	5.62	5.62	2.15	2.57	2.56	2.50	3.02
$A^t_{min}(cm^2)$ Zone nodale	3	1.8	1.65	1.50	1.35	1.35	1.20
$A^t_{min}(cm^2)$ Zone courante	4.5	2.7	2.47	2.25	2.025	2.025	1.80
$A^t_{adoptée}(cm^2)$	8HA10= 6.28	8HA10= 6.28	6HA8= 3.02	6HA8= 3.02	6HA8= 3.02	6HA8= 3.02	6HA8= 3.02

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

longitudinales. $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max} \Rightarrow 10cm \geq \frac{20}{3} \Rightarrow 10 \geq 6.66\text{ cm} \dots$ **Vérifiée.**

V.2.3. Vérifications

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement ; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans notre structure se situe au niveau du R.D.C, avec une hauteur de $h= 4.08m$ et un effort normal égal à : $2727.4 KN$

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots si \quad \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots\dots si \quad \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple illustratif (RDC et 1^{er} étage) :

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2,856m \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h \cdot b^3}{12 \cdot A}} \Rightarrow i = 0.173 \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.856}{0.173} \Rightarrow \lambda = 16.50 \Rightarrow \alpha = 0.81$$

$B_r = 3654 \text{ cm}^2$ (Section réduite).

$$N_u = 0.81 \times \left(\frac{0.3654 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + 44.77 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 5482.25 KN$$

On a $N_{\max} = 2727.40 KN < N_u = 5482.25 KN$

Condition vérifiée ; il n'y a pas de risque de flambement.

b) Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Tableau V.5 : Justification de l'effort normal réduit.

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_{\max} (KN)	N_u (KN)
Sous-sol	60x65	2.98	2.086	0.173	12.05	0.83	33.17	3654	2727.40	5617.29
RDC	60x65	4.08	2.856	0.173	16.50	0.81	33.17	3654	2727.40	5481.93
1 ^{er} , 2 ^{ème}	55x60	3.06	2.142	0.58	13.49	0.825	28.65	3074	2396.1	4697.21
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	50x55	3.06	2.142	0.144	14.84	0.82	24.13	2544	1824.1	3863.79
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45x50	3.06	2.142	0.129	16.48	0.81	18.45	2064	1226.3	3096.51
7 ^{ème}	45x45	3.06	2.142	0.129	16.60	0.81	16.84	1849	658	2773.97
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	3.06	2.142	0.115	18.62	0.80	13.57	1444	467.98	2139.63

D'après le tableau ci-dessus, on constate que $N_{\max} < N_u$ donc pas de risque de flambement.

c) Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$

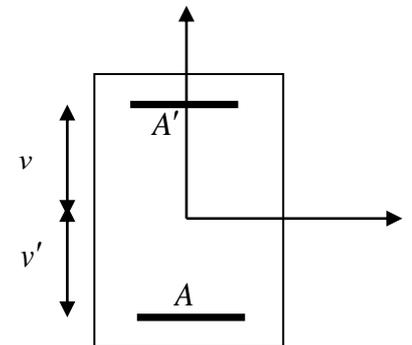


Figure V.1: Section d'un poteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A _s (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
Sous-sol	60x65	58.5	33.17	35.44	29.56	0.016	1989.115	28.88	6.40	15
RDC	60x65	58.5	33.17	35.44	29.56	0.016	1989.115	28.88	6.40	15
1,2 ^{ème} étage	55x60	54	28.65	32.76	27.23	0.012	1747.54	27.70	7.56	15
3,4 ^{ème} étage	50x55	49.5	24.13	30.05	24.94	0.0084	1329.73	29.75	10.62	15
5,6 ^{ème} étage	45x50	45	18.45	23.08	26.92	0.0061	893.64	35.34	13.37	15
7 ^{ème} étage	45x45	40.5	16.84	24.49	20.50	0.0041	499.22	18.15	10.84	15
8,9 ^{ème} étage	40x40	36	13.57	21.80	18.19	0.0025	337.18	12.07	10.52	15

Sur le tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

d) Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

RPA (art 7.4.3.2)

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.

Niveau	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ̄ _{adm} (MPa)	observation
Entre sol	60x65	2.086	3.21	0.04	58.5	239.6	0.682	1	vérifiée
RDC	60x65	2.856	4.39	0.04	58.5	239.6	0.682	1	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	55x60	2.142	3.57	0.04	54	84.05	0.282	1	vérifiée
3, et 4 ^{ème}	50x55	2.142	3.89	0.04	49.5	91.25	0.36	1	vérifiée
5 et 6 ^{ème}	45x50	2.142	4.28	0.04	45	82.07	0.40	1	vérifiée
7 ^{ème}	45x45	2.142	4.76	0.04	40.5	80.15	0.43	1	vérifiée
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	40x40	2.142	5.35	0.075	36	133.1	0.92	1.875	vérifiée

V.2.4. disposition constructive des poteaux

- **Longueurs de recouvrement**

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II.}$$

$$\phi = 20 \text{ mm donc } L_r > 80 \text{ cm ; on adopte } L_r = 80 \text{ cm.}$$

- **Les zones nodales**

La détermination de la zone est nécessaire à ce niveau, on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits ; ceci est justifié par le fait que cet endroit est très exposé au risque de cisaillement

La zone nodale est définie par h'

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$(b_1 \times h_1)$: section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

On opte pour $h' = 70 \text{ cm}$ pour tous les étages

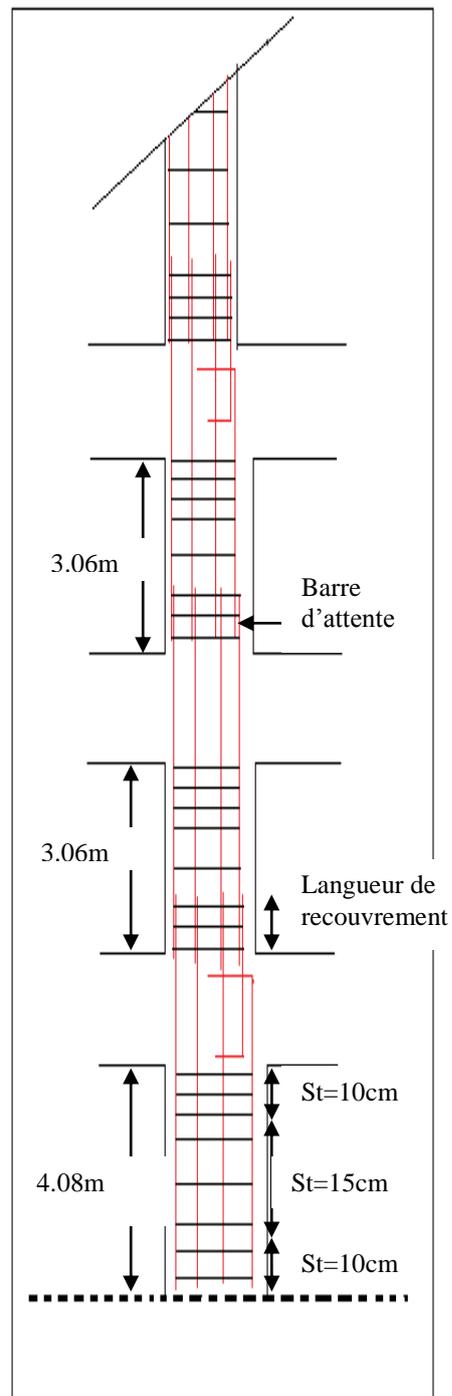
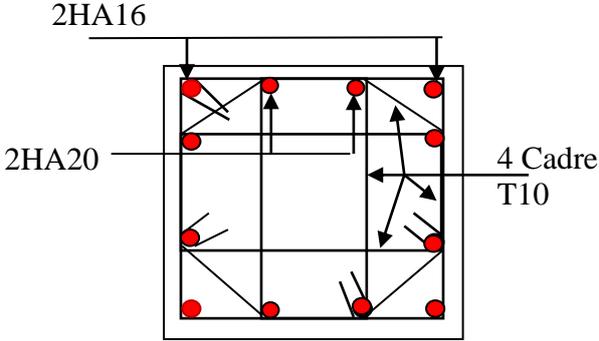
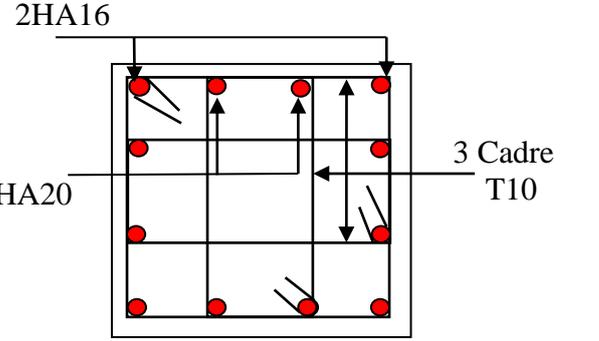
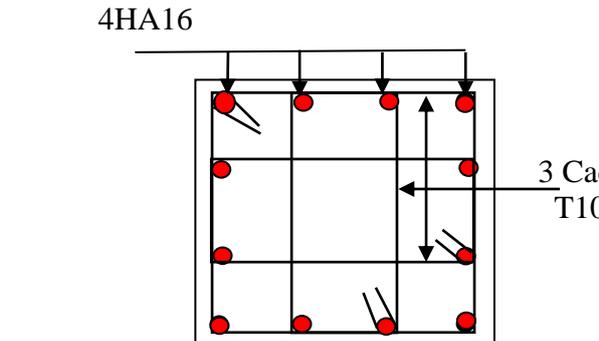
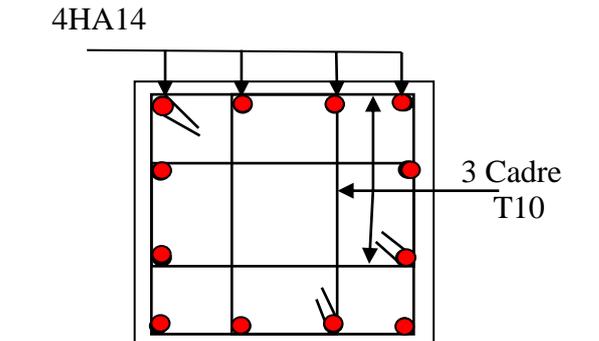
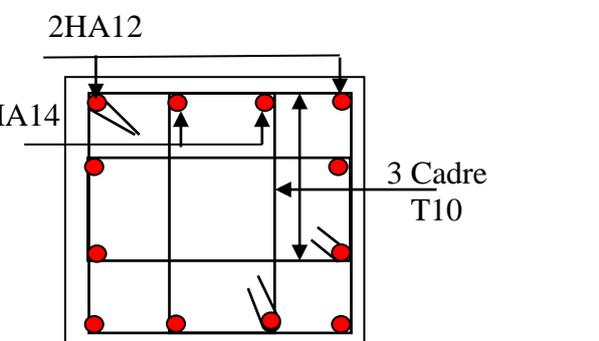
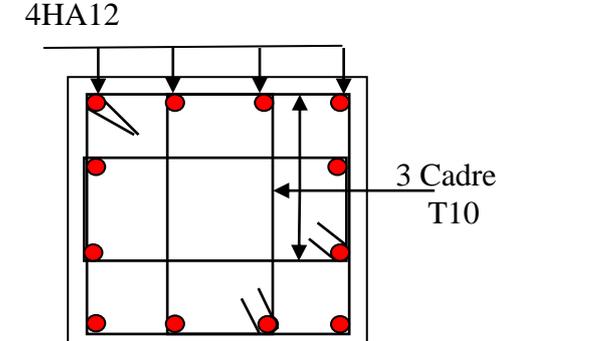


Figure V. 2 : Réduction des Sections des poteaux

V.2.5. Schémas de ferrailage des poteaux

Tableau V.8 : Schémas de ferrailage des poteaux.

 <p>2HA16 2HA20 4 Cadre T10</p>	 <p>2HA16 2HA20 3 Cadre T10</p>
<p>Poteau (60×65) cm²</p>	<p>Poteau (55×60) cm²</p>
 <p>4HA16 3 Cadre T10</p>	 <p>4HA14 3 Cadre T10</p>
<p>Poteau (50×55) cm²</p>	<p>Poteau (45×50) cm²</p>
 <p>2HA12 2HA14 3 Cadre T10</p>	 <p>4HA12 3 Cadre T10</p>
<p>Poteau (45×45) cm²</p>	<p>Poteau (40×40) cm²</p>

V.3. Études des poutres

Les poutres sont sollicitées par la flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL99**.

V.3.1. Les recommandations du RPA99

a) Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% de la section de béton en zone courante ;
- 6% de la section de béton en zone de recouvrement ;

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.

L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit;

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$: dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.

La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : les sollicitations dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	Section	localisation	M (KN.m)	V (KN)
étage courant	PP	30×40	Appuis	123.62	114.57
			Travée	95.72	
	PS	30×35	Appuis	72.34	172.63
			Travée	60.17	
Terrasse inaccessible	PP	30×40	Appuis	75.12	-79.77
			Travée	47.81	
	PS	30×35	Appuis	59.35	37.84
			Travée	47.22	
Terrasse accessible	PP	30×40	Appuis	50.11	-126.38
			Travée	64.69	
	PS	30×35	Appuis	46.47	47.04
			Travée	53.87	

V.3.2.Ferrailage des poutres

Le ferrailage à adopter doit respecter les exigences du **RPA 99**.

a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal calculé est le plus défavorable en regard de celui calculé par SAP 2000 et Socotec pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Tableau V.10 : Les armatures longitudinales dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	section	localisation	A_{cal} socotec (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²) et N ^{bre} de barres
Étage courant	PP	30×40	Appuis	9.80	6	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	7.53	6	3HA14+3HA12=8.01
	PS	30×35	Appuis	6.57	5.25	6HA12=6.79
			Travée	5.44	5.25	6HA12=6.79
Terrasse inaccessible	PP	30×40	Appuis	5.88	6	6HA12=6.79
			Travée	3.71	6	3HA14=4.62
	PS	30×35	Appuis	5.36	5.25	6HA12=6.79
			Travée	4.25	5.25	3HA14=4.62
Terrasse accessible	PP	30×40	Travée	3.89	6	3HA14=4.62
			Appuis	5.05	6	6HA12=6.79
	PS	30×35	Travée	4.18	5.25	3HA14=4.62
			Appuis	4.86	5.25	6HA12=6.79

- Longueurs de recouvrements

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 16\text{cm} \Rightarrow l_r > 64\text{cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 14\text{cm} \Rightarrow l_r > 56\text{cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 12\text{cm} \Rightarrow l_r > 48\text{cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 50 \text{ cm}$$

b) Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

BAEL91 (Article H.III.3)**▪ Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)**▪ Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)**c) Calcul des espacements des armatures transversales**Selon le **BAEL91 (Article H.III.3)**

$$S_t \leq \text{Min}(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \text{ avec : } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67cm$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} \leq 34.2cm ; S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 45cm$$

▪ Selon le RPA 99

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t; 30cm\right) \Rightarrow S_t \leq 10cm ; \text{ soit } S_t = 10cm$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 20cm ; \text{ soit } S_t = 15cm$$

d) Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35cm^2$$

$$A_t = 2.01 cm^2 > A_t^{\min} \text{ C'est vérifié}$$

V.3.3. Vérifications [BAEL 91]**a) Vérifications à L'ELU****1) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.35 cm^2 \text{ c'est vérifié}$$

2) Vérification des contraintes tangentielles

▪ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d}$$

BAEL91 (Article H.III.1)

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.133 \times f_{c28}; 4MPa) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33MPa$$

Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	114.57	1.018	3.33	Vérifiée
Secondaires	172.63	1.77	3.33	Vérifiée

▪ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$\text{-Appui de rives : } A_1 > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{-Appui intermédiaires : } A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Tableau V.12 : Vérification au cisaillement.

Poutres	A _L (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A ₁ ^{rive} (cm ²)	A ₁ ^{int} (cm ²)	Observation
Principale	10.65	114.57	123.62	3.2	-7.18	Vérifiée
Secondaires	8.01	172.63	72.34	4.96	-1.18	Vérifiée

b) Vérifications à L'ELS

1) État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y ; \quad \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0 ; \quad I = \frac{b \times h^3}{12} ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (m ⁴)	Y(cm)	σ _{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observtion
Principales	appui	90.84	0.00193	15.35	7.06	15	Vérifiée
	travée	75.60	0.00161	13.78	6.47	15	Vérifiée
Secondaires	appui	31.78	0.0011	12.62	3.45	15	Vérifiée
	travée	23.45	0.00095	11.30	2.79	15	Vérifiée

2) État limite de déformation (évaluation de la flèche) :

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91**(Article **B.6.5**) et du **CBA 93**. Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche sera nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Tableau V.14 : Vérification à la flèche

	Poutre principale	Poutre secondaire
h (cm)	40	35
b (cm)	30	30
l (cm)	475	410
A_s (cm²)	8.01	6.79
$\frac{ht}{l}$	0.084	0.85
$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	0.036	0.06
$\frac{A_s}{b \times d}$	0.0071	0.0069
$\frac{4.2}{f_e}$	0.0105	0.0105
$\frac{ht}{l} > \frac{1}{16}$	vérifiée	vérifiée
$\frac{ht}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	vérifiée	vérifiée
$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	vérifiée	vérifiée

Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.4. Schémas de ferrailages des poutres

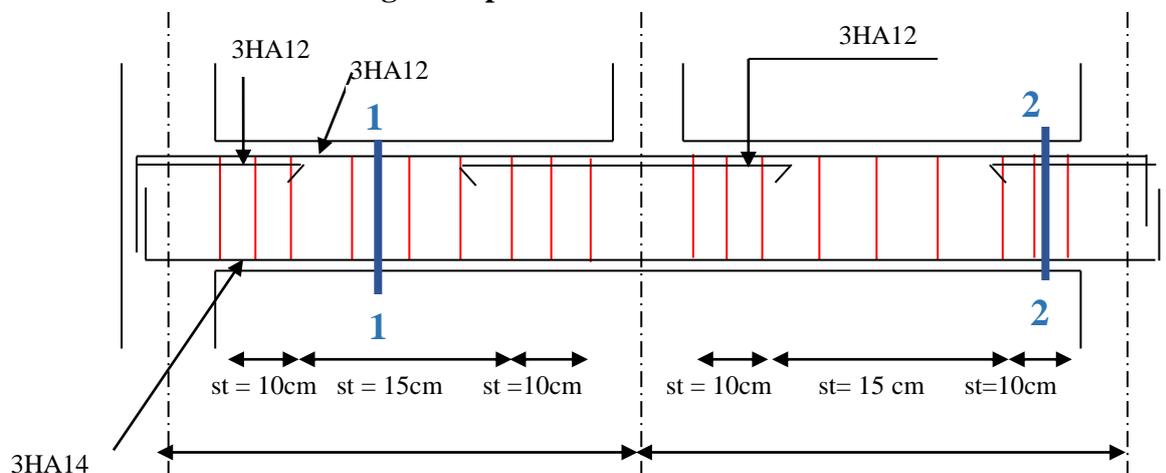


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres principales étage terrasse.

Tableau V.15 : sections de ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires.

Plancher Terrasse		
	En travée	En appui
PP	<p style="text-align: center;">coupe 1-1</p>	<p style="text-align: center;">Coupe 2-2</p>
PS		

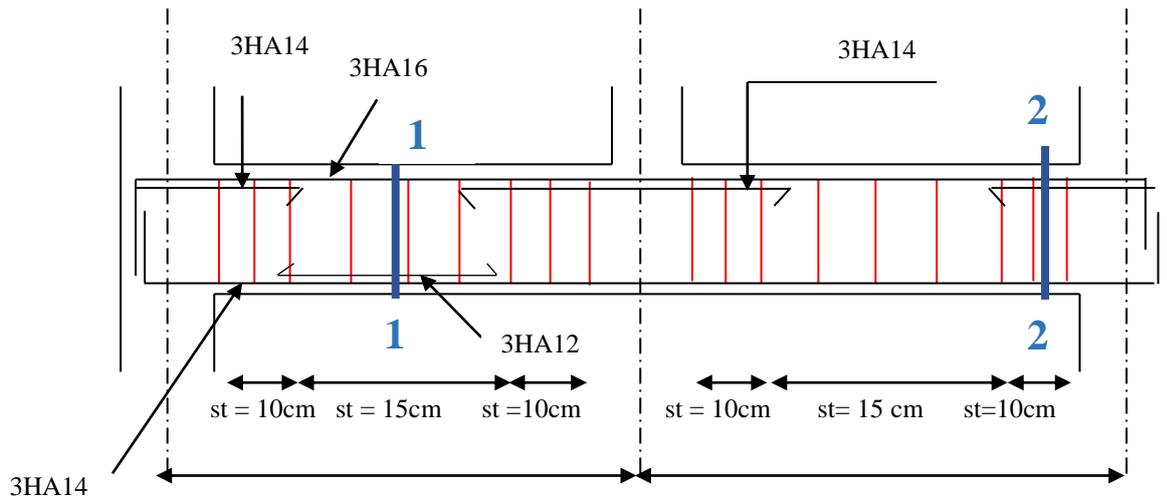


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres principales étage courant

Étage courant		
	En travée	En appui
PP	<p>3HA14 Cadre+étrier T8 3HA12 chapeau 3HA14 filante coupe 1-1</p>	<p>3HA14 filante Cadre+étrier T8 3HA16 chapeau 3HA14 coupe 2-2</p>
PS	<p>3HA12 Cadre+étrier HA8 3HA12 chapeau 3HA12</p>	<p>3HA12 filante Cadre+étrier T8 3HA12 chapeau 3HA12</p>

V.4.Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03(Article 7.6.2)**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton ;
- de la quantité d'acier dans la section du béton ;
- de la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $Z = 0.85 \times h$

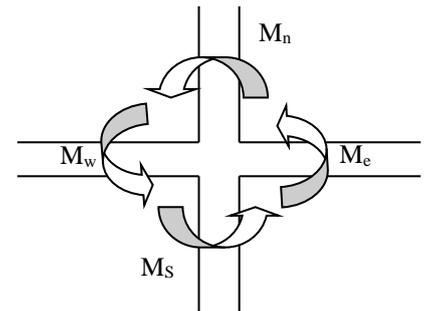


Figure V.4 : Schéma de la Zone nodale.

Tableau V.16 : Moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Z(m)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
Sous-sol et RDC	60x65	0.552	33.17	636.86
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55x60	0.510	28.65	508.22
1 et 4 ^{ème} étage	50x55	0.467	24.13	391.95
5 et 6 ^{ème} étage	45x50	0.425	18.47	273.03
7 ^{ème} étage	45x45	0.382	16.84	223.75
8 et 9 ^{ème} étage	40x40	0.34	13.57	160.48

b) Détermination du moment résistant dans les poutres :

Tableau V.17 : Moments résistants dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm)	Z(m)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
Plancher Terrasse	PP	30x40	0.340	6.79	80.29
	PS	30x35	0.297	6.79	70.14
Étage courant	PP	30x40	0.340	10.65	125.94
	PS	30x35	0.297	8.01	82.74

-Vérification des zones nodales**Tableau V.18** : Vérification des zones nodales

Niveau	plan	$M_e = M_w$	M_n et M_s	$1.25 \times (M_e + M_w)$	$M_n + M_s$	observations
Sous-sol et RDC	PP	125.94	636.86	314.85	1273.72	vérifiée
	PS	82.74	636.86	206.85	1273.72	vérifiée
1 ^{er} 2 ^{ème} étage	PP	125.94	508.22	314.85	1016.44	vérifiée
	PS	82.74	508.22	206.85	1016.44	vérifiée
3 et 4 ^{ème} étage	PP	125.94	391.95	314.85	783.9	vérifiée
	PS	82.74	391.95	206.85	783.9	vérifiée
5 et 6 ^{ème} étage	PP	125.94	273.03	314.85	546.06	vérifiée
	PS	82.74	273.03	206.85	546.06	vérifiée
7 ^{ème} étage	PP	125.74	223.75	314.85	447.5	vérifiée
	PS	82.74	223.75	206.85	447.5	vérifiée
8 ^{ème} étage	PP	125.74	160.48	314.85	320.96	vérifiée
	PS	82.74	160.48	206.85	320.96	vérifiée
9 ^{ème} étage	PP	80.29	160.48	200.72	320.96	vérifiée
	PS	70.14	160.48	175.35	320.96	vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieur aux moments résistants dans les poutres donc la formation des rotules plastique se fera dans les poutres et non dans les poteaux.

V.5. Étude des voiles :

V.5.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

V.5.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.5.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.19 : Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1}=1.2 \text{ m}$ // à $x-x'$.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC	V_{x1}	1203.58	57.09	491.17	1183.05	308.18	-418.52	233.87
1 et 2 ^{ème} étage	V_{x1}	1105.07	-136.55	-237.24	767.37	459.82	-93.71	-124.25
3 et 4 ^{ème} étage	V_{x1}	843.35	-51.92	-198.75	584.35	357.66	-66.95	-122.26
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V_{x1}	641.92	-79.00	-190.59	415.49	270.15	-170.49	-124.93
7 ^{ème} étage	V_{x1}	393.076	-92.52	-135.56	239.31	149.48	-112.41	-94.1
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	V_{x1}	279.62	-77.86	-151.75	145.27	80.27	-131.28	-111.71

Tableau V.20 : Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x2}=0.8$ m // à x-x'.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC	V_{x2}	647.38	61.66	261.35	636.44	68.95	-174.28	-62.78
1 et 2 ^{ème} étage	V_{x2}	494.49	-31.67	-63.75	322.94	188.25	-26.96	-35.14
3 et 4 ^{ème} étage	V_{x2}	382.59	-4.71	-77.56	258.26	150.64	-22.21	-48.55
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V_{x2}	299.96	-2.74	-67.89	186.43	119.54	-67.33	-44.20
7 ^{ème} étage	V_{x2}	153.7	-17.97	-92.80	52.63	19.14	-74.53	155.37
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	V_{x2}	96.45	-5.32	-42.33	46.27	25.01	-40.03	27.27

Tableau V.21 : Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x4}=2$ m // à x-x'.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC	V_{x4}	1331.34	-37.32	-616.07	500.29	218.79	-606.73	-52.74
1 et 2 ^{ème} étage	V_{x4}	1219.80	9.43	472.99	1096.2	413.24	-461.53	182.72
3 et 4 ^{ème} étage	V_{x4}	944.096	30.05	258.28	750.97	409.69	-219.71	135.069
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V_{x4}	726.33	18.41	159.95	613.51	276.67	-137.99	112.51
7 ^{ème} étage	V_{x4}	452.82	41.35	108.45	418.35	134.85	-59.23	92.52
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	V_{x4}	317.11	36.35	84.82	305.99	79.98	-41.39	92.22

Tableau V.22 : Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x5}=4.5$ m // à x-x'.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC	V_{x5}	2828.01	850.09	-4083.12	2564.4	-126.2	684.33	804.81
1 et 2 ^{ème} étage	V_{x5}	2526.63	780.17	-4089.88	2150.03	-19.77	600.18	1272.45
3 et 4 ^{ème} étage	V_{x5}	1671.12	486.44	2096.57	1387.13	-354.7	382.48	942.53
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V_{x5}	1255.99	164.22	1134.54	1090.76	-428.6	295.13	684.81
7 ^{ème} étage	V_{x5}	801.66	121.03	657.26	801.66	-194.9	519.73	396.50
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	V_{x5}	586.73	74.85	748.56	586.73	-107.6	621.85	274.86

Tableau V.23 : Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y1}=3.80$ m // à y-y'.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC	V_{y1}	3064.30	-720.02	-2725.92	2323.4	527.59	546.35	683.22
1 et 2 ^{ème} étage	V_{y1}	2774.82	-597.50	-2664.49	2172.8	374.90	349.56	-886.32
3 et 4 ^{ème} étage	V_{y1}	1697.89	-407.76	-1482.24	1431.7	68.09	269.29	-643.04
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V_{y1}	1062.36	-430.98	-854.21	971.61	247.22	330.72	-487.31
7 ^{ème} étage	V_{y1}	603.52	53.46	410.00	353.34	162.99	301.32	241.71
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	V_{y1}	437.15	-247.70	325.18	222.00	71.82	254.35	186.45

Tableau V.24 : Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y2}=3.75$ m // à $y-y'$.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC	V_{y2}	1808.18	-234.37	-2882.63	1354.91	846.04	518.27	-555.18
1 et 2 ^{ème} étage	V_{y2}	1720.17	-175.04	-2744.82	1290.44	795.90	491.44	-873.31
3 et 4 ^{ème} étage	V_{y2}	1282.18	-126.93	-1351.13	961.05	585.18	219.01	-583.20
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V_{y2}	992.09	-69.47	-714.21	743.44	454.64	113.29	-425.50
7 ^{ème} étage	V_{y2}	606.83	82.65	492.90	433.42	280.81	146.64	200.08
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	V_{y2}	429.64	15.22	437.03	303.78	199.28	100.15	160.76

V.5.4 Calcul du ferrailage :

A l'aide du logiciel **SAP 2000 V 14.2.2**, on a tiré les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile. Après avoir comparé les valeurs les plus défavorable des sollicitations, selon les différentes combinaisons citées auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-après.

Tableau V.25 .Sollicitations de calcul dans le voile $V_{x1}=1.2$ m dans tous les niveaux :

Niveau	Entre sol, RDC	1et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	1.2×0.2	1.2×0.2	1.2×0.15	1.2×0.15	1.2×0.15	1.2×0.15
M(KN)	57.09	-136.55	-51.92	-79.00	-92.52	-77.86
N(KN)	1203.58	1105.7	843.35	641.92	393.076	279.62
section	S E T	S E T	S E T	S E T	S P C	S P C
L_t (cm)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.091	0.168
V (KN)	233.87	-124.25	-122.26	-124.93	-94.1	-111.71
τ (MPa)	1.51	0.80	1.05	1.07	0.81	0.96
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	19.35	20.79	13.98	12.06	2.72	1.60
A_v^{min} (cm ²)	4.80	4.8	3.6	3.6	2.7	2.7
A_v^{adop} (cm ²)	22.16	22.16	16.93	12.44	12.44	12.44
N^{bre} /par face	11HA16	11HA16	11HA14	11HA12	11HA12	11HA12
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.89	-0.75	-0.74	-0.76	0.57	-0.86
A_h^{min} (cm ²)	11.34	8.10	6.08	6.08	0.34	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	14.14	14.14	9.05	9.05	9.05	9.05
N^{bre} /par face	18HA10	18HA10	18HA8	18HA8	18HA8	18HA8
S_t (cm)	20	15	15	15	15	15

Tableau V.26. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux :

Niveau	Entre sol, RDC	1et 2 ^{ème}	3 et 4 ^{ème}	5 et 6 ^{ème}	7 ^{ème}	8 et 9 ^{ème}
Section (m²)	0.8×0.2	0.8×0.2	0.8×0.15	0.8×0.15	0.8×0.15	0.8×0.15
M (KN)	61.66	-31.67	-4.71	-2.74	-17.97	-5.32
N (KN)	647.38	494.49	38.25	299.96	153.7	96.45
section	S E T	S E T	S E T	S E T	S E T	S E T
L_t (m)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
V (KN)	-62.78	-35.14	-48.55	-44.20	155.37	27.27
τ (MPa)	0.61	0.34	0.62	0.57	2.01	0.35
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	12.63	8.81	5.75	4.46	3.17	1.67
A_v^{min} (cm²)	3.20	3.20	2.4	2.40	2.40	2.4
A_v^{adop} (cm²)	16.08	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
N^{bre} /par face	8HA16	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	-0.76	-0.43	-0.59	-0.54	1.89	0.33
A_h^{min} (cm²)	11.19	8.1	6.08	6.08	6.08	6.08
A_h^{adop} (cm²)	14.14	10.21	6.53	6.53	6.53	6.53
N^{bre} /par face	18HA10	13HA10	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.27. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux.

Niveau	Entre sol, RDC	1 et 2 ^{ème}	3 et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème}	8 ^{ème} 9 ^{ème}
Section (m²)	2×0.2	2×0.2	2×0.15	2×0.15	2×0.15	2×0.15
M(KN)	-37.32	9.43	30.05	18.41	41.35	36.35
N(KN)	1331.30	1219.80	944.096	726.33	452.82	317.11
section	S E T	S E T	S E T	S E T	S E T	S E T
L_t (m)	1	1	1	1	1	1
V (KN)	-52.74	182.72	135.069	112.51	92.52	92.22
τ (MPa)	0.20	0.94	0.70	0.58	0.48	0.47
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	19.94	17.73	14.22	10.83	7.40	5.34
A_v^{min} (cm²)	8	6	6	6	6	6
A_v^{adop} (cm²)	24.13	18.47	18.47	13.57	13.57	13.57
N^{bre} /par face	12HA16	12HA14	12HA14	12HA12	12HA12	12HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	0.26	0.89	0.66	0.55	0.45	0.39
A_h^{min} (cm²)	11.34	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08
A_h^{adop} (cm²)	14.14	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53
N^{bre} /par face	18HA10	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.28.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x5} dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol, RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
Section (m²)	4.5×0.2	4.5×0.2	4.5×0.15	4.5×0.15	4.5×0.15	4.5×0.15
M(KN)	850.09	780.17	486.44	164.22	121.03	74.856
N(KN)	2828.01	2526.63	1671.12	1255.99	801.66	586.73
section	S E T	S E T	S E T	S E T	S E T	S E T
L_t (m)	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25
V (KN)	804.81	1272.45	942.53	648.81	396.50	274.86
τ (MPa)	1.39	2.19	2.17	1.49	0.91	0.63
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$(MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	48.79	43.79	28.68	19.62	12.68	9.15
A_v^{min} (cm²)	18	18	13.50	13.50	13.50	13.50
A_v^{adop} (cm²)	50.27	44.61	33.17	27.64	27.64	27.64
N^{bre} /par face	25HA16	13HA16+ 12HA14	12HA14+ 13HA12	25HA12	25HA12	25HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	1.74	2.75	2.04	1.40	0.86	0.59
A_h^{min} (cm²)	11.34	8.1	6.08	6.08	6.07	6.07
A_h^{adop} (cm²)	14.14	10.21	6.53	6.53	6.53	6.53
N^{bre} /par face	18HA10	13HA10	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.29.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux

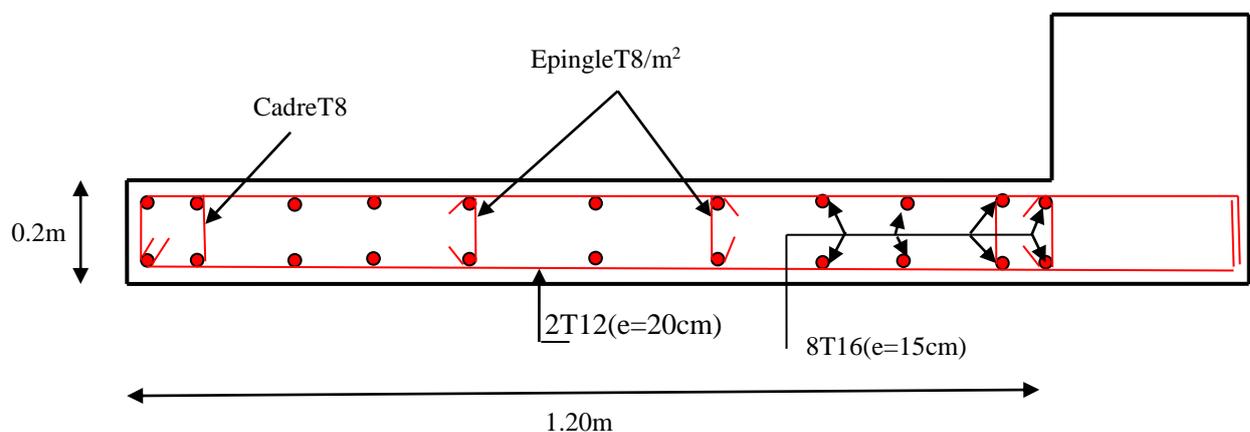
Niveau	Entre sol, RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
Section (m²)	3.8×0.2	3.8×0.2	3.8×0.15	3.8×0.15	3.8×0.15	3.8×0.15
M(KN)	-720.02	-597.5	-407.76	-430.98	53.46	-247.70
N(KN)	3064.30	2774.82	1697.89	1062.36	603.52	437.15
section	S E T	S E T	S E T	S E T	S E T	S E T
L_t (m)	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9
V (KN)	683.22	-886.32	-643.04	-487.31	241.71	186.45
τ (MPa)	1.39	1.43	1.75	1.33	0.66	0.5
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	52.22	45.25	29.03	20.16	9.28	9.09
A_v^{min} (cm²)	15.20	19.20	11.40	11.40	11.40	11.40
A_v^{adop} (cm²)	52.28	52.28	30.79	22.62	20.62	22.62
N^{bre} /par face	26HA16	26HA16	20HA14	20HA12	20HA12	20HA12
S_t(cm)	15	15	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	1.75	-1.8	-1.65	-1.25	0.62	0.48
A_h^{min} (cm²)	8.34	8.10	6.07	6.08	6.08	6.08
A_h^{adop} (cm²)	14.14	10.21	6.53	6.53	6.53	6.53
N^{bre} /par face	18HA10	13HA10	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8
S_t(cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.30. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol, RDC	1 et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
Section (m ²)	3.75×0.2	3.75×0.2	3.75×0.15	3.75×0.15	3.75×0.15	3.75×0.15
M(KN)	-234.37	-175.04	-126.93	-96.47	82.65	15.22
N(KN)	1808.18	1720.17	1282.18	992.09	606.83	429.64
section	S E T	S E T	S E T	S E T	S E T	S E T
L_t (m)	1.875	1.875	1.875	1.875	1.875	1.85
V (KN)	-555.18	-873.31	-583.20	-425.50	200.08	160.76
τ (MPa)	1.15	1.81	1.61	1.17	0.55	0.44
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	28.68	26.73	19.89	15.05	9.67	6.35
A_v^{min} (cm ²)	15	15	11.25	11.25	11.25	11.25
A_v^{adop} (cm ²)	29.4	29.4	22.62	22.62	22.62	22.62
N^{bre} /par face	26HA12	26HA12	20HA12	20HA12	20HA12	20HA12
S_t (cm)	15	15	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	-1.44	-2.26	-1.51	-1.10	0.52	0.42
A_h^{min} (cm ²)	8.34	8.1	6.08	6.08	6.08 <td 6.08	
A_h^{adop} (cm ²)	14.14	10.21	6.53	6.53	6.53	6.53
N^{bre} /par face	18HA10	13HA10	13HA8	13HA8	3HA8	13HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

V.5.5. Schéma de ferrailage :

On prend comme un exemple de ferrailage le voile de RDC

**Figure V.5.** Schéma de ferrailage du voile RDC

VI.1.Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et leur transmission au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type de fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- la capacité portante du sol ;
- les Charges transmises au sol ;
- la distance entre axes des poteaux ;
- la profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, la vérification se fait dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes, le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.9 bar à une profondeur de 2 m.

VI.3. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.4. Étude des fondations

1. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

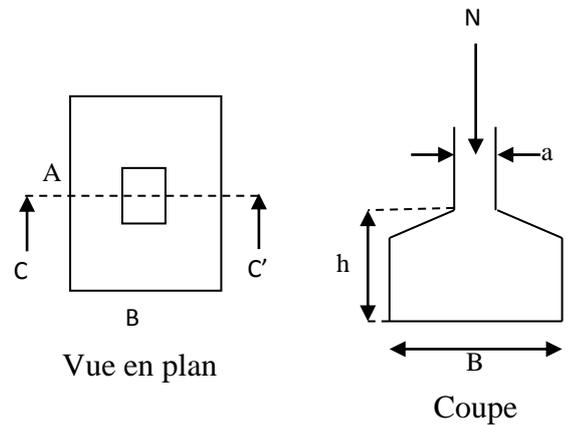


Figure VI.1: schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N_{sup} : L'effort normal agissant sur la semelle, obtenu par le logiciel SAP2000.

N_{inf} : Le poids estimé de la semelle.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$N_{sup} = 2727.40 \text{ KN.}$

$N_{inf} = 25 \times 0.45 \times 1.5 \times 1.5 = 25.31 \text{ KN.}$

$\bar{\sigma}_{sol} = 190 \text{ KN/m}^2.$

$(A \times B) \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots(1)$

Semelle à poteaux homothétiques :

$\frac{A}{b} = \frac{B}{h} \dots\dots\dots(2)$

On remplace (2) dans (1).

$\frac{b}{h} \times B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{h}{b} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{650}{600} \times \frac{2752.71}{190}} = 3.96m$

D'après le résultat, on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre les axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

2. Vérification des semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} ;$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$\Sigma N_i = N1 + N2 + N3 + N4 + N5 + N6 + N7 + N8$$

$$\Sigma N_i = 2727.40 + 1709.86 + 1815.24 + 1580.37 + 1235.88 + 1670.54 + 1542.96 + 1154.34$$

$$\Sigma N_i = 13473.22 \text{ KN}$$

$$N_{inf} = 8 \times (25 \times 0.6 \times 0.65 \times 1.5) + (25 \times 0.45 \times 1.5 \times 30.04) = 623.92 \text{ KN}$$

$$N = N_{inf} + \Sigma N_i$$

$$N = 623.92 + 13473.22 = 14097.14 \text{ KN}$$

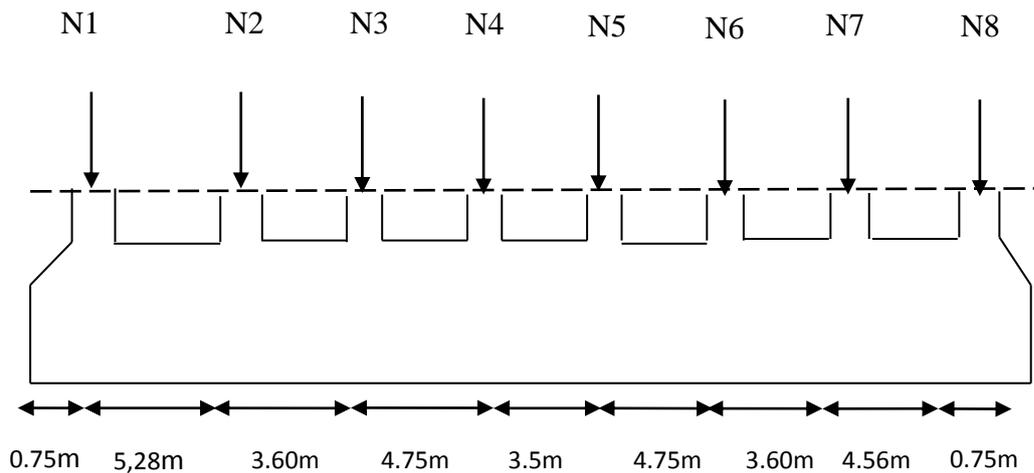


Figure VI.2 : schéma d'une semelle filante.

D'après le portique le plus sollicité $N=14097.14 \text{ KN}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{14.0971}{0.19 \times 31.54} = 2.35 \text{ m} .$$

Donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour cette structure, alors on va opter pour un radier général.

VI.5. Radier général :

Le radier se calcule comme une dalle pleine renversée, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

Soit la surface du radier :

$$S_{rad} = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{64.2387}{0.19} = 338.09 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 459.61 \text{ m}^2 > S_{rad} = 338.09 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{Ya pas de débord.}$$

$$\text{Donc } S_{rad} = S_{bat} = 459.61 \text{ m}^2$$

A - Dimensionnement :

- **La condition de coffrage :**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.28 \text{ m}$)

- ✓ **Nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \quad h \geq 52.8 \text{ cm Soit: } h_t = 60 \text{ cm.}$$

- ✓ **La dalle :**

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \quad h_r \geq 26.4 \text{ cm Soit : } h_r = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification de condition de rigidité :**

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

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, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1 ml.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.28^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 0.78m = 78cm$$

D'après les deux conditions on opte $h_r=40cm$ et $h_f=80cm$

B- Vérifications nécessaires :

a) Vérification au poinçonnement :

D'après le CBA93 (**article, A.5.2.4.2**), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Effort normal de calcul,

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de radier.

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = (A+B) \times 2$$

$$\text{Tel que } \begin{cases} A = a + h = 0.65 + 0.8 \\ B = b + h = 0.6 + 0.8 \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 5,70m$$

$$N_u = 2727.40KN \leq Q_u = 0.045 \times 5.70 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 3420 KN \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

b) Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.27m$$

$$V = \frac{N \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1m$$

N : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V = \frac{64238.7 \times 5.28}{2 \times 459.61} \times 1 = 368.98KN$$

$$\tau_u = \frac{368.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} \leq \frac{0.07}{1.5} \times 25$$

$$\tau_u = 1.02 \leq 1.16 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

c) Vérification des contraintes dans le sol :

Il faut vérifier que : $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}$

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 8965.88 \text{ m}^4, \quad X_G = 15.02 \text{ m.}$$

$$I_y = 34562.88 \text{ m}^4, \quad Y_G = 7.65 \text{ m.}$$

$$M_x = 16960.2428 \text{ KN.m} ; \quad M_y = 40987.6373 \text{ KN.m}$$

$$N = 64238.7 \text{ KN}$$

- **Sens xx :**

$$\sigma_x = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \cdot Y_G}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{64238.7}{459.61} + \frac{10537.56 \times 7.65}{8965.88} = 0.148 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{64238.7}{459.61} - \frac{10537.56 \times 7.65}{8965.88} = 0.130 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.143 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 0.19 \text{ MPa} .$$

- **Sens y-y :**

$$\sigma_y = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y} .$$

$$\sigma_1 = \frac{64238.7}{459.61} + \frac{40987.6373 \times 15.02}{34562.88} = 0.157 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{64238.7}{459.61} - \frac{40987.6373 \times 15.02}{34562.88} = 0.122 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.148 \text{ MPa} \geq \sigma_{\text{sol}} = 0.19 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon les deux sens.

d) Vérification de la poussée hydrostatique :

Dans notre cas on n'a pas un sous-sol donc la vérification de la poussée hydrostatique n'est pas nécessaire.

- **Ferraillage du radier :**

On calcule le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour les autres panneaux du radier.

a) Calcul des sollicitations :

- Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

N_u : est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$q_u = \frac{87923.663}{459.61} = 191.30 \text{ KN / ml.}$$

$$q_s = \frac{64238.7}{459.61} = 139.76 \text{ KN / ml.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.77 > 0,4 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.5440 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0596 \times 191.3 \times 4.10^2 = 191.65 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.5440 \times 191.65 = 104.25 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 162.86 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 88.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } \begin{cases} M_{ax} = 0.5 M_x = 95.82 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 M_y = 52.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) calcul de ferraillage :

Le ferraillage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$, les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI .1.Section des armatures du radier.

Localisation		M_t (KN.m)	$A_{calculée}$ (cm ² /m)	A_{min} (cm ² /m)	A adoptée (cm ²)	St (cm)
travée	x-x	162.86	14.07	3.56	7HA16 = 14.07	14
	y-y	88.61	7.47	3.56	5HA14 = 7.70	20
appui	x-x	95.82	8.10	3.2	6HA14 = 9.24	17
	y-y	52.12	4.34	3.2	4HA12=4.52	25

- **Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$ la valeur minimale des armatures est :

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{x\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times (3-0.77) \times 100 \times \frac{40}{2} = 3.56\text{cm}^2 \\ A_{y\min} = \rho_0 \times b \times h = 3.2\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec $\rho_0 = 0.0008 \rightarrow$ pour les HA et FE400

c) **Vérification :**

➤ **A l'ELU :**

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

- **Sens x-x**

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 261.44\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{261.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.72\text{MPa} < 1.25\text{MPa}$$

- **Sens y-y**

$$V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 363.78\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{363.78}{1 \times 0.36} = 1.01\text{MPa} < 1.25\text{MPa}$$

La condition est vérifiée, donc y a pas risque de cisaillement.

➤ **A l'ELS :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.77 \Rightarrow \text{ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0.0661 \\ \mu_y = 0.6710 \end{cases}$$

$$q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{64238.7}{459.61} = 139.76\text{KN} / \text{m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0661 \times 139.76 \times 4.1^2 = 155.29\text{KN.m.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.6710 \times 155.29 = 104.20\text{KN.m.}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 131.99\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_y = 88.57\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appui : } \begin{cases} M_{ax} = 0.5M_x = 77.64 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5M_y = 52.1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

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

• **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.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
travée	xx	131.99	14.07	10.39	175809.21	7.8	288.40	Non vérifiée
	yy	88.57	7.7	8.03	107617.44	6.60	345.29	Non vérifiée
appui	x-x	77.64	9.24	8.68	125247.66	5.38	254.03	Non vérifiée
	y-y	52.1	4.52	7	68453.13	5.32	331.08	Non vérifiée

On remarque que les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on recalcule la section armature à L'ELS.

Les nouvelles sections de ferrailage adopter est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Vérification des contraintes de la dalle du radier après redimensionnement de la section d'acier.

Localisation		Nouvelles sections	A	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
travée	x-x	7HA20	21.99	12.46	247261.46	6.65	188.48	vérifiée
	y-y	7HA16	14.07	10.39	211809.21	4.34	160.63	vérifiée
appui	x-x	7HA16	14.07	10.39	211809.21	3.8	140.81	vérifiée
	y-y	5HA14	7.70	8.3	107617.44	4.01	199.98	vérifiée

- **Schéma de ferrailage du radier général :**

Le ferrailage se fait pour 1 ml de la longueur.

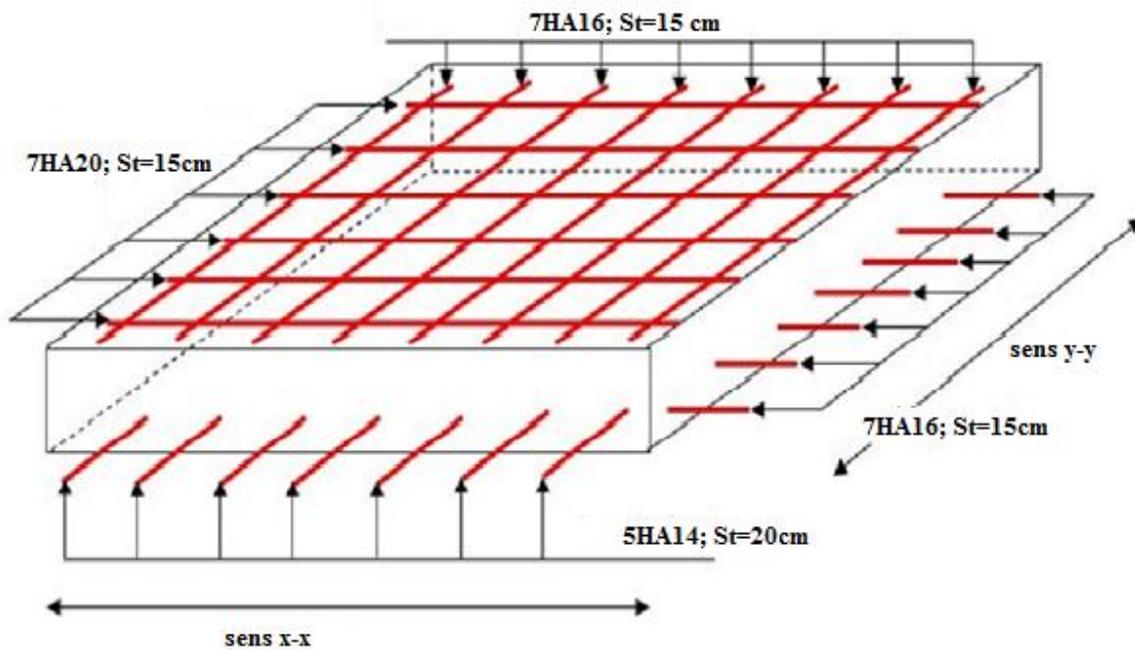


Figure VI .3. Schéma de ferrailage du radier

VI.6.Nervures :

Les nervures sont des poutres de section en (Té), elles sont calculées à la flexion simple.

a) Les sollicitations sur les nervures :

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties. Le calcul des sollicitations se fait par la méthode de Caquot.

On à $\rho > 0.4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Les charges triangulaires :** $p = \frac{q_u \times l_x}{3}$; avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire
- **Les charges trapézoïdales :** $p = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times (\frac{q_u \times l_x}{2})$; avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 191.30 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 139.76 \text{ KN/m}$$

b) Schéma de rupture de la dalle du radier :

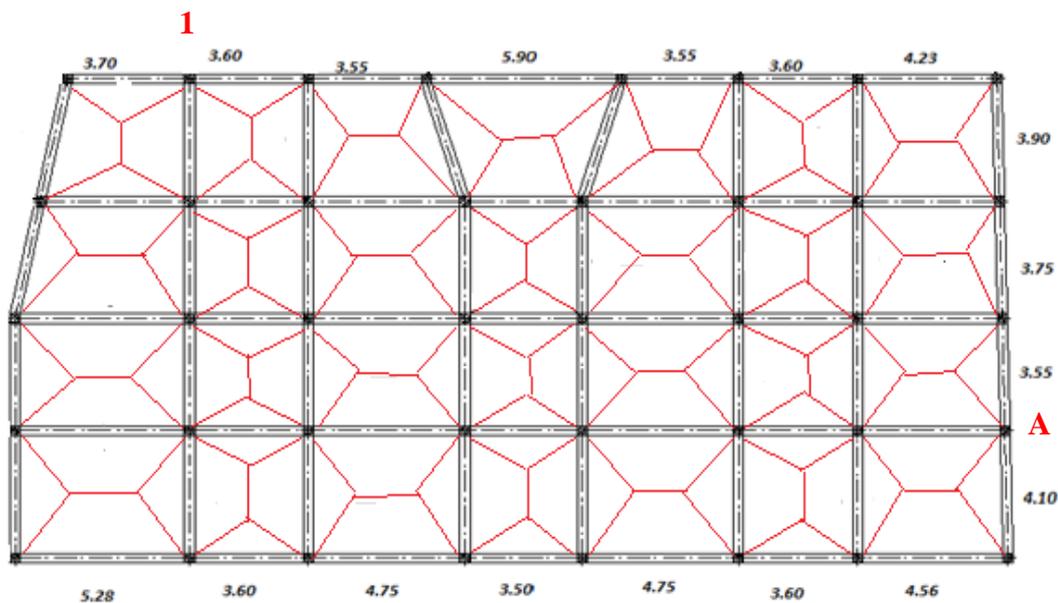


Figure VI.4.Schéma de rupture de la dalle de radier.

Sens x-x : (A)

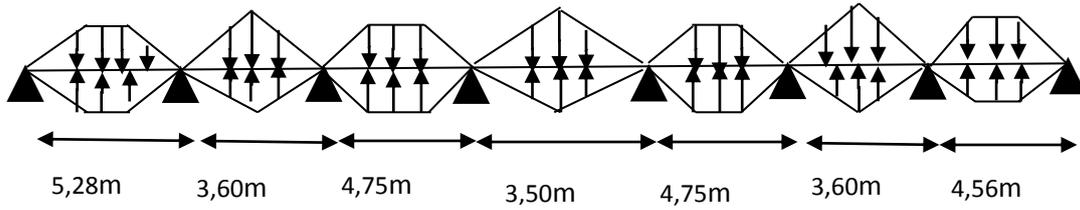


Figure VI.5. Schéma statique des sollicitations sur les nervures longitudinales x-x

Sens y-y : (1)

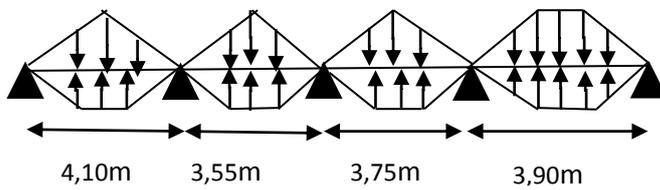


Figure VI.6. Schéma statique des sollicitations sur les nervures longitudinales y-y

Moments aux appuis $M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$; avec :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l \\ 0,8 \times l \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0,15 \times M_0$ avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• **Moment en travée**

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- **Sens transversal x-x :**

Tableau. VI.4. Sollicitations de la nervure transversale.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		x (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
5.28 m	4.68	4.68	500.65	0	-205.60	2.25	1163.31
3.60 m	3	2.4	306.08	-205.60	-923.06	0.72	126.56
4.75 m	4.15	3.32	475.39	-923.06	-444.83	2.31	353.45
3.50 m	2.9	2.32	295.88	-444.83	-439.95	1.45	131.34
4.75 m	4.15	3.32	475.39	-439.95	-444.83	2.07	581.04
3.60 m	3	2.4	306.08	-444.83	-610.64	1.39	178.40
4.56 m	3.96	3.96	463.45	-610.64	0	2.31	628.79

- **Sens longitudinal y-y :**

Tableau.VI.5. Sollicitations de la nervure longitudinale.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN/m)		x (m)	M_t
				M_g	M_d		
4.10 m	3.45	3.45	434.55	0	-96.98	1.66	598.95
3.55 m	2.90	2.32	343.03	-96.98	-451.17	1.09	108.28
3.75 m	3.10	2.48	356.94	-451.17	-238.43	1.74	90.57
3.90 m	3.25	3.25	413.23	-238.43	0	1.8	432.89

- **Sens transversal (X-X) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5.Résumé des Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal

Localisation	travée	Appui
M_U (KN.m)	1163.31	-923.06
M_S (KN.m)	553.02	-513.11
V(KN)	1215.45	

- **Sens longitudinal (Y-Y) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6.Résumé des Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal

Localisation	travée	Appui
M_U (KN.m)	598.95	-451.17
M_S (KN.m)	408.3	-227.8
V(KN)	777.709	

a) Le Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en (Té) en flexion simple.

$h_t = 0.8m$

$h_0 = 0.4m$

$b_0 = 0.65m$

$d = 0.72m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{5,28}{10}; \frac{4,10}{2})$

$b_1 \leq \min(0,52; 2,05)$

soit : $b_1 = 0.50m$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1,65m$

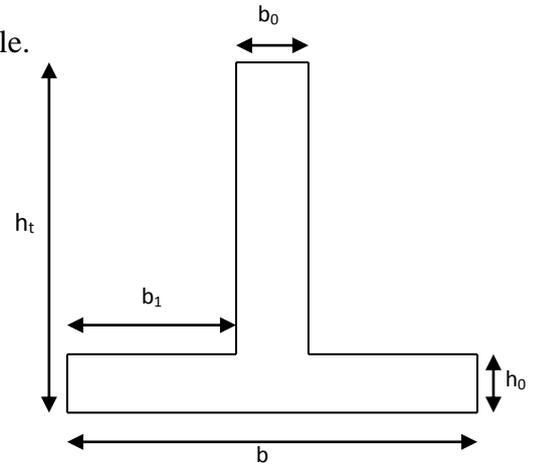


Figure VI.7 Section à ferrailer

Tableau.VI.7 Résumé des résultats du ferrailage.

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
x-x	Travée	1163.31	48.92	14.34	10T25=49.09
	Appui	923.06	38.37	5.65	5T25+5T20=40.25
y-y	Travée	598.95	24.53	14.34	10T20=31.42
	Appui	451.17	18.36	5.65	10T16=20.11

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

$$V_u = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Tableau VI.8 .Vérification de l'effort tranchant.

Sens	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens x-x	1215.45	1.023	2.5	Vérifiée
Sens y-y	777.709	0.65	2.5	Vérifiée

- **Vérification à l'ELS**

Tableau VI.9 .Vérification à L'ELS.

Localisation	Sens	M(KN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	Travée	553.02	49.09	21.27	2103729.98	5.59	15	200.03	201.63
	appui	531.11	40.25	19.58	2071876.34	5.01	15	201.56	201.63
y-y	Travée	408.3	31.42	17.62	1694834.28	4.24	15	196.5	201.63
	appui	227.8	20.11	14.49	1165341.10	2.83	15	168.63	201.63

On remarque que les contraintes sont vérifiées donc on ferraille avec les sections calculées.

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(22,88; 65; 25)mm$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 22,88mm$$

Soit $\phi_t = 10mm$.

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit 5HA10=3.93 cm² (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

$$1).S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(64.8; 40)cm \Rightarrow S_t \leq 40cm.$$

$$2).S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_o} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.65} = 60cm.$$

$$3).S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_o [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.65 [1.023 - 0.3 \times 2.1]} = 49.23cm$$

$$4).S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{\min}\right)$$

Soit $S_t = 10cm$

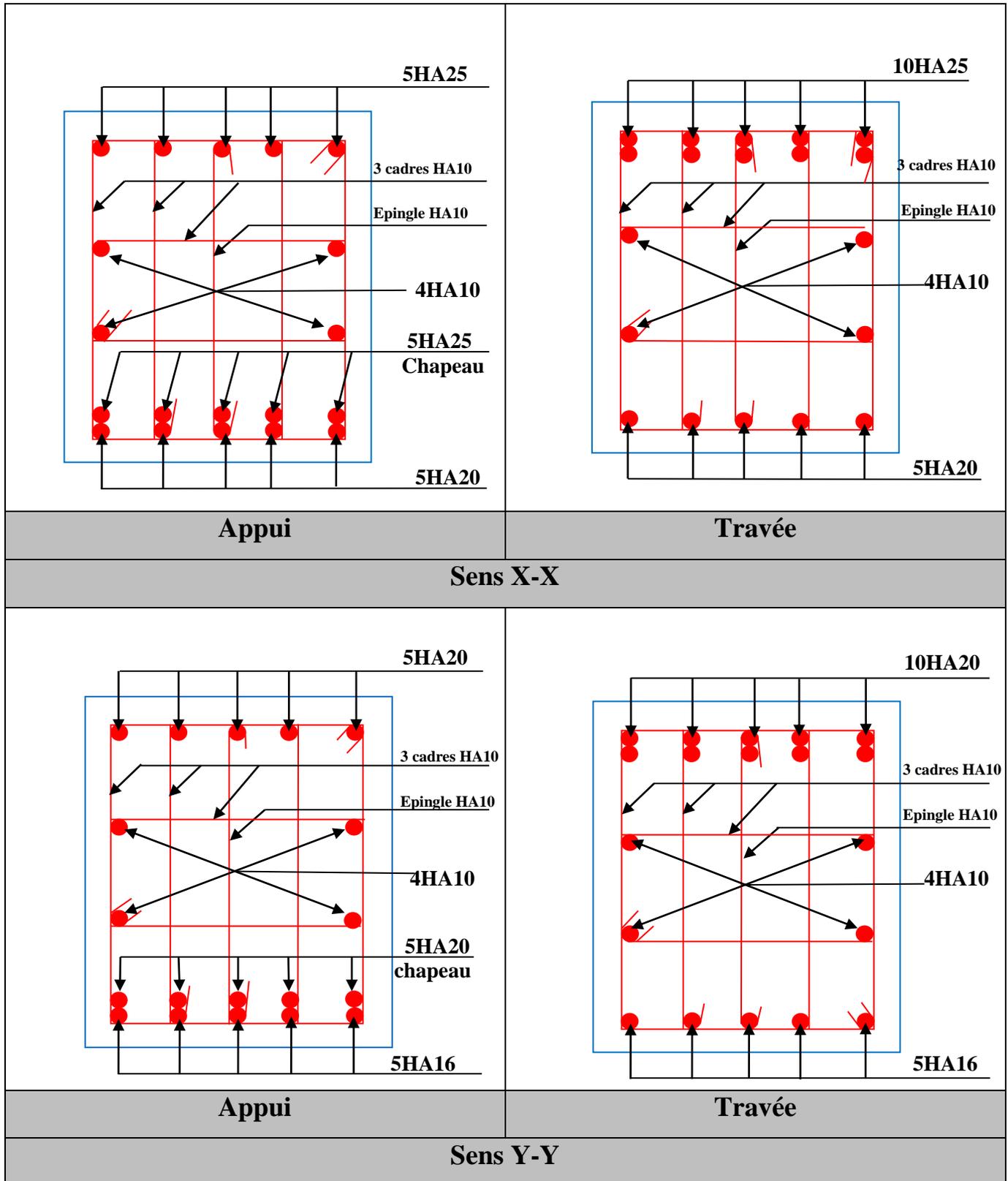
- **Les armatures de peau :**

Comme la poutre a une hauteur de 80 cm le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section $A_p = 3cm^2/ml$ de hauteur, donc : $A_p = 3 \times 0.8 = 2.4 cm^2$.

On opte pour 4HA10=3.14cm²

• Schémas de ferrailage des nervures :

Tableau VI.10 .Schéma de ferrailage des nervures.



VI.7. Voile périphérique :

1) Introduction :

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux

Selon le **RPA99**, un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

2) Dimensionnement des voiles :

La hauteur $h=2,98$ m

La longueur $L=5,28$ m

L'épaisseur $e=20$ cm

3) Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique $\gamma_h = 20.2 \text{ KN} / \text{m}^3$

L'angle de frottement $\phi = 22^\circ$

La cohésion $c=0.2$ bar.

4) Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

a) La poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})) = 26,61 \text{ KN} / \text{m}^2$$

b) Charge due à la surcharge :

$$Q = q * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

$$q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow Q = 4,54 \text{ KN} / \text{m}$$

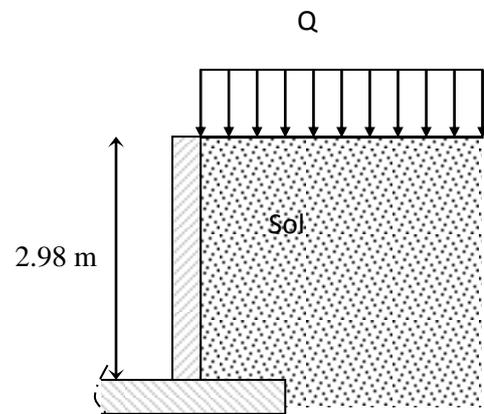


Figure VI.8. Voile périphérique

5) Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

➤ A L'ELU

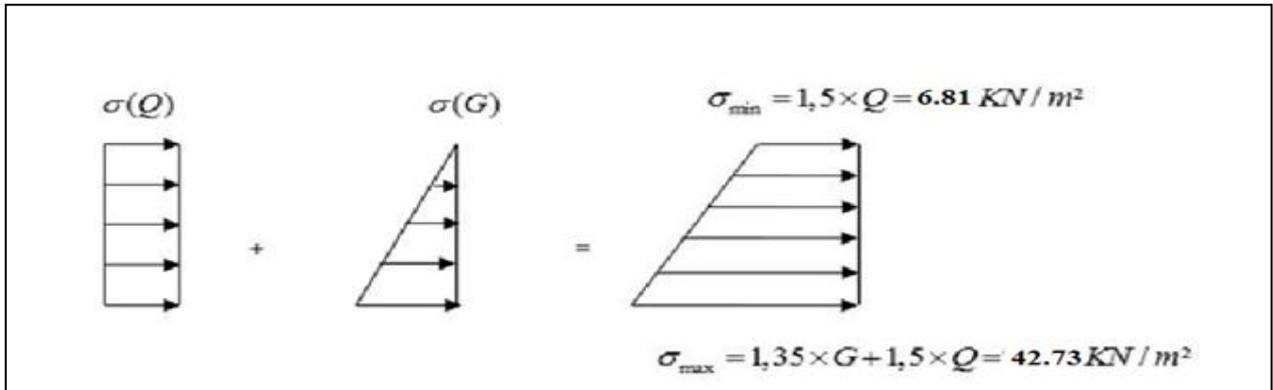


Figure VI.9. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 33,75 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 33,75 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2,98 \text{ m}$$

$$L_y = 5,28 \text{ m}$$

$$b = 100 \text{ cm}, \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,56 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\alpha = 0,56 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0,0880 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 26,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 6,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 22,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 5,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui} = 0.5 \times M_{0x} = 13.18KN.m$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0.1\% b \cdot h$ condition exigée par le RPA.

Tableau. VI.11. Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN*m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
travée	x-x	22.41	0.054	0.070	0.165	3.89	2	4HA12=4.52	25
	y-y	5.60	0.0136	0.017	0.168	0.95	2	4HA8=2.01	25
Appui		13.18	0.0408	0.052	0.166	2.27	2.05	4HA10=3.14	25

• **Espacement des armatures :**

Armatures // L_x : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

• **Condition de non-fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

En travée : $\begin{cases} A_x^{min} = 1,95\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ A_y^{min} = 1,6\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée} \end{cases}$

En appui : $A_{xmin} = A_{ymin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.05\text{cm}^2$

$A_t > A_{min} \dots\dots\dots\text{verifiée}$

$A_a > A_{min} \dots\dots\dots\text{verifiée}$

6) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \cdot f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{fissuration nuisible}$$

On a : $V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 45.25\text{KN}$

$\tau_u = 0.26\text{MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée .}$

➤ **A l'ELS :**

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 4.54 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 31.15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 24.49 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\alpha = 0.66 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0.0923 \\ \mu_y = 0.4254 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 20.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 8.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 17.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 7.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui} = 0.5 \times M_{0x} = 10.03 \text{ KN.m}$$

7) Vérification de l'état limite de compression du béton

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul et vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.12. Résultats de calcul et vérification à l'ELS

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	observation
En travée	Sens x-x	17.05	4.52	4.17	13579.07	5.23	15	241.64	201.6	Non Vérifier
	Sens y-y	7.25	2.01	2.91	6810.74	3.09	15	224.98	201.6	Non Vérifier
En appui		10.03	3.14	4.01	10112.02	3.97	15	193.26	201.6	Vérifier

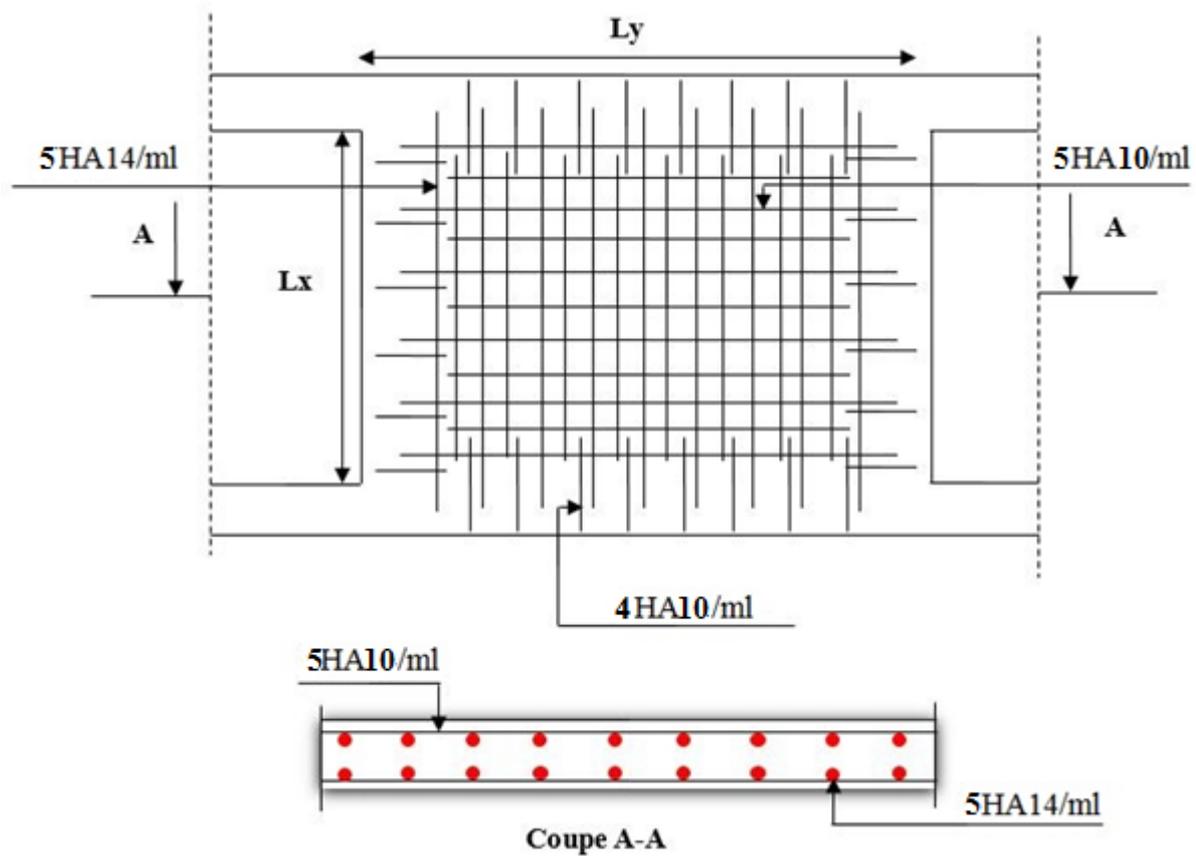
On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.13. Résultats de calcul et vérification après redimensionnement à l'ELS

Localisation		A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	observati on
En travée	Sens x-x	5HA14=7.70	5.21	20788.37	4.27	15	145.04	201.6	Vérifiée
	Sens y-y	5HA10=3.93	3.92	12102.78	2.34	15	117.53	201.6	Vérifiée
En appui		4HA10=3.14	4.01	10112.02	3.97	15	193.26	201.6	Vérifiée

8) Schéma de ferrailage :

**Figure VI.10.** Schéma de ferrailage de voile périphérique.

VI.8. Conclusion :

L'implantation d'un ouvrage nécessite de procéder à une étude de sol, permettent de dresser avec une bonne précision sa capacité pour qu'il supporte les charges appliquée par le bâtiment sur le sol.

Vue à l'importance du poids de notre structure et a la capacité portance de (1.9 bars), et pour éviter le chevauchement des semelles isolées les semelles filantes, on a opté pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution.

Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel SAP2000 version 14.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs et d'avoir une meilleur approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

2. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

3. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important pour avoir un bon comportement, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"

4. Si la justification de l'interaction de la structure est satisfaite, donc le facteur économique est respecté.

5. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

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

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.8$$

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 M₁	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
Valeur de M₂	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

Annexe 3

Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Bibliographie

- Règles de conception de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93).
- Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L .91)
- Règles parasismique algérienne (R.P.A.99/version 2003).
- Document technique règlementaire (D.T.R) charge et surcharge d'exploitations
- Autres documents consultés.
- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'étude.