



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de la technologie
Département de Génie Civil

mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT R+7+3 ENTRE SOL, A USAGE
D'HABITATION ET COMMERCIAL CONTREVENTE PAR UN SYSTEME
MIXTE
(VOILES-PORTIQUES).

Présenté par :

MR. OUATAH ABD ELHALIM
MR. BENHAMA HICHEM

Encadré par :

MR. OUDNI NASSERDINE

MEMBRES DE JURY:

MR. GUECHARI

MR. HADI

Juin 2017

REMERCIEMENTS

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

Avant tous, nous remercions Dieux le tout puissant de nous donné la patience, la volonté et la bravoure de finir ce travail à temps.

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

Nos remerciements vont également à notre encadreur M.N/Oudni pour avoir acceptée de nous guider sur le bon chemin de travail, et pour son soutien et ses conseils judicieux.

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

On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de prêt ou de loin, à vous tous, sans vous nommer pour n'oublier personne. Merci de vos aides si importantes et de si déférentes natures.

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail :
A ma lumière de vie mes très chers
parents en témoignage de leurs
amours et leur affection.*

*A mon frère :
Iyes*

*A tout mes proches : grand
parents, cousins et oncles sans
exceptions.*

*A tout mes enseignants qui m'ont
servit du primaire à
l'université.*

A tout mes amis sans exceptions.

Ouatah Abdelhalim

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail :
A ma lumière de vie mes très chers
parents en témoignage de leurs
amours et leur affection.*

A ma sœur: smina

*Et le chouchou de la famille:
yacine*

*A tout mes proches : grand
parents,
cousins et oncles sans exceptions.*

*A tout mes enseignants qui m'ont
servit du primaire à
l'université.*

*A tout mes amis sans exceptions,
ainsi que ceux qui long dans les*

coulisse de

mes rêve.

Benhama

Hicham

Symboles et notation

La signification des notations est suivante :

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

G : Charge permanent.

Q : Charge d'exploitation / facteur de qualité

A' , A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à ELS respectivement.

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique.

R : Coefficient de comportement global.

A_t : Section d'un cours d'armature transversale.

α : Coefficient de fibre neutre.

B_r : Section réduite.

B : Aire d'une section de béton.

b : la largeur en général.

C : Cohésion du sol.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_i : Module de Yong instantané.

E_v : Module de Yong différé.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

f_{bu} : Contrainte de compression de béton.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.

f_{t28} : Résistance à la traction de béton à l'âge de 28 jours.

f_{ji} : Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.

f_{gi} : Flèche instantanée due aux charges permanentes

f_{qi} : Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitation.

f_{gv} : Flèche différée due aux charges permanentes.

Δ_f : Flèche totale.

Δf_{adm} : Flèche admissible.

H : Hauteur.

h_t : Hauteur totale du plancher à corps creux / hauteur des nervures de radier.

h_{cc} : Hauteur du corps creux.

Symboles et notations

h_e : Hauteur libre d'étage.

h_r : Hauteur de la dalle de radier.

I : Moment d'inertie.

I_f : Moment d'inertie fissuré.

L : Portée d'un élément.

L_{max} : Longueur maximale entre deux éléments porteurs.

L_x : Distance entre deux poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

M : Moment en générale.

M_0 : Moment isostatique.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment en appui.

N : effort normal.

n : Nombre de contre marche sur le volée / coefficient d'équivalence Acier- béton.

S : Section d'un élément.

S_{rad} : Surface de radier

S_t : Espacement des armateurs.

$T_1 ; T_2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : Poids de la structure.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_{st} : Contrainte de la traction dans l'acier.

σ_{adm} : Contrainte admissible.

γ_b : Coefficient de sécurité concernant le béton.

γ_s : Coefficient de sécurité concernant l'acier.

γ_w : Poids volumique de l'eau

τ : Contrainte de cisaillement.

β : Coefficient de pondération.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

TABLE DES MATIERES

Chapitre I :

1. Introduction :	1
2. Présentation de l'ouvrage :	1
3. Données de site : (Annexe I)	1
4. Description architecturale :	1
5. Description structurale :	2
6. Règlementation et normes utilisées :	2
7. Méthodes de calcul :	2
7.1 Etat limite ultime ELU:	3
7.2 Etat limite de service ELS:	3
8. Les hypothèses de calcul :	3
8.1 E.L.U: CBA93 (article A.4.3.2):	3
8.2 E.L.S: BAEL91 (article IV.1):	3
9. Matériaux :	4
9.1 Béton :	4
9.1.1 Définition:	4
9.1.2 Dosage pour 1m ³ du béton courant pour un rapport E/C=0.5.....	4
9.1.3 Caractéristiques mécaniques. :	4
9.2 Aciers ::	6
9.2.1 Définition :	6
9.2.2 Caractéristiques mécaniques des aciers :	6
9.2.3 Déformation longitudinale du béton:	6
9.2.4 Module de déformation longitudinale du béton:	6
10. Conclusion.....	7

Chapitre II :

1. Introduction :	8
2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :	8
2.1 Les planchers à corps creux:	8
2.2 Les dalles pleines:	9
2.3 Les escaliers:	10
2.4 L'acrotère:	12
3. Pré-dimensionnement des éléments principaux :	12
3.1 Les voiles:	12

3.2 Les poutres:	13
3.3 Les poteaux:	14
3.4 Vérification du Poteau :	21
3.5 Conclusion.....	24
Chapitre 03 :	
1. Introduction :	25
2. Etude des planchers :	25
2.1 Les poutrelles des planchers (16+4):	25
2.1.1. Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles	26
2.1.2 Calcul des sollicitations dans la poutrelle :	30
2.1.3 Poutrelles du plancher étage courant (type 2) :.....	30
2.1.3 Les sollicitations pour chaque type de poutrelle :	31
2.1.4 Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables :	37
2.1.5 Ferrailage des poutrelles :	37
2.1.6. Etude de la dalle de compression:	49
3. Etudes des dalles pleines :	50
3.1 Dalle sur deux appuis:	50
3.2 Dalle pleine sur trois appuis (balcon):.....	54
4. Etude des escaliers:	57
4.1. Etude d'escalier type I:	57
4.2 Etude de la poutre palière :	60
4.3 Etude d'escalier type II.....	64
4.4 Etude de la poutre brisée :	67
5. Etude de la poutre de chainage :	69
6. Etude de l'ascenseur :	72
7. Étude de l'acrotère :	80
Chapitre 04 :	
1. Introduction :	86
2. Objectifs et exigences :.....	86
3. Méthodes de calcul :	86
3.1 Méthode statique équivalente:	86
3.2 Méthode dynamique modale spectrale :	90
3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :.....	91

4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :	91
4.1 Interprétation des résultats de l’analyse dynamique:	91
4.2 Disposition des voiles de contreventement:	91
4.3 Résultats et discussions:	92
4.4 Conclusion :	101
Chapitre 05 :	
1. Introduction:	102
2. Etude des poteaux :	102
2.1 Recommandation :	102
2.2 Sollicitations de calcul :	104
2.3 Calcul du ferrailage :	105
2.4 Vérifications:	108
2.5 Schéma de ferrailage:	111
3. Etude des poutres :	113
3.1 Introduction:	113
3.2 Calcul du ferrailage :	113
3.3 Vérification à l’ELU :	115
3.4 Vérification à l’ELS :	116
3.5 Vérification des zones nodales:	117
3.6 Schéma de ferrailage des Poutres :.....	118
4. Étude des voiles :	119
4.1 Introduction:	119
4.2 Sollicitations de calcul :	119
4.3 Calcul du ferrailage :	120
4.4 Vérifications :	122
4.5 Schéma de ferrailage :.....	131
Chapitre 06 :	
1. Introduction :	132
2. Combinaisons de calcul:	132
3. Reconnaissance du sol:	132
4. Choix de type de fondations:	132
4.1 Vérification de La semelle isolée :	132
4.2 Vérification de la semelle filante:	133
4.3 Radier général : :.....	134

5. Ferrailage du radier général :.....	138
6. Etude des nervures:	143
7. Etude de voile Périphérique :	150
7.1 Dimensionnement des voiles périphériques :	150
7.2 Ferrailage de voile périphérique :	150

Conclusion général

Bibliographie

Annexes

Plan de la structure

TABLE DES Figures

Figure II.1. Panneau de dalle sur 2 appuis	9
Figure II.2. Panneau de dalle sur 3 appuis	9
Figure II.3. Détail d'un escalier droit	10
Figure II.4. Vue en plan de type 1 de escalie	10
Figure II.5. Schéma statique de l'escalier type 1.....	10
Figure II.6. Vue en plan de type 2 de escalier	11
Figure II.7. Schéma de l'acrotère	17
Figure II.8. Surface afférente de l'entre sol 1,2.....	17
Figure II.9. Surface afférente de RDC.....	18
Figure II.10. Surface afférente étage couran.....	18
Figure II.11. Surface afférente terrasse inaccessible	25
Figure III.1. Schéma de disposition des poutrelles du plancher (16+4)	35
Figure III.2. Schéma de poutrelle de type 2 de l'étage courant.....	30
Figure III.3. Schéma des poutrelles.....	37
Figure III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de la compression.....	50
Figure III.5. Dalle plein sur 2 appuis	50
Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.....	53
Figure III.7. Théorie de calcule des moments.....	54
Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3appuis.....	56
Figure III.9. Schéma statique de l'escalier type 1.....	57
Figure III.10. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1.....	59
Figure III.11. Schéma statique de la poutre palier.....	60
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la poutre palier.....	63
Figure III.13. Schéma statique d'escalier type 2.....	64
Figure III.14. Section à ferrailer.....	64
Figure III.15. Schéma de ferrailage de l'escalier type 2.....	67
Figure III.16. Vue en élévation de la poutre brisée.....	67
Figure III.17. Schéma statique de la poutre brisée.....	67
Figure III.18. Schéma de ferrailage du boutre brisé.....	69
Figure III.19. Schéma statique de la poutre de chainage.....	69
Figure III.20. Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	71
Figure III.21. Cage d'ascenseur.....	72
Figure III.22. Schéma représentant la surface d'impact.....	76

Figure III.23. Schéma de ferrailage des deux dalles de l'ascenseur.....	80
Figure III.24. Schéma statique de l'acrotère.....	80
Figure III.25. : Modèle de calcul de l'acrotère	81
Figure III.26. Section à ferrailier.....	82
Figure III.27. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	85
Figure IV.1. Spectre de réponse.....	90
Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement.....	92
Figure IV. 3. Les trois premiers modes de déformations.....	94
Figure IV.4. Vue en 3D de la structure	96
Figure V.1. Zone nodale.....	103
Figure V.2. Zone nodale.....	117
Figure V.3. La longueur tendue	121
Figure V.4. Schéma de ferrailage des voiles.....	131
Figure VI.1. Semelle filante	133
Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier.....	141
Figure VI.3. Schéma statique de débord.....	141
Figure VI.4. Schéma de ferrailage de débord	143
Figure VI.5. Schéma des lignes de rupture de radier.....	143
Figure VI.6. Schéma statique de la nervure selon x-x.....	145
Figure VI.7. Schéma statique de la nervure selon y-y.....	145
Figure VI.8. Schéma des nervure.....	147
Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x.....	149
Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y.....	149
Figure VI.11. Schéma de ferrailage des voiles périphériques.....	153

Symboles et notations

Table des Tableaux

Tableau II.1. Tableau d'évaluation des charges des planchers d'une terrasse inaccessible...	14
Tableau II.2. Tableau d'évaluation des charges d'un plancher Corps creux (16+4).....	14
Tableau II .3. Tableau d'évaluation des charges d'une dalle pleine.....	15
Tableau II.4. Tableau d'évaluation des charges d'une dalle pleine balcon.....	15
Tableau II.5. Tableau d'évaluation des charges des murs.....	15
Tableau II.6. Tableau d'évaluation des charges sur l'escalier.....	15
Tableau II.7. Tableau d'évaluation des charges sur l'acrotère.....	16
Tableau II.8. Tableau d'évaluation des charges de la toiture.....	16
Tableau II.9. Les sections et le poids des poteaux.....	16
Tableau II.10. Tableau récapitulatif de la descente de charges.....	19
Tableau II.11. Vérification des poteaux à la compression simp.....	22
Tableau II .12.Vérification des poteaux à la compression simple.....	23
Tableau II.13. Section adoptée pour les poutres et poteaux.....	24
Tableau III.1. Schéma statique des poutrelles (étage courant + terrasse inaccessible).....	28
Tableau III.2. Schéma statique des poutrelles (étage courant + terrasse inaccessible).....	28
Tableau III .3. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	29
Tableau III .4. Charges sur les poutrelles.....	29
Tableau III. 5 . Sollicitation de poutrelle de plancher à usage d'habitation (16+4).....	31
Tableau III. 6. Sollicitation de poutrelle de plancher à usage d'habitation (16+4).....	32
Tableau III.7. Sollicitation de poutrelle de plancher à usage d'habitation (16+4).....	32
Tableau III.8. Sollicitation de poutrelle de plancher des étage commercial (16+4).....	33
Tableau III .9. Sollicitation de poutrelle de plancher des étage commercial (16+4).....	33
Tableau III.10.Sollicitation de poutrelle de plancher étage commercial à l'ELS type (5,6).....	34
Tableau III.11 . Sollicitation de poutrelle de plancher Terrasse inaccessible type (1,2,3,4).....	34
Tableau III.12. Sollicitation de poutrelle de plancher Terrasse inaccessible à l'ELU type (5,6).....	35
Tableau III.13 . Sollicitation de poutrelle de plancher Terrasse inaccessible à l'ELS type (5,6).....	35
Tableau III.14 . Sollicitation les plus défavorables des poutrelles de Plancher étage courant (16+4).....	36
Tableau III. 15. Sollicitation les plus défavorables des poutrelles de Plancher des étage commercial (16+4).....	36
Tableau III.16.Sollicitation les plus défavorables des poutrelles de Terrasse inaccessible	

Symboles et notations

(16+4).....	36
Tableau III .17. Les sollicitations maximales des poutrelles.....	37
Tableau III.18. Résumé des ferraillements des poutrelles.....	41
Tableau III.19. Résumé des vérifications des états limite de compression de béton.....	43
Tableau III .20 . Evaluation de la flèche des étage commercial.....	47
Tableau III .21. Evaluation de la flèche terrasse inaccessibles.....	47
Tableau III.22. Résumé de feraillement des poutrelles.....	48
Tableau III.23. Schéma de ferrailagr des poutrelles (plancher étage courant).....	48
Tableau III.24. Schéma de ferrailagr des poutrelles (plancher des étages commercial).....	49
Tableau III.25. Schéma de ferrailagr des poutrelles (plancher terrasse inaccessible).....	49
Tableau III.26. Ferrailage de dalle sur deux appuis.....	51
Tableau III.27. Vérification des contraintes.....	53
Tableau III.28. Calcul des sollicitations.....	55
Tableau III.29. Ferrailage de dalle sur trois appuis.....	55
Tableau III.30. Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS.....	56
Tableau III.31. Les sollicitations sur l'escalier.....	58
Tableau III.32. Ferrailage des escaliers.....	58
Tableau III.33. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	59
Tableau III.34. Les sollicitations de la poutre palière.....	60
Tableau III.35. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	61
Tableau III.36. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	62
Tableau III.37. Ferrailage d'escalier type II.....	64
Tableau III.38. Calcul en flexion simple et en torsion.....	68
Tableau III.39. Ferrailage de la poutre de chainage.....	70
Tableau III.40. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	71
Tableau III.41. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	74
Tableau III.42. Vérification de la section d'acier.....	74
Tableau III.43. Vérification de l'effort tranchant.....	74
Tableau III.44. Résultats de calculs.....	77
Tableau III.45. Vérification de la section d'acier.....	78
Tableau III.46. Résultats de calculs.....	79
Tableau III.47. Combinaisons d'action de l'acrotère de la terrasse accessible.....	81
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités ? ?	87
Tableau IV.2. Choix de la période de calcul.....	88

Symboles et notations

Tableau IV.3. Modes et période de vibration et taux de participation de masses.....	92
Tableau IV.4. Vérification sous charges verticales.....	94
Tableau IV.5. Vérification sous charges Horizontales.....	95
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	96
Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.....	97
Tableau IV.8. Vérification des déplacements dans les sens X-X.....	98
Tableau IV.9. Vérification des déplacements dans le sens Y-Y.....	99
Tableau IV.10. Vérification de l'effet ($\delta - \Delta$) dans le sens X-X.....	100
Tableau IV.11. Vérification de l'effet ($\delta - \Delta$) dans le sens Y-Y.....	100
Tableau IV.12. Dimensions finales des éléments structuraux.....	101
Tableau V.1 : Armature longitudinales dans les poteaux.....	103
Tableau V.2 : sollicitation dans les poteaux	105
Tableau V.3 : Ferrailage des Poteaux.....	107
Tableau V.4 : Calcul des armatures transversales.....	107
Tableau V.5 : Vérification du flambement pour les poteaux.....	109
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	110
Tableau V.7 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	111
Tableau V.8 : schéma de ferrailage des poteaux à chaque niveau.....	111
Tableau V.9 : Ferrailage des poutres à chaque niveau.....	113
Tableau V.10 : Vérification des contraintes tangentielles.....	115
Tableau V.11 : Vérification de l'état limite de compression de béton.....	116
Tableau V.12: Vérification de la flèche pour les poutres.....	116
Tableau V.13 : les moments résistant dans les poteaux.....	117
Tableau V.14 : vérification de la zone nodal.....	117
Tableau V.15 : schéma de ferrailage des poutres de l'entre sol 1.....	118
Tableau V 16: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} // à $y-y'$	119
Tableau V.17:ferrailage de voiles $V_{x1}=0.9$	123
Tableau V18 : ferrailage de voiles $V_{x2}=2.6$	124
Tableau V.19 : ferrailage de voiles $V_{x3}=2.1m$	125
Tableau V.20 : ferrailage de voiles $V_{x4}=2.6m$	126
Tableau V. 21 :ferrailage de voiles $V_{y1}=2.m$	127
Tableau V.22 : ferrailage de voiles V_{y2}	128
Tableau V.23 : ferrailage de voiles V_{y3}	129
Tableau V.24 : ferrailage de voiles V_{y4}	130
Tableau VI.1. Section d'armature du radier.....	139
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	140

Symboles et notations

Tableau VI.3. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	140
Table au VI.4. Section d'armateur du débord à l'ELS.....	142
Tableau VI.5. vérification des contraintes à l'ELS.....	142
Table au VI.6. Section d'armateur du débord à l'ELS.....	142
Tableau VI.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELU Solon les deux sens.....	146
Tableau VI.8. Sollicitation dans les nervures à l'ELS Solon les deux sens.....	146
Tableau VI.9. Résultats de ferrailage des nervures.....	147
Tableau VI.10. Résultats de ferrailage des nervures.....	148
Tableau VI.11. Section d'armateur du débord à l'ELS.....	148
Tableau VI.12. Les sollicitations dans le voile périphérique à ELU.....	151
Tableau VI.13. Ferrailage du voile périphérique.....	151
Tableau VI.14. Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS.....	152
Tableau VI.15. Vérification des contraintes pour le voile périphérique.....	153

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique et la résistance.

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

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 bi-fonctionnel (R+7+3 entre sol) conçue sur un terrain en pente. Il regroupe à la fois commerces au niveau de RDC et entre sol et logements d'habitation aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portique), structuré en six chapitres principaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre. On a pré dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux. Au chapitre trois, nous avons calculé tout les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué une étude dynamique dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure par la mise en place des voiles. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99 version 2003. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000. Le calcul de ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et en fin d'étude des fondations sera l'objet du sixième chapitre.

CHAPITRE I

Présentation de projet & généralités

1. Introduction :

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

2. présentation de l'ouvrage :

Le projet à étudier est un bâtiment R+7+3 entre sol à usage multiple (habitation et commerces)

Le bâtiment est classé selon les règles de **RPA 99** (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003) dans le groupe d'usage **2** ayant en importance moyenne.

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

3. Données de site :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est d'un bâtiment du 22 logements promotionnel projeté au village de SIDI AHMED wilaya de Bejaia, et situé sur un terrain initialement en pente.

Le terrain étudié est constitué essentiellement une couche d'argile marneuse produit d'altération, reposant sur des marne schisteuses à des marnes compactes.

d'après la coupe du sondage réalisée sur l'assiette du projet, la formation géologique du site confirme cette donnée par la carte géologique :

* La contrainte admissible du sol = **2 bars**

* L'ancrage minimal des fondations : **D=1,50 m**(annexe III)

4. Description architecturales :

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

- Hauteur total du bâtiment est : 34,68 m
- Hauteur ente sol : 3.40 m
- Hauteur du RDC et des étages : 3,06 m
- Hauteur du local : 3,57 m
- La longueur totale du bâtiment : $L = 28,65$ m
- La largeur totale du bâtiment : $L = 18,50$ m

5. Description structurale :

- Les planchers sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un

diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

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

- Les escaliers sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment possède un de type d'escalier (escalier droit à deux volées et escalier d'une seule volée à entrée)

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

Le système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre les efforts horizontaux d'origine sismique pour les structures en béton armé.

L'article (3.4.A-1.a) du RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto-stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur en zone de moyenne sismicité (zone II), pour cette raison nous opterons, pour notre projet, à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles. Selon le RPA 99/version 2003 article (3.4.A-4.a).

6. Règlementation et normes utilisés :

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

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

7. Méthodes de calcul :

7.1 Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage, on distingue :

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

7.2 . Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

8. Les hypothèses de calcul :

8.1 E.L.U: CBA93 (article A.4.3.2):

- * Conservation des sections planes.
- * Il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- * La résistance à la traction du béton est négligeable.
- * L'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- * 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
- * Le diagramme contrainte déformation ($\sigma ; \epsilon$) 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
- * On peut supposer, concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvue que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

8.2 E.L.S: BAEL91 (article IV.1):

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

$$* n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier- béton.

* On ne déduit 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

9. Matériaux :

9.1 Béton :

9.1.1 Définition

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frai devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible

9.1.2 Dosage pour 1m³du béton courant pour un rapport E/C=0.5 est :

$$\left\{ \begin{array}{l} 350 \text{ Kg de ciment (CPA 32,5).} \\ 400 \text{ l Sable (0<Dg<5mm).} \\ 800 \text{ l de } \left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (5<Dg< 15mm).} \\ \text{Gravier (15<Dg<25mm).} \end{array} \right. \\ 175 \text{ l d'eau de gâchage.} \end{array} \right.$$

9.1.3 Caractéristiques mécaniques.

9.1.3.1 Résistance à la compression

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} »).

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 $j \leq 28$ jours :

Pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(4,76 + 0,83j)]f_{c28}$ (CBA Art: A.2.1.1.1)

Pour $f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(1,4 + 0,95j)]f_{c28}$ (CBA Art: A.2.1.1.1)

• Pour : $28 < j < 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)

• Pour : $j \geq 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = 1,1f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)

Pour notre étude on opte pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

9.1.3.2 Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à (J) jours, notée f_{ij} est donnée par :

$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$ Pour $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$ (CBA .Art : A.2.1.1.2)

Pour notre étude on opte pour $f_{i28} = 2.1 \text{ MPa}$.

9.1.3.3 Contrainte limite:

➤ **Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime :**

$$\frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

θ : Coefficient d'application.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \theta = 1 & : \text{Lorsque } T > 24\text{h.} \\ \theta = 0.9 & : \text{Lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h.} \\ \theta = 0.8 & : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h.} \end{cases}$$

Dans notre cas $t \leq 24$ heures d'où $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ situation durable. $\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$ situation accidentelle.

➤ **contrainte de cisaillement du béton :**

La contrainte de cisaillement du béton est limitée par : $\tau < \tau_{adm}$.

$$\tau_{adm} = \min\left(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{pour fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \quad \text{Pour fissuration nuisible}$$

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

$\tau_{adm}=3.33\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm}=2.50\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration préjudiciable

➤ **contrainte de compression ($\bar{\sigma}_{bc}$) à ELS :** (CBA 93 art. A.4.5.2)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

9.2 Aciers :

9.2.1 Définition :

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

9.2.2 Caractéristiques mécaniques des aciers :

➤ à E.L.U

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$ ε_s : Allongement relatif

Pour le cas de ce projet: $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

➤ à E.L.S

Nous avons pour cet état :

- ✓ fissuration peu nuisible : Pas de vérification à faire
- ✓ fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min ((2/3)*f_e; 110 \sqrt{\eta^* f_{tj}})$.
- ✓ fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min (0.5*f_e ; 90 \sqrt{\eta^* f_{tj}})$.

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier R L

$\eta = 1.6$ pour l'acier H A

9.2.3 Déformation longitudinale du béton:

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

9.2.4 Module de déformation longitudinale du béton:

➤ A court terme E_{ij}

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

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \quad (\text{CBA .Art: A.2.1.1.2})$$

$$f_{c28} = 25MPa \Rightarrow E_{ij} = 32164.2MPa$$

➤ **A long terme E_{vg}**

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

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa} \quad T > 24h$$

10. Conclusion :

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

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des élément

1. Introduction :

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, poutrelles et poutres ;
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement B.A.E.L 91, R.P.A 99 (version 2003) et du C.B.A 93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux
→ Fondations → sol

2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

Ce sont des éléments porteurs qui ne font pas partis du système de contreventement (Escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

2.1 Les planchers à corps creux:

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

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

Avec :

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

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

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

L : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles).

Si on suppose que la largeur des poutres est de 30 cm $\Rightarrow L = 450 - 30 = 420$ cm

$$h_t \geq \frac{420}{22.5} \Rightarrow h_t = 18.66 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20$ cm.

Avec :

$h = 16$ cm : hauteur du corps creux.

$H_c = 4$ cm : hauteur de la dalle de compression.

2.2 Les dalles pleines:

2.2.1 Définition :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur « e ») est petite par rapport aux deux autres (les portées « L_x » et « L_y »).

On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

➤ CRITERE DE RESISTANCE :

- $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$ pour une dalle sur deux appuis ;
- $e \geq L_x / 20$ pour une dalle sur un seul appui ;
- $L_x / 45 \leq e \leq L_x / 40$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

➤ COUPE FEU :

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

2.2.2 Panneau sur 02 appuis (Figure II.1) :

On a : $L_x=2,10\text{m}$; $L_y=4,0\text{m}$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{210}{45} \leq e \leq \frac{210}{40}$$

$$\Rightarrow 4.66\text{cm} \leq e \leq 5.25\text{cm}.$$

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

On prend : $e = 16\text{ cm}$

2.2.3 Panneau sur 03 appuis (Figure II.2) :

On a : $L_x=1,30\text{m}$; $L_y=1,70\text{m}$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{130}{45} \leq e \leq \frac{130}{40}$$

$$\Rightarrow 2.89\text{cm} \leq e \leq 3.25\text{cm}.$$

Donc c'est la condition de coupe-feu qui est

la plus défavorable : $e \geq 11\text{cm}$

On prend : $e = 12\text{ cm}$

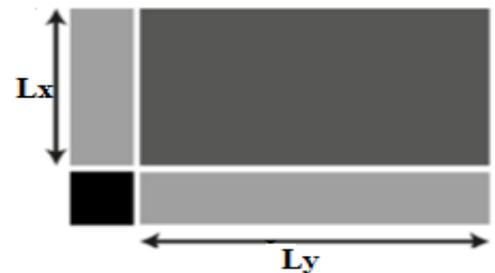


Figure II.1 - Panneau de dalle sur 2 appuis

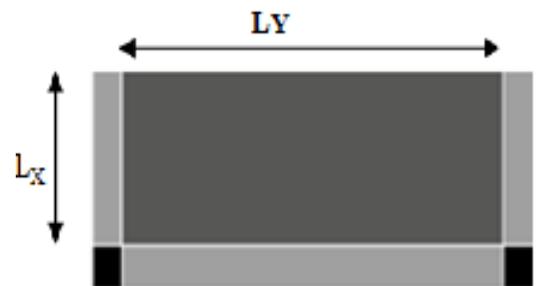


Figure II.2 - Panneau de dalle sur 3 appuis

Toutes les dalles ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable.

On opte pour l'épaisseur $e=12\text{ cm}$, pour l'ensemble des dalles pleines des balcons

l'épaisseur $e=16\text{ cm}$, pour celle des dalles pleines du plancher entre sol .

2.3 Les escaliers:

La (figure II.3) montre une coupe sur un escalier droit avec ces différents constituants.

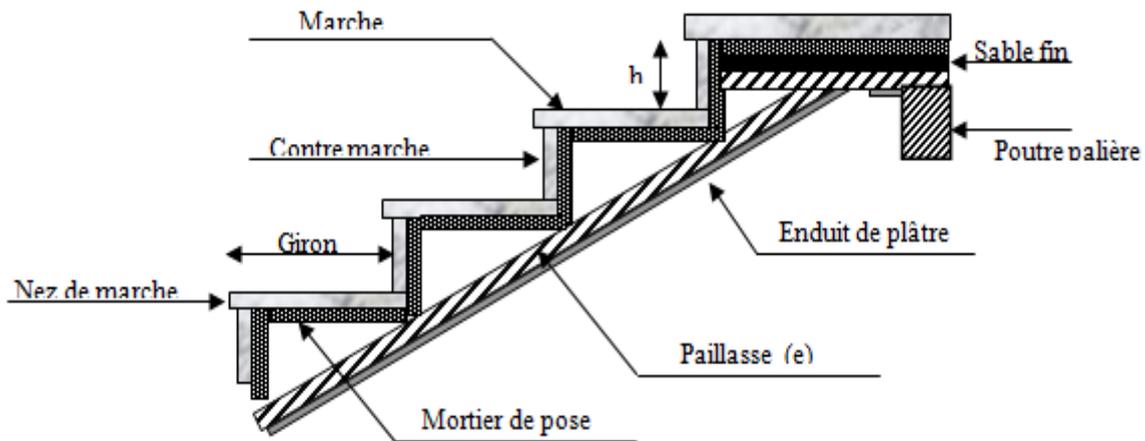


Figure II.3: Détail d'un escalier droit

Le dimensionnement revient à déterminer :

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

La formule très empirique de **BLONDEL** qui les lie est :

$$2h+g = m ; \text{ avec } 60 \leq m \leq 65\text{cm.}$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

Avec :

- $h = H/n$
- $g = L / (n - 1)$
- n : est le nombre de marches sur la volée

2.3.1 Différents types d'escaliers :

Type1: Escalier a deux volées contrariées avec palier de repos :

1^{ère} et 2^{ème} volé: de RDC et 1;2;3;4;5;6;7^{ème} étage :

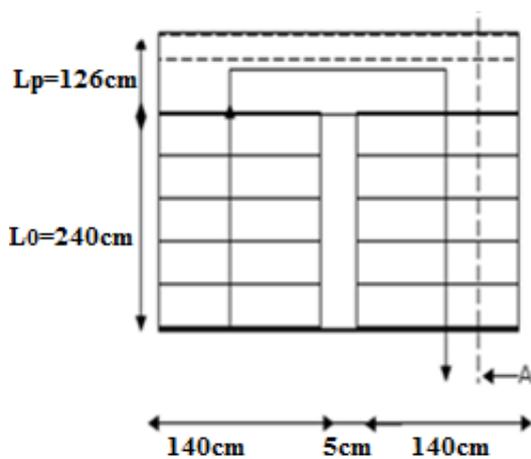


figure II.4: vue en plan de Type1 de escalier

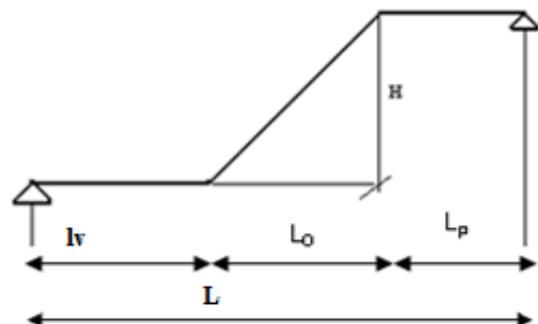


figure II.5: schéma statique de l'escalier type 1

Calcul du h et g :

On a : $H = 153 \text{ cm}$; $L_0 = 240 \text{ cm}$

En résolvant l'équation : $64n^2 - (64 + 2H/L_0)n + 2H/L_0 = 0$

On trouve : $n = 9$ c.-à-d. : 9 contres marches et 8 marches.

$$g = \frac{L}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

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

Épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la condition :

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

$$L = ((1.53)^2 + (2.40)^2)^{1/2} + 1.26 + 1.20 = 5.30 \text{ m}$$

L : longueur totale entre nus d'appuis, $L = l_v + l_p$.

L_v : longueur de la volée.

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

Donc : $17.66 \text{ cm} < e < 26.5 \text{ cm}$; On opte: **$e = 18 \text{ cm}$**

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

On prend $e = 18 \text{ cm}$, donc on optera pour une épaisseur de 18 cm pour toutes les volées.

Type 2 : escalier à deux volées en quartier tournant (Deux Duplexe) entre sol 1; 2 ; 3 :**Calcul du h et g :**

- Partie AA' BB' :

On a : $H = 136 \text{ cm}$; $L_0 = 210 \text{ cm}$

$$\begin{cases} 8 \text{ contre marche : } h=17 \text{ cm} \\ 7 \text{ marches simple } g = \frac{L}{n-1} \Rightarrow g = \frac{210}{7} \Rightarrow g = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- Partie BB' CC' :

On a : $H = 34 \text{ cm}$; $L_0 = 130 \text{ cm}$

$$\begin{cases} 3 \text{ marches tournant : } g = 28 \text{ au milieu de la marche} \\ h=17 \text{ cm} \end{cases}$$

Épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la condition :

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

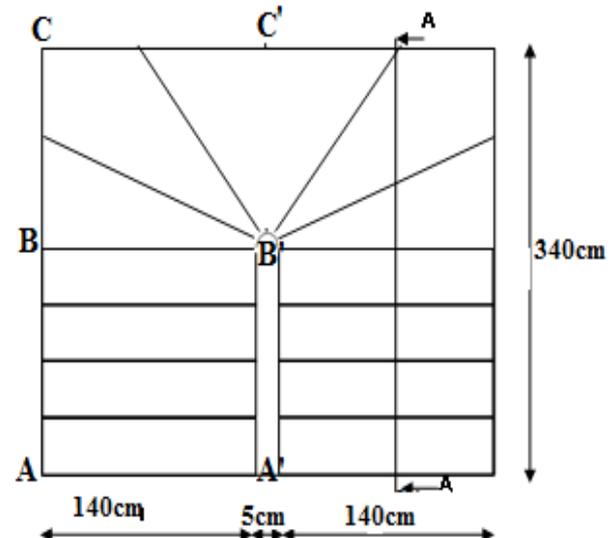


figure II.6: vue en plan de Type 2 de escalier

$$L = ((1.70)^2 + (3.40)^2)^{1/2} = 3.81 \text{ m}$$

L : longueur totale entre nus d'appuis, $L = l_v + l_p$.

L_v : longueur de la volée.

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

Donc : $13 \text{ cm} < e < 19 \text{ cm}$; On opte: $e = 15 \text{ cm}$

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

On prend $e = 15 \text{ cm}$, donc on optera pour une épaisseur de 15 cm pour toutes les volées.

2.4 L'acrotère:

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture (exemple de la figure II.7).

Pour notre cas de terrasse inaccessible on prend $H = 60 \text{ cm}$.

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G), qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée, estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

Surface de l'acrotère :

$$S_{\text{inace}} = (15 \times 60) + (3 \times 10) / 2 + (7 \times 10)$$

$$S_{\text{inace}} = 0.0985 \text{ m}^2$$

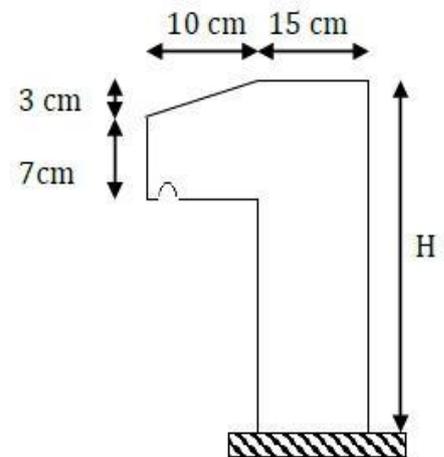


Figure II.7 schémas de L'acrotère

3. Pré-dimensionnement des éléments principaux :

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

3.1 Les voiles:

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, son épaisseur est donnée par la condition du RPA 99/2003 suivante :

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right)$$

avec :

e : épaisseur de voile

h_e : hauteur libre d'étage

Dans notre cas, nous avons :

Pour les entre sol : $h_e = 3.20\text{m}$ D'ou: $e \geq \frac{320}{20} = 16\text{cm}$

Pour RDC et les étages courant : $h_e = 2.86\text{m}$ D'ou: $e \geq \frac{286}{20} = 14.3\text{cm}$

✓ $e = 20\text{ cm}$ pour entre sol.

✓ $e = 20\text{ cm}$ pour R.D.C et les étages courants.

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

$$L_{\min} \geq 4e \text{ D'où } L_{\min} \geq 80\text{ cm}$$

Donc tous les voiles de notre bâtiment ont une largeur $\geq 80\text{cm}$.

3.2 Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis on à deux types (poutres principales, poutres secondaires).

3.2.1 Les poutres principales (PP) :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon

la condition de la flèche qui est : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

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

$$L_{\max} = 530 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 500\text{cm} \Rightarrow 33.33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm}.$$

Soit : $h = 40\text{ cm}$ et $b = 30\text{ cm}$.

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40)\text{ cm}^2$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 40 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art .7.5.1})$$

3.2.2 Les poutres secondaires (PS) :

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots (\text{Condition de flèche}).$$

$$L_{\max} = 450 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 420\text{cm} \Rightarrow 28\text{cm} \leq h \leq 420\text{cm}.$$

Soit : $h = 40\text{ cm}$ et $b = 30\text{ cm}$.

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (40 \times 30) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art: 7.5.1})$$

3.3 Les poteaux:

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et Surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire.

3.3.1 Evaluation des charges et surcharges :

Terrasse inaccessible (16+4) :

Tableau II.1: Tableau d'évaluation des charges des planchers d'une terrasse inaccessible		
Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.2	0.12
Isolation thermique	0.4	0.16
Forme de pente	0.1	2.2
Plancher à Corps creux	0.20	2.8
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 6.43 KN/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1 KN/m²	

Plancher Etage courant (16+4) :

Tableau II.2 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher Corps creux (16+4).		
Désignation des éléments	Epaisseur "e"	Poids "G"
Cloisons de séparation	0.10	1.00
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de Sable	0.03	0.36
Plancher à corps creux	0.20	2.8
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 5.15 KN/m²	
Total étages courant	Q = 1.5 KN/m²	
Total étage commercial	Q = 5 KN/m²	

Plancher dalle pleine :

Tableau II.3 : Tableau d'évaluation des charges d'une dalle pleine.		
Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Plancher dalle pleine	0.16	4
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Isolation thermique	0.04	0.16
Total charges permanentes	G = 5.69 KN/m²	
Total charges Exploitations	Q = 3 KN/m²	

Dalle plein balcon :

Tableau II.4 : Tableau d'évaluation des charges d'une dalle pleine balcon		
Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Plancher dalle pleine	0.12	3
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Isolation thermique	0.04	0.16
Total charges permanentes	G = 4.69 KN/m²	
Total charges Exploitations	Q = 3.5 KN/m²	

Mur extérieur et de séparation entre appartements :

Tableau II.5 : Tableau d'évaluation des charges des murs.		
Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.10x2	1.80
Enduit de ciment	0.02	0.4
Total charges permanentes	G = 2.35 KN/m²	

Les escaliers :

Tableau II.6 : Tableau d'évaluation des charges sur l'escalier.			
Désignation des éléments	Paliers (KN/m ²)	Volée type1 (KN/m ²)	Volée type 2 (KN/m ²)
Poids de la dalle	4.50	5.33	4.19
Poids des marches	0.00	1.87	1.87
Mortier de pose	0.4	0.4	0.4
Carrelage	0.44	0.44	0.44
Lit de sable	0.36	0.36	0.36
Revêtement vertical	0	0.28	0.28
Enduit de ciment	0.4	0.4	0.4
Total G (KN/m ²)	6.1	9.08	7.94
Total Q (KN/m ²)	2.5	2.5	2.5

l'acrotère :

Tableau II.7 : Tableau d'évaluation des charges sur l'acrotère.					
Hauteur(cm)	Epaisseur (cm)	Enduit de ciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m ²)	G (KN/ml)
6	10	0.4	2.4	1.0	2.80

toiture :

Tableau II.8 : Tableau d'évaluation des charges de la toiture.		
Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Dalle pleine inclinée	0.12	3.19
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total G KN/m ²	G = 3.34	
Total Q KN/m ²	Q = 1	

3.3.2 Descente de charge:

La descente des charges permet l'évaluation des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément ;
- La charge de plancher qu'il supporte ;
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère.....).

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.

On adopte au préalable les sections des poteaux suivantes :

Tableau II.9 : Les sections et le poids des poteaux.			
Etage	Surface (Cm ²)	he (cm)	G ₀ (KN)
Entre sol 3	55×60	340	28.05
Entre sol 2	55×60		28.05
Entre sol 1	55×55		25.712
RDC	50×55	360	21.037
1 ^{ere}	50×50		19.125
2 ^{eme}	50×45		17.212
3 ^{eme}	45×45		15.491
4 ^{eme}	45×40		13.77
5 ^{eme}	40×40		12.24
6 ^{eme}	30×40		9.18
7 ^{eme}	30×40	9.18	
Terrasse	30×35	80	2.1

3.3.3 Poids propre des poutres :

$$G_{\text{Poutre}} = 0.3 \times 0.40 \times 25 \times L$$

L=étant la longueur de la poutre.

3.3.4 Surfaces afférentes pour le poteau le plus sollicité :

‣ **La Surface afférente de l'entre sol 1 ; 2** (figureII.8) :

$$S_{cc} = (1.85 \times 2.00) + (1.70 \times 2.00) + (1.425 \times 1.85) = 9.736 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{volée}} = (1.40 \times 1.70) + (1.30 \times 0.025) = 2.412 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{mur}} = (1.425 \times 3.0) + (1.70 \times 3.0) + (1.85 \times 3.0) = 14.925 \text{ m}^2$$

‣ **La Surface afférente RDC** (figureII.9) :

$$S_{cc} = (1.85 + 1.70) \times (2.0 + 1.425) = 12.16 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{mur}} = (2.00 \times 2.66) + (1.70 \times 2.66) + (0.55 \times 2.66) + (2.0 \times 3.06) = 17.425 \text{ m}^2$$

‣ **La Surface afférente les étages 1 =>7** (figureII.10) :

$$S_{cc} = (1.425 \times 1.85) + (1.85 \times 2.00) + (1.70 \times 2.00) = 9.736 \text{ m}^2$$

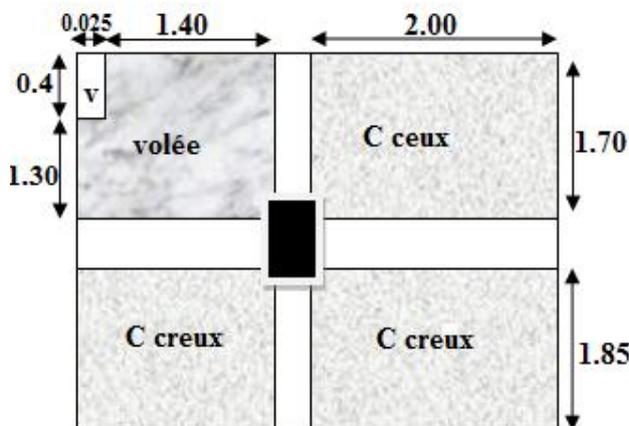
$$S_{\text{voleé}} = (1.40 \times 0.70) = 0.98 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Palier}} = (1.425 \times 1.00) = 1.425 \text{ m}^2$$

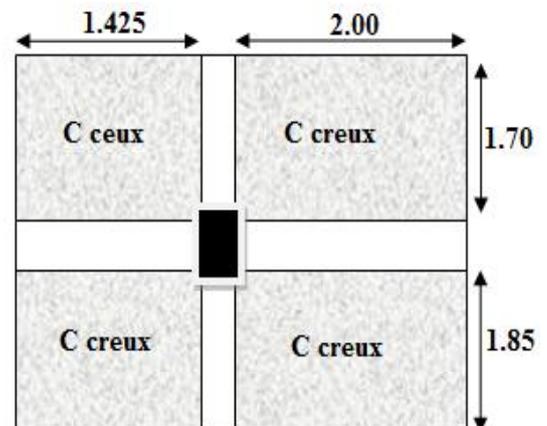
$$S_{\text{mur}} = (2.00 \times 2.66) + (1.70 \times 2.66) + (0.55 \times 2.66) + (2.0 \times 3.06) = 17.425 \text{ m}^2$$

‣ **La surface afférente de la terrasse inaccessible** (figure II.11) :

$$S_{cc} = (1.85 + 1.70) \times (2.0 + 1.425) = 12.16 \text{ m}^2$$



FigureII.8 :surface afférente del'entre-sol1 ;2



FigureII.9 :surface afférente RDC

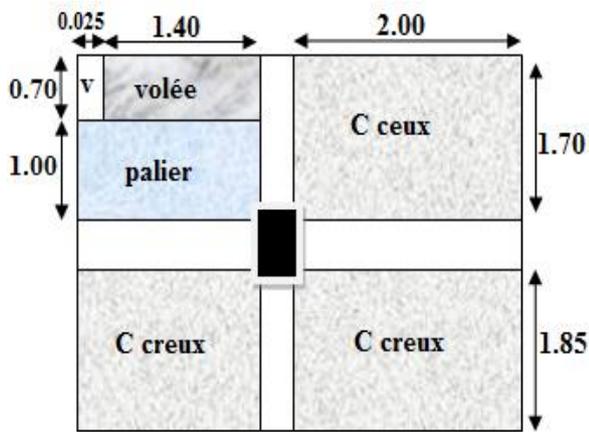


Figure II.10: surface afférente des étages courants

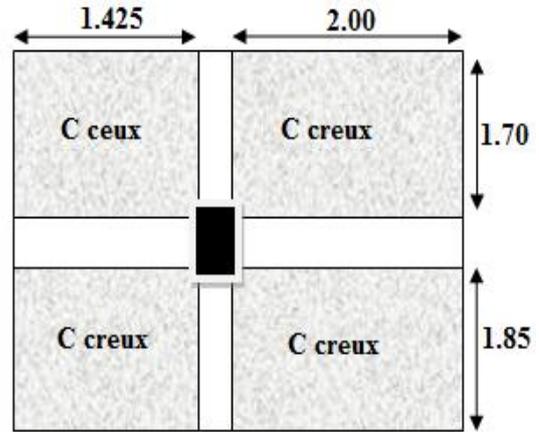


Figure II.11: surface afférente terrasse inaccessible

3.3.5 La loi de dégression :

Calcul des charges d'exploitation pour chaque étage :

$$Q = q \times S_{\text{afférente}}$$

► **Terrasse inaccessible (16+4):**

$$Q_0 = 1 \times 12.16 = 12.16 \text{ KN}$$

► **Etage 1 => 7 :**

$$Q_1 = (9.736 \times 1.5) + (1.40 \times 2.5) + (0.98 \times 2.5) = 20.554 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 20.554 \text{ KN} \quad Q_3 = 20.554 \text{ KN}$$

$$Q_4 = 20.554 \text{ KN} \quad Q_5 = 20.554 \text{ KN}$$

$$Q_6 = 20.554 \text{ KN} \quad Q_7 = 20.554 \text{ KN}$$

► **RDC :**

$$Q_8 = (12.16 \times 5) = 60.80 \text{ KN}$$

► **Entre sol 1 ; 2:**

$$Q_9 = (2.412 \times 2.5) + (9.736 \times 5) = 54.711 \text{ KN}$$

$$Q_{10} = 54.711 \text{ KN}$$

3.3.6 Différentes Surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

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

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

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

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

donc :

$$N_0 : 12.16 \text{ KN}$$

$$N_1 : 12.16 + 20.554 = 32.714 \text{ KN}$$

$$N_2 : 12.16 + 0.95(41.108) = 51.216 \text{ KN}$$

$$N_3 : 12.16 + 0.90(61.662) = 67.656 \text{ KN}$$

$$N_4 : 12.16 + 0.85(82.216) = 82.043 \text{ KN}$$

$$N_5 : 12.16 + 0.80(102.77) = 94.376 \text{ KN}$$

$$N_6 : 12.16 + 0.75(123.324) = 104.653 \text{ KN}$$

$$N_7 : 12.16 + 0.71(143.878) = 114.313 \text{ KN}$$

$$N_8 : 12.16 + 0.68(204.678) = 151.341 \text{ KN}$$

$$N_9 : 12.16 + 0.66(259.389) = 183.356 \text{ KN}$$

$$N_{10} : 12.16 + 0.65(314.1) = 216.325 \text{ KN}$$

3.3.7 Exemple de calcul des charges permanentes pour N_0 :

$$\text{Terrasse inaccessible (16+4)} = (12.16 \times 6.43) = 78.188 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre principale} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 3.425 = 10.275 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre secondaire} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 3.5 = 10.65 \text{ KN}$$

Tableau II.10 : Tableau récapitulatif de la descente de charges.

Niveau	désignation	G (KN)	Q (KN)
N_0	Terrasse inaccessible (16+4)	78.188	
	Poteau (30×35)	2.10	
	Poutre principale	10.275	
	Poutre secondaire	10.65	
		101.213	12.16
$N_{1(7^{\text{eme}})}$	N_0	101.213	
	Plancher corps creux (16+4)	50.14	
	Poteau (30×40)	9.18	
	Poutre principale	10.275	
	Poutre secondaire	10.65	
	Escalier (palier+volée)	17.6	
	Mur extérieur	40.94	
		239.998	32.714
$N_{1(6^{\text{eme}})}$	N_1	2.998	
	Plancher corps creux (16+4)	50.14	
	Poteau (30×40)	9.18	
	Poutre principale	10.275	
	Poutre secondaire	10.65	
	Escalier (palier+volée)	17.6	
	Mur extérieur	40.94	
		378.783	51.216

N ₃ (5 ^{eme})	N2	378.783	
	Plancher corps creux (16+4)	50.14	
	Poteau (40×40)	12.24	
	Poutre principale	10.275	
	Poutre secondaire	10.65	
	Escalier (palier+volée)	17.6	
	Mur extérieur	40.94	
		520.628	67.656
N ₄ (4 ^{eme})	N3	520.628	
	plancher corps creux (16+4)	50.14	
	Poteau (45×40)	13.77	
	Poutre principale	10.275	
	Poutre secondaire	10.65	
	Escalier (palier+volée)	17.6	
	Mur extérieur	40.94	
		664.003	82.043
N ₅ (3 ^{eme})	N4	664.003	
	Plancher corps creux (16+4)	50.14	
	Poteau (45×45)	15.491	
	Poutre principale	10.275	
	Poutre secondaire	10.65	
	Escalier (palier+volée)	17.6	
	Mur extérieur	40.94	
		809.099	94.376
N ₆ (2 ^{eme})	N5	809.099	
	Plancher corps creux (16+4)	50.14	
	Poteau (50×45)	17.212	
	Poutre principale	10.275	
	Poutre secondaire	10.65	
	Escalier (palier+volée)	17.6	
	Mur extérieur	40.94	
		955.916	104.653
N ₇ (1 ^{eme})	N6	955.916	
	Plancher corps creux (16+4)	50.14	
	Poteau (50×50)	19.125	
	Poutre principale	10.275	
	Poutre secondaire	10.65	
	Escalier (palier+volée)	17.6	
	Mur extérieur	40.94	
		1104.646	114.313

N ₈ (RDC)	N7 Plancher corps creux(16+4) Poteau (50×55) Poutre principale Poutre secondaire Mur extérieur	1104.646 62.624 21.037 10.275 10.65 40.94	
		1250.172	151.341
N ₉ (e- sol1)	N8 Plancher corps creux (16+4) Escalier (volée) Poteau (55×55) Poutre principale Poutre secondaire Mur extérieur	1250.172 50.14 19.15 25.712 10.275 10.65 35.07	
		1401.169	183.356
N ₁₀ (e- sol2)	N9 Plancher corps creux (16+4) Escalier (volée) Poteau (55×60) Poutre principale Poutre secondaire Mur extérieur	1401.169 50.14 19.15 28.05 10.275 10.65 35.07	
		1554.504	216.325
N ₁₁ (e- sol 3)	N10 Poteau (55×60)	1554.504 28.05	
		1582.554	216.325

3.4 Vérification du Poteau :

3.4.1 Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :

G=1582.554 KN et Q=216.325KN

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

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times 1582.554 + 1.5 \times 216.325)$$

$$N_u = 2707.028 \text{ KN.}$$

3.4.2 Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité à la base :

$$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad ; \text{ Avec } B : \text{ Section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u \times \theta \times \gamma_b}{0.85 \times f_{c28}} \Rightarrow B = 0.19 \text{ m}^2$$

On a : $B = 0.55 \times 0.60 = 0.33 \text{ m}^2$ $B = 0.33 \geq 0.19 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

Tableau II.11 : Vérification des poteaux à la compression simple.					
Niveaux	Nu (KN)	Section (Cm ²)	Condition $B > B_{\text{calculée}}$		Observation
			B (m ²)	B calculée (m ²)	
Entre sol 3	2707.028	55×60	0.330	0.190	vérifié
Entre sol 2	2665.374	55×60	0.330	0.188	vérifié
Entre sol 1	2383.273	55×55	0.3025	0.168	vérifié
RDC	2106.218	50×55	0.275	0.148	vérifié
1 ^{ere}	1829.015	50×50	0.250	0.129	vérifié
2 ^{eme}	1592.212	50×45	0.225	0.112	vérifié
3 ^{eme}	1357.232	45×45	0.202	0.096	vérifié
4 ^{eme}	1121.415	45×40	0.180	0.080	vérifié
5 ^{eme}	884.765	40×40	0.160	0.062	vérifié
6 ^{eme}	588.181	30×40	0.120	0.042	vérifié
7 ^{eme}	410.365	30×40	0.120	0.029	vérifié
Terrasse	170.365	30×35	0.105	0.012	vérifié

3.4.3 Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

B_r : Section réduite du béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers.

A_s : Section des armatures.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

On calcule l'élanement : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement : $L_f = 0.7 \times L_0$

L_0 : Longueur du poteau .

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

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

3.4.4 Vérification du poteau du entre-sol 3 :

$$B = 0.55 \times 0.60 = 0.33 \text{ m}^2 \Rightarrow I = \frac{0.60 \times 0.55^3}{12} = 8.31 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{8.31 \times 10^{-3}}{0.33}} = 0.158$$

$$\lambda = \frac{2.38}{0.158} = 15.06 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{15.06}{35}\right)^2} = 0.8196$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier : (B_r calculée : la section réduite) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{2707.028 \times 10^{-3}}{0.819 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.15 \text{ m}^2$$

$$B_r = (55 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4} = 0.3074 \text{ m}^2 > 0.15 \text{ m}^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flambé.

Le tableau ci-dessous résume les vérifications au flambement des poteaux pour tous les niveaux :

Tableau II .12 . Vérification au flambement des poteaux.							
Niveaux	Nu (KN)	i(m)	λ	α	Condition $B > B$ calculée		Observation
					B_r (m ²)	B_r calculée (m ²)	
Entre sol 3	2707.028	0.1588	15.06	0.8196	0.3074	0.150	vérifié
Entre sol 2	2665.374	0.1588	15.06	0.8196	0.3074	0.148	vérifié
Entre sol 1	2383.273	0.1587	15.01	0.8199	0.2809	0.132	vérifié
RDC	2106.218	0.1446	14.87	0.8203	0.2544	0.117	vérifié
1 ^{ere}	1829.015	0.1431	14.97	0.8199	0.2304	0.101	vérifié
2 ^{eme}	1592.212	0.1300	16.47	0.8139	0.2064	0.088	vérifié
3 ^{eme}	1357.232	0.1299	16.49	0.8138	0.1849	0.0756	vérifié
4 ^{eme}	1121.415	0.1156	18.52	0.8049	0.1634	0.062	vérifié
5 ^{eme}	884.765	0.1154	18.56	0.8047	0.144	0.049	vérifié
6 ^{eme}	588.181	0.0867	24.70	0.7730	0.1064	0.0355	vérifié
7 ^{eme}	410.365	0.0867	24.70	0.7730	0.1064	0.024	vérifié
Terrasse	170.365	0.0866	6.46	0.8442	0.0924	0.009	vérifié

► Condition de RPA 99

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

3.5 CONCLUSION:

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

Tableau II.13 : Section adoptée pour les poutres et poteaux				
Etage	Surface (Cm ²)		Poutres	Section (Cm ²)
Entre sol 1;2	55×60			
Entre sol 3	55×55			
RDC	50×55		Principales	30×40
1 ^{ere}	50×50		secondaires	30×40
2 ^{eme}	50×45			
3 ^{eme}	45×45			
4 ^{eme}	45×40			
5 ^{eme}	40×40			
6 ^{eme}	30×40			
7 ^{eme}	30×40			
Terrasse	30×35			

CHAPITR III

Etude des éléments secondaires

1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

Durant ce chapitre, le calcul concernera les éléments suivants :

- ✓ Les planchers (plancher à corps creux et à dalle plein)
- ✓ La dalle d'ascenseur ;
- ✓ Les poutres de chéage ;
- ✓ Les escaliers.

2. Calcul des planchers :

2.1. Les poutrelles des plancher 16+4:

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

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

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

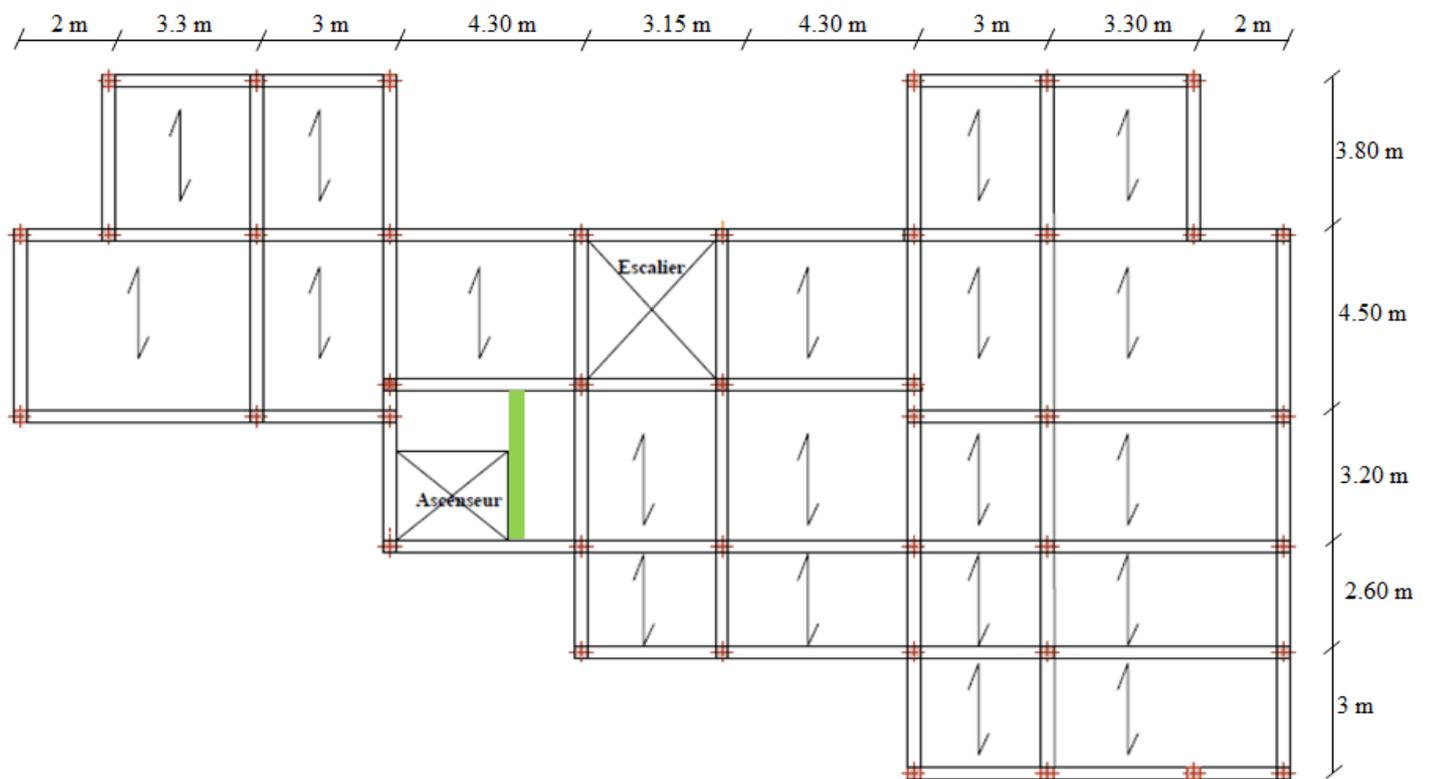


Figure III.1. Schéma de disposition des poutrelles de plancher (16+4)

2.1.1. Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement. pour cela il existe deux méthodes de calcul. la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

- Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99)
- Condition d'application (BAEL. Art.6.2.210)

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(5KN/m^2; 2G)$;
2. Les portées successives doivent satisfaire la condition $0.8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1.25$;
3. La fissuration ne compromet pas la tenue de béton armé ni celle de ses revêtement (F.P.N) ;
4. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{constant}$).

❖ Application de la méthode :

✓ Moments aux appuis ($M_a < 0$)

$$M_a = \begin{cases} -0.6M_0 & \text{sur un appui central d'un poutre à 2 travées.} \\ -0.5M_0 & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0.4M_0 & \text{sur tout les autre appuis intermédiaires.} \end{cases}$$

Avec :

M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

✓ Moments en travées :

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes :

$$1 \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_{0i}$$

$$M_{ti} \geq \begin{cases} [(1.2 + 0.3\alpha)/2]M_{0i} \dots \dots \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0.3\alpha)/2]M_{0i} \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :

- $\alpha = Q/(G + Q)$: degré de charge ;
- M_g : Moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- M_d : Moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

✓ Effort tranchant :

Les efforts tranchant sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = q.l/2$ Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :

$$V = \begin{cases} 1.15V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1.10V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

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

❖ Condition d'application :

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

❖ Principe de la méthode :

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

✓ Application de la méthode :

• Moment en travée :

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

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l - x) \quad ; \quad x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

• Moment en appuis :

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

- l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $l' = \begin{cases} 0.8 l \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.} \\ 1 \dots\dots\dots \text{travée de rive.} \end{cases}$

• Effort tranchants :

$$V_i = \pm \frac{q_i \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

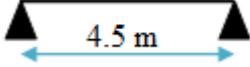
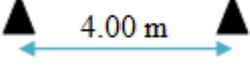
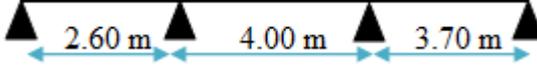
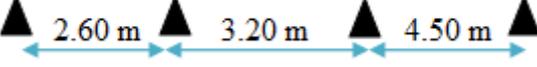
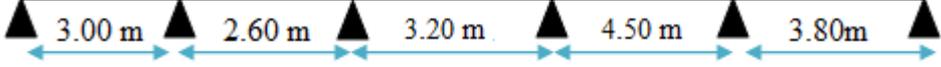
Avec :

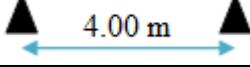
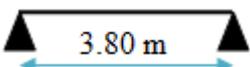
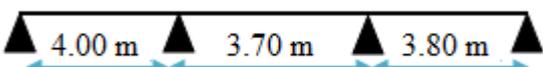
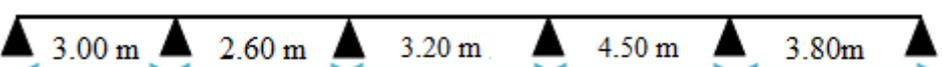
- M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- l_i : Portée de la travée.

Remarque :

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de Caquot minorée, pour cela, les moments des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanent G du plancher par $G' = 2/3 G$.

➤ Type des poutrelles:

Type	Tableau III.1. Schéma statique des poutrelles (étage courant + terrasse inaccessible)
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	

Type	Tableau III.2. Schéma statique des poutrelles (étage commercial)
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

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

Dans notre projet on dispose de deux natures des poutrelles :

- ✓ Poutrelle isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- ✓ Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminer soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

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

Tableau III .3. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles				
Type de poutrelles		Condition d'application de la méthode forfaitaire	cause	Méthode adoptée
Usage habitation	Usage commercial			
Type 2,4	Type 2,4	Vérifiées	$Q^{max} = 5KN \leq \min(5KN /m^2; 2G)$ F.P.N $0.8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1.25$ I= constant	Méthode forfaitaire
Type 5,6,7	Type 5,6	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0.8; 1.25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 1,3	Type 1,3	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

➤ **Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles:**

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

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

La poutrelle reprend la charge sur une distance $l_0=0,65m$.

Tableau III .4. Charges sur les poutrelles.						
Désignation	$G(KN/m^2)$	$Q(KN/m^2)$	ELU		ELS	
			$q_u(KN/m^2)$	$P_u(KN/m)$	$q_s(KN/m^2)$	$P_s(KN/m)$
Etages courants	5.15	1.5	9.202	5.98	6.65	4.32
Terrasse inaccessible	6.43	1	10.18	6.62	7.43	4.83
Etages commercial	5.15	5	14.452	9.39	10.15	6.59

2.1.2 Calcul des sollicitations dans la poutrelle.

Pour illustrer la méthode forfaitaire on prendra comme exemple la poutrelle type 2 du plancher étage d'habitation, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles seront résumés dans des tableaux.

2.1.3 Poutrelles du plancher étage courant (type 2) :

➤ Calcul des moments à l'ELU :

a) Moment isostatique :

• Travée A-B :

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{5.98 \times 4.5^2}{8} = 15.14 \text{ KN.m}$$

• Travée B-C :

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{5.98 \times 3.8^2}{8} = 10.80 \text{ KN.m}$$

• Moments sur les appuis :

Appuis de rive : $M_A = M_B = 0$

Appuis intermédiaires : $M_B = -0.6 \times \max(M_0, M_0) = -0.6 \times 15.14 = -9.08 \text{ KN.m}$

b) Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.15} = 0.23 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.069 > 1.05 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.269 \end{cases}$$

• Travée A-B:

$$\begin{cases} M_t + \frac{0 + 9.08}{2} \geq (1.069 \times 15.14) \Rightarrow M_t \geq 11.64 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.269}{2} \times 15.14 \Rightarrow M_t \geq 9.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(11.64, 9.60) \Rightarrow M_t = 11.64 \text{ KN.m}$$

• Travée B-C:

$$M_t + \frac{0 + 9.08}{2} \geq (1.069 \times 10.80) \Rightarrow M_t \geq 6.99 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.269}{2} \times 10.80 \Rightarrow M_t \geq 6.85 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(6.99, 6.80) \Rightarrow M_t = 6.99 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul les l'effort tranchant à l'ELU :

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant hyperstatique est considérée égal à l'effort tranchant isostatique tel que :

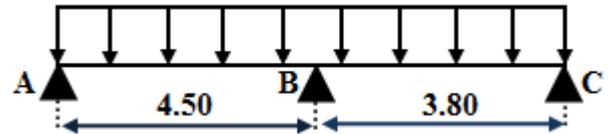


Figure III.2. Schéma de la poutrelle de type 2 de l'étage courant

$$V_0 = \frac{P_u \times l_i}{2}$$

Sauf sur le premier appui intermédiaire ou l'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- { 15% \Rightarrow s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
 { 10% \Rightarrow s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

• **Travées A-B :**

$$V_A = \frac{P_u \times L_{AB}}{2} = \frac{5.98 \times 4.5}{2} = 13.46 \text{ KN.}$$

$$V_B = -1.15 \times \frac{P_u \times L_{AB}}{2} = -1.15 \frac{5.98 \times 4.5}{2} = -15.48 \text{ KN.}$$

• **Travées B-C :**

$$V_B = 1.15 \times \frac{P_u \times L_{BC}}{2} = \frac{5.98 \times 3.8}{2} = 13.06 \text{ KN.}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times L_{BC}}{2} = -1.15 \frac{5.98 \times 3.8}{2} = -11.36 \text{ KN.}$$

2.1.3 Les sollicitations pour chaque type de poutrelle :

Les sollicitations obtenues à l'ELU et l'ELS sont présentées dans les tableaux ci-dessous.

➤ **Plancher étage courant:**

Tableau III. 5. Sollicitation de poutrelle de plancher à usage d'habitation (type 1,2,3,4)

Type	travées	L(m)	P (KN. M)		M_0		M_g		M_d		M_t		V	
			P_u	P_s	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
1	A-B	4.50	5.98	4.32	15.14	10.935	0	0	0	0	15.14	10.935	13.46	-13.46
2	A-B	4.50	5.98	4.32	15.14	10.935	0	0	-9.08	-6.56	11.65	8.51	13.46	-15.48
	B-C	3.80	5.98	4.32	10.80	7.80	-9.08	-6.56	0	0	6.99	5.05	13.06	-11.36
3	A-B	4.00	5.98	4.32	11.96	8.64	0	0	0	0	11.96	8.64	11.96	-11.96
4	A-B	4.00	5.98	4.32	11.964	8.646	0	0	-7.168	-5.188	9.186	6.638	11.96	-13.76
	B-C	3.70	5.98	4.32	10.237	7.398	-7.168	-5.188	0	0	7.342	5.30	12,72	-11.06

Tableau III. 6. Sollicitation de poutrelle de plancher à usage d'habitation à l'ELU (type 5,6,7)

Méthode de : Caquot minorée ELU

Type	Travées	L(m)	P_u (KN/m)	P'_u (KN/m)	M_g (KN. m)	M_d (KN. m)	M_t (KN. m)	V_g (KN)	V_d (KN)
5	A-B	2.60	5.98	4.48	0	-4.57	3.028	6.42	-9.53
	B-C	4.00	5.98	4.48	-4.57	-6.365	6.513	11.515	-12.41
	C-D	3.70	5.98	4.48	-6.365	0	7.302	12,787	-9.346
6	A-B	2.60	5.98	4.48	0	-3.505	3.454	6.429	-9.125
	B-C	3.20	5.98	4.48	-3.505	-8.046	2.05	8.15	-13.17
	C-D	4.50	5.98	4.48	-8.046	0	11.386	15.248	-11.672
7	A-B	3	5.98	4.48	0	-3.735	4.99	7.73	-10.21
	B-C	2.60	5.98	4.48	-3.735	-2.93	1.73	8.08	-7.46
	C-D	3.20	5.98	4.48	-2.93	-5.43	3.53	8.79	-10.35
	D-E	4.50	5.98	4.48	-5.43	-7.23	8.82	13.06	-13.86
	E-F	3.80	5.98	4.48	-7.23	0	6.82	12.97	-9.46

Tableau III. 7. Sollicitation de poutrelle de plancher à usage d'habitation à l'ELS type (5,6,7).

Méthode de : Caquot minorée ELS

Type	Travées	L(m)	P_s (KN/m)	P'_s (KN/m)	M_g (KN. m)	M_d (KN. m)	M_t (KN. m)
5	A-B	2.60	4.32	3.20	0	-3.275	2.199
	B-C	4.00	4.32	3.20	-3.275	-4.561	4.74
	C-D	3.70	4.32	3.20	4.561	0	5.293
6	A-B	2.60	4.32	3.20	0	-2.512	2.505
	B-C	3.20	4.32	3.20	-2.512	-5.766	1.514
	C-D	4.50	4.32	3.20	-5.766	0	8.249
7	A-B	3	4.32	3.20	0	-2.67	3.62
	B-C	2.60	4.32	3.20	-2.67	-2.091	1.28
	C-D	3.20	4.32	3.20	-2.091	-3.88	2.58
	D-E	4.50	4.32	3.20	-3.88	-5.17	6.42
	E-F	3.80	4.32	3.20	-5.17	0	5.43

➤ Plancher de l'étage commercial :

Tableau III. 8. sollicitation de poutrelle de plancher des étage commercial Type (1,2,3,4).

Type	travées	L(m)	P (KN. M)		M_0		M_g		M_d		M_t		V	
			P_u	P_s	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
1	A-B	4.00	9.39	6.59	18.78	13.19	0	0	0	0	18.78	13.19	18.78	-18.78
2	A-B	4.50	9.39	6.59	23.77	16.70	0	0	-14.26	-10.02	20.16	14.16	21.13	-24.30
	B-C	3.80	9.39	6.59	16.95	11.90	-14.26	-10.02	0	0	12.33	8.66	20.53	-17.85
3	A-B	3.8	9.39	6.59	16.95	11.90	0	0	0	0	16.95	11.90	16.95	-16.95
4	A-B	4.00	9.39	6.59	18.78	13.19	0	0	-9.39	-6.59	16.87	11.85	18.78	-20.66
	B-C	3.70	9.39	6.59	16.07	11.29	-9.39	-6.59	-8.47	-5.95	9.51	6.51	19.11	-19.63
	C-D	3.80	9.39	6.59	16.95	11.90	-8.47	-5.95	0	0	15.22	10.69	-19.63	17.84

Tableau III .9. Sollicitation de poutrelle de plancher des étage commercial à l'ELU type (5,6).

Méthode de : Caquot minorée ELU									
Type	Travées	L(m)	P_u (KN/m)	P'_u (KN/m)	M_g (KN. m)	M_d (KN. m)	M_t (KN. m)	V_g (KN)	V_d (KN)
5	A-B	2.60	9.39	7.88	0	-8.05	4.42	9.11	-15.31
	B-C	4.00	9.39	7.88	-8.05	-8.84	10.34	18.59	-20.06
	C-D	3.70	9.39	7.88	-8.84	-11.09	6.12	17.26	-18.98
	D-E	3.8	9.39	7.88	-11.09	0	11.86	20.76	-14.92
6	A-B	3.00	9.39	7.88	0	-6.57	7.53	11.9	-16.28
	B-C	2.60	9.39	7.88	-6.57	-5.15	2.08	12.96	-11.63
	C-D	3.20	9.39	7.88	-5.15	-9.55	4.77	13.65	-16.68
	D-E	4.50	9.39	7.88	-9.55	-12.73	12.66	20.43	-21.84
	E-F	3.80	9.39	7.88	-12.73	0	11.18	17.03	-14.5

Tableau III. 10. Sollicitation de poutrelle de plancher étage commercial à l'ELS type (5,6).

Méthode de : Caquot minorée ELS

Type	Travées	L(m)	P_s (KN/m)	P'_s (KN/m)	M_g (KN. m)	M_d (KN. m)	M_t (KN. m)
5	A-B	2.60	6.59	5.48	0	-5.60	3.12
	B-C	4.00	6.59	5.48	-5.60	-6.14	7.32
	C-D	3.70	6.59	5.48	-6.14	7.70	4.37
	A-B	3.80	6.59	5.48	7.70	0	8.36
6	A-B	3.00	6.59	5.48	0	-4.57	5.31
	B-C	2.60	6.59	5.48	-4.57	-3.58	1.51
	C-D	3.20	6.59	5.48	-3.58	-6.64	3.40
	D-E	4.50	6.59	5.48	-6.64	-8.84	8.97
	E-F	3.80	6.59	5.48	-8.84	0	7.89

➤ **Plancher Terrasse inaccessible**

Tableau III. 11. Sollicitation de poutrelle de plancher Terrasse inaccessible type (1,2,3,4).

Type	travées	L(m)	P (KN. M)		M_0		M_g		M_d		M_t		V	
			P_u	P_s	M_0^u	M_0^s	M_g^u	M_g^s	M_d^u	M_d^s	M_t^u	M_t^s	V_g	V_d
1	A-B	4.50	6.62	4.83	16.76	12.22	0	0	0	0	16.76	12.22	14.90	-14.90
2	A-B	4.50	6.62	4.83	16.75	12.22	0	0	-10.05	-7.33	12.56	9.16	14.89	-17.12
	B-C	3.80	6.62	4.83	11.94	8.72	-10.05	-7.33	0	0	7.52	5.49	14.46	-12.57
4	A-B	4.00	6.62	4.83	13,23	9.66	0	0	-7.94	-5.796	9.926	7.245	13.234	-15.219
	B-C	3.70	6.62	4.83	11.33	8.26	-7.94	-5.796	0	0	7.20	5.78	14.07	-12.241

Tableau III .12. Sollicitation de poutrelle de plancher Terrasse inaccessible à l'ELU type (5,6).

Méthode de : Caquot minorée ELU									
Type	Travées	L(m)	P_u (KN/m)	P'_u (KN/m)	M_g (KN. m)	M_d (KN. m)	M_t (KN. m)	V_g (KN)	V_d (KN)
5	A-B	2.60	6.62	4.74	0	-4.837	3.434	6,742	-10.46
	B-C	4.00	6.62	4.74	-4.837	-6.738	7.464	12.759	-13.71
	C-D	3.70	6.62	4.74	-6.738	0	8.205	14.063	-10.42
6	A-B	2.60	6.62	4.74	0	-3.71	3.89	7.175	-10.029
	B-C	3.20	6.62	4.74	-3.71	-8.517	2.527	8.065	-11.07
	C-D	4.50	6.62	4.74	-8.517	0	12.761	16.781	-12.996
7	A-B	3	6.62	4.74	0	-3.95	5.60	8.61	-11.25
	B-C	2.60	6.62	4.74	-3.95	-3.09	2.08	8.94	-8.27
	C-D	3.20	6.62	4.74	-3.09	-5.74	4.11	9.76	-11.42
	D-E	4.50	6.62	4.74	-5.74	-7.65	10.07	14.47	-15.32
	E-F	3.80	6.62	4.74	-7.65	0	7.22	14.60	-10.56

Tableau III. 13. Sollicitation de poutrelle de plancher Terrasse inaccessible à l'ELS type (5,6).

Méthode de : Caquot minorée ELS							
Type	Travées	L(m)	P_s (KN/m)	P'_s (KN/m)	M_g (KN. m)	M_d (KN. m)	M_t (KN. m)
5	A-B	2.60	4.83	3.44	0	-3.51	2.515
	B-C	4.00	4.83	3.44	-3.51	-4.89	5.474
	C-D	3.70	4.83	3.44	-4.89	0	6,002
6	A-B	2.60	4.83	3.44	0	-2.691	2.847
	B-C	3.20	4.83	3.44	-2.691	-6.178	1.871
	C-D	4.50	4.83	3.44	-6.178	0	9.332
7	A-B	3	4.83	3.44	0	-2.87	4.09
	B-C	2.60	4.83	3.44	-2.87	-2.25	1.53
	C-D	3.20	4.83	3.44	-2.5	-4.17	3.01
	D-E	4.50	4.83	3.44	-4.17	-5.55	7.37
	E-F	3.80	4.83	3.44	-5.55	0	5.29

Tableau III. 14. Sollicitation les plus défavorables des poutrelles de Plancher étage courant (16+4)

Type de poutrelles	ELU			ELS	
	M_a^{max} (KN. m)	M_t^{max} (KN. m)	V^{max} (KN)	M_a^{max} (KN. m)	M_t^{max} (KN .m)
Type 1	0	15.14	13.46	0	10.935
Type 2	-9.08	11.65	15.48	-6.56	8.51
Type 3	0	11.96	11.96	0	8.64
Type 4	-7.168	9.186	-13.76	-5.188	6.638
Type 5	-6.365	7.302	12.787	-4.561	5.293
Type 6	-8.046	11.386	15.248	-5.766	8.249
Type 7	-7.23	8.82	13.86	5.17	6.42

Tableau III. 15. Sollicitation les plus défavorables des poutrelles de Plancher des étage commercial (16+4)

Type de poutrelles	ELU			ELS	
	M_a^{max} (KN. m)	M_t^{max} (KN. m)	V^{max} (KN)	M_a^{max} (KN. m)	M_t^{max} (KN .m)
Type 1	0	18.78	18.78	0	13.19
Type 2	-14.26	20.16	24.30	-10.02	14.16
Type 3	0	16.95	16.95	0	11.90
Type 4	9.39	16.87	-13.76	-11.85	11.90
Type 5	-11.09	11.86	20.76	-7.70	8.36
Type 6	-12.73	12.66	21.84	-8.84	8.97

Tableau III. 16. Sollicitation les plus défavorables des poutrelles de Terrasse inaccessible (16+4)

Type de poutrelles	ELU			ELS	
	M_a^{max} (KN. m)	M_t^{max} (KN. m)	V^{max} (KN)	M_a^{max} (KN. m)	M_t^{max} (KN .m)
Type 1	0	16.76	14.90	0	12.22
Type 2	-10.05	12.56	-17.12	-7.33	9.16
Type 4	-7.94	9.926	-15.219	-5.796	7.245
Type 5	-6.738	8,205	14,063	-4.887	6,002
Type 6	-8.517	12.761	16,781	-6.178	9.332
Type 7	-7.65	10.07	15.32	-5.55	7.37

2.1.4 Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables :

❖ La sollicitation maximale (plancher 16+4) utilisée dans le ferrailage

Tableau III .17. Les sollicitations maximales des poutrelles.

Type de poutrelles	ELU				ELS	
	M_a^{max} (KN .m)	M_t^{max} (KN. m)	V^{max} (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (kN.m)
Etage courant	-9.08	15.14	15.48	-2.27	-6.56	10.935
Etage commercial	-14.26	18.78	24.30	-2.81	-11.85	14.76
Terrasse accessible	-10.05	16.76	-17.12	-2.51	-7.33	12.22

2.1.5 Ferrailage des poutrelles :

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

✓ Le dimensionnement des poutrelles :

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t = (8 \text{ à } 12)$$

On prend : $b_0 = 10 \text{ cm.}$

Avec :

L_x : distance entre nus de deux poutrelles successives.

L_y : représente la travée minimale (entre nus d'appuis) des différents poutrelles

$$b_1 \leq \min \frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \text{ avec : } \begin{cases} l_x = 55 \text{ cm} \\ l_y = 230 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min \left[\frac{55}{2}; \frac{230}{10} \right]$$

$$b_1 \leq \min (27.5 ; 23)$$

On adopte : $b_1 = 23 \text{ cm.}$

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

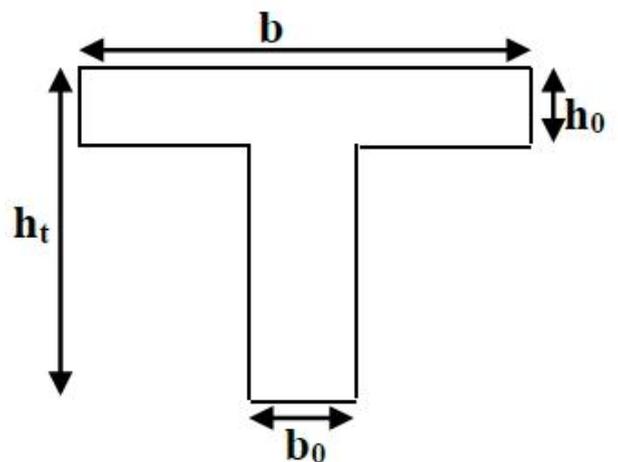


Figure III.3: Schéma des poutrelles.

$$b = 2 \times 23 + 10 = 56 \text{ cm}$$

soit : $b = 56 \text{ cm}$

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**

❖ **Plancher étage d'habitation :**

✓ **Calcul à l'ELU :**

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

Si : $M_u \leq M_{tu} = b \times h_0 \times f_{ub} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression donc la Section sera calculée comme une section rectangulaire

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

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

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.56 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^{-3} \Rightarrow M_{tu} = 50.89 \text{ KN.}$$

On à : $M_t^{max} = 15.14 \text{ KN.m}$

$M_{tu} \geq M_t^{max} \Rightarrow$ la table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre se

Trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire ($b \times h$)

a) **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.14 \times 10^{-3}}{0.56 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0587 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

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

$\mu_{bu} = 0.0587 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0587}) \Rightarrow \alpha = 0.0756$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.0756) = 0.154 \text{ m} \Rightarrow z = 0.174$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{15.14 \times 10^{-3}}{348 \times 0.174} = 2.50 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{tr} = 2.50 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.56 \times 2.1}{400} = 1.22 \times 10^{-4} \text{m}^2 \Rightarrow A_{min} = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} = 1.22 \text{ cm}^2 < A_{tr} = 2.50 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{tr} = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.05 \text{ cm}^2$

b) En appuis :

b.1) appuis intermédiaires: $M_a^{max} = -9.08 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{ub}} = \frac{9.08 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.197 \Rightarrow \mu_{bu} > 0.186$$

Donc on est dans le pivot B.

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{bc} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.197}) \Rightarrow \alpha = 0.270$$

$$\varepsilon_{st} = 3.5 \times 10^{-3} \left(\frac{1 - 0.270}{0.270} \right) = 9.46 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{st} = 9.46 \times 10^{-3} > \varepsilon_{st} = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = 0.197 < \mu_l = 3.92 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

Avec :

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.270) = 0.160 \text{ m} \Rightarrow z = 0.160 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{9.08 \times 10^{-3}}{348 \times 0.160} = 1.63 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_a = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{min} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_a = 1.63 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

c) En appuis de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_r^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{ub}} = \frac{2.27 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.049 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

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

$\mu_{bu} = 0.041 < \mu_l = 392 \Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée.

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) \Rightarrow \alpha = 0.062$

$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.062) = 0.10 \text{ m} \Rightarrow z = 0.176 \text{ m}$

$A_{ar} = \frac{M_{ar}}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{2.27 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} = 0.37 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.37 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{ar} = 0.37 \text{ cm}^2$

$A_{r \min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{r \min} = 0.217 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_{r \min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_{ar} = 0.37 \text{ cm}^2$

On opte pour : $A_{ar} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

➤ Vérification à l'ELU :

a) Cisaillement

$V^{max} = 15.48 \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15.48 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = \tau_u = 0.86 \text{ MPa}$.

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

b) Calcul des armatures transversales :

$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right) = 5.7 \text{ mm}$.

On adopte : un étrier ϕ_6 avec : $A_{tr} = 2 \times \phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

c) Espacement :

1. $S_t \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq ((0.9 \times 18) ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$

$$2. S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right. \Rightarrow \boxed{K=1}$$

(CBA. Article A.5.1.2.3)

$\alpha = 90^\circ$ (flexion simple, cadres droites.)

$$S_t \leq \frac{0.57 \times 0.8 \times 400 (\sin 90 + \cos 90)}{10 (0.86 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 79.30 \text{ cm.}$$

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

Entre 1 et 2 et 3 on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Le résumé des ferrillages de toutes les poutrelles :**

Tableau III.18. Résumé des ferrillages des poutrelles.								
		$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z (mm)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$
Etage courant	Travée	15.14	0.0587	0.0756	0.174	2.50	1.22	2HA12+ 1HA10=3.05
	Appuis intermédiaire	9.08	0.197	0.270	0.160	1.63	0.217	2HA12= 2.26
	Appuis drive	2.27	0.049	0.062	0.176	0.37	0.217	1HA10= 0.79
Terrasse inaccessible	Travée	16.76	0.0650	0.0841	0.174	2.77	1.22	3HA12=3,39
	Appuis intermédiaire	10.05	0.2184	0.3119	0.157	1.83	0.217	2HA12= 2.26
	Appuis de rive	2.51	0.0545	0.0701	0.175	0.41	0.217	1HA12= 1,13

➤ **Vérification des armatures longitudinales A_l à l'effort tranchant V_u :**

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

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(15.48 - \frac{9.08}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400}$$

$$A_l \geq -1.17 \times 10^{-4} m^2 = 1.17 cm^2 < 0$$

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

✓ **Au niveau de l'appui de rive :**

On à : $M_u = 0$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{15.48 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.44 \times 10^{-4} m^2 = 0.44 cm^2$$

$$A_l = 1.17 \text{ cm}^2 > 0.44 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée.}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times b \times d \times h_0} = \frac{15.48 \times \left(\frac{0.56 - 0.10}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.56 \times 0.04} = 0.98 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.98 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

▪ **Vérification à l'ELS :**

A. État limite de compression du béton :

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

En travée : $M_t^{\max} = 10.935 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre y :

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

$$H = \frac{0.56 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -1.925 \times 10^{-4} < 0$$

Alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T.

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

$$10y^2 + 459.5y - 2383 = 0 \dots (1) \dots \text{solution de l'équation : } y = 4.70 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie de la section efficace :**

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

$$I = \frac{10 \times 4.70^3}{3} + (56 - 10) \times \frac{4^3}{12} + (56 - 10) \times 4(4.70 - 2)^2 + 15 \times 3.05 \times (18 - 4.70)^2$$

$$I = 10025.49 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte de compression:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10.935 \times 10^{-3}}{10025.49 \times 10^{-8}} \times 0.0470 \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.13 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 5.13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée. (BAEL E.III.2)}$

- **En appui intermédiaires :** $M_{ser}^{\max} = -6.56 \text{ KN.m}$

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

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

5. $y^2 + 33.9y - 610.2 = 0 \dots(2) \dots\dots\dots$ solution de l'équation : $y = 8.16 \text{ cm}$

$$I = \left(\frac{b_0}{2} \times y^3\right) + (15 \times A) \times (d - y)^2 = 0$$

$$I = \left(\frac{10}{2} \times 8.16^3\right) + (15 \times 2.26) \times (18 - 8.16)^2 \Rightarrow I = 5999.08 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6.56 \times 10^{-3}}{5999.08 \times 10^{-8}} \times 0.0816 \Rightarrow \sigma_{bc} = 8.92 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 8.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ vérifiée.

Tableau III.19. Résumé des vérifications des états limite de compression de béton

Plancher	En travée				En appui					Obs.
	$M_t(KN.m)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma(MPa)$	$M_a(KN.m)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma(MPa)$	$\sigma(MPa)$	
Etage Habitation	10.935	4.70	10025.49	5.13	6.56	8.16	5999.08	8.92	15	Vérifie
Etage commercial	14.76	4.94	10910.2	6.68	11.85	9.07	7414.9	14.4	15	Vérifie
Terrasse accessible	12.225	4.94	10910.2	5.53	7.33	8.16	5999.08	9.97	15	Vérifie

➤ **Etat limite de déformation :**

Pour la vérification de la flèche, nous avons opté pour la vérification de la poutrelle la poutrelle la plus défavorable (Type 1) car elle est isostatique est d'une travée de 4.50 m.

Si sa flèche vérifié, ceci veut dire que les autres poutrelles (travées moins importante) vérifie aussi.

✓ **Evaluation de la flèche :**

Pour illustrer l'évaluation de la flèche on prendra comme exemple la poutrelle du type 1 du plancher étage d'habitation.

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

On à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}; \frac{A}{b_0} < \frac{3.6}{f_e} \quad \text{BAEL91(Article L.VI, 2)} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \\ \frac{0.20}{4.50} = 0.044 \leq \frac{10.935}{15 \times 10.935} = 0.066 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta_{ft} = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de : $f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{450}{500} = 0.9cm$

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

f_{jv} : Flèche dues aux charges permanentes appliquées ou moment de la mise en œuvre des cloisons

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

$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.8 = 1.82 \text{ KN/m} \Rightarrow$ Si la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.15 = 3.48 \text{ KN/m} \Rightarrow$ La charge permanente qui revient à la poutrelle

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.15 + 1.5) = 4.32 \text{ KN/m} \Rightarrow$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

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

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = \frac{1.82 \times 4.5^2}{8} = 4.60 \text{ KN. m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = \frac{3.48 \times 4.5^2}{8} = 8.80 \text{ KN. m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = \frac{4.32 \times 4.5^2}{8} = 10.93 \text{ KN. m}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : $y = 4.70 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section efficace : $I = 10025.49 \text{ cm}^4$

$$y_g = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')}$$

$$y_g = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (56 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(3.05 \times 18 + 0)}{10 \times 20 + (56 - 10) \times 4 + 15(3.05 + 0)} \Rightarrow y_g = 7.43 \text{ cm}$$

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

$$I_o = \frac{56}{3} \times 7.43^3 + 10 \frac{(20 - 7.43)^3}{3} - (56 - 10) \frac{(7.43 - 4)^3}{3} + 15[3.05(18 - 7.43)^2 + 0]$$

$$\Rightarrow I_o = 18769.61 \text{ cm}^4$$

▪ **Calcul des contraintes:**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.60 \times (0.18 - 0.0470) \times 10^{-3}}{10025.49 \times 10^{-8}}$$

$$\Rightarrow \sigma_{sj} = 91.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{8.80 \times (0.18 - 0.0470) \times 10^{-3}}{10025.49 \times 10^{-8}}$$

$$\Rightarrow \sigma_{sg} = 175.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{10.93 \times (0.18 - 0.0470) \times 10^{-3}}{10025.49 \times 10^{-8}}$$

$$\Rightarrow \sigma_{sp} = 217.01 \text{ MPa}$$

▪ **Inerties fictifs (I_f):**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \Rightarrow \lambda_i = 2.43 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.4 \times 2.43 \Rightarrow \lambda_v = 0.97 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 91.53 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.56$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 175.11 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.74$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 217.01 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.78$$

Si : $\mu < 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 18769.61}{1 + 2.43 \times 0.56} \Rightarrow I_{f_{ij}} = 8745.58 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 18769.61}{1 + 2.43 \times 0.74} \Rightarrow I_{f_{ig}} = 7378.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 18769.61}{1 + 2.43 \times 0.78} \Rightarrow I_{f_{ip}} = 7130.82 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 18769.61}{1 + 0.97 \times 0.74} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 12019.20 \text{ cm}^4$$

▪ **Calcul des flèches :**

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

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ij}}} = \frac{4.60 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 8745.58 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ij} = 0.00311 \text{ m}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} = \frac{8.80 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 7378.5 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ig} = 0.0075 \text{ m}$$

$$f_{ip} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} = \frac{10.93 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 7130.82 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ip} = 0.0096 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{vg}}} = \frac{8.80 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 10721,4 \times 12019.20 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.0138 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0138 - 0.00331 + 0.0096 - 0.0075 = 1,25 \text{ cm} > f_{adm} = 0.9 \text{ cm}.$$

La flèche n'est pas vérifiée, il faut augmenter la section d'armateur, on adopte une section

$$\left. \begin{array}{l} A_s = 4.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 2HA14 + 1HA12 \\ A' = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A' = 1HA12 \end{array} \right\} \text{ Seulement pour le type 1}$$

Pour les autre type on a trouvé que $\Delta f_t = 0.8752 \text{ cm} < f_{adm} = 0.9 \text{ cm}$

Donc on gard la section $A_s = 3.05 \text{ cm}^2$.

➤ **Evaluation de la flèche pour les étage commercial (typ2)**

Tableau III .20. Evaluation de la flèche des étage commercial						
Poutre	$q_j(KN/ml)$	$M^{j\ ser}(KN.m)$	$If_j(cm^4)$	$\sigma_j(MPa)$	μ_j	$f_{ji}(mm)$
Type 1	1.82	3.368	10319	66.40	0,482	2.22
	$q_g(KN/ml)$	$M^{g\ ser}(KN.m)$	$If_g(cm^4)$	$\sigma_g(MPa)$	μ_g	$f_{gi}(mm)$
	3.34	6.76	8567.1	121.85	0.674	4.92
	$q_p(KN/ml)$	$M^{p\ ser}(KN.m)$	$If_p(cm^4)$	$\sigma_p(MPa)$	μ_p	$f_{pi}(mm)$
	6.59	13.34	7958.1	240.42	0.818	10,95
	$q_g(KN/ml)$	$M^{g\ ser}(KN.m)$	$If_{gv}(cm^4)$	$\sigma_{gv}(MPa)$	μ_g	$f_{gv}(mm)$
	3.34	6.76	13350	121.42	0.674	9.48

$$\Delta f_t = 1,32cm > f_{adm} = 0.9cm.$$

Pour le type 1 ;2 (plancher usage commercial) la flèche sera vérifié seulement si on prend le section d'acier

$A_s = 3HA14 = 4.62\ cm^2$ plus $A'_s = 1,13\ cm^2$ et nous aurons :

$$\Delta f_t = 0,887cm < f_{adm} = 0.9cm.$$

Pour les autre type en gard la même section $A_s = 3HA12 = 3,39\ cm^2$ car la fléch est vérifie .

➤ Evaluation de la flèche pour la terrasse inacessibles (typ1)

Tableau III .21. Evaluation de la flèche terrasse inacessibles.						
Poutre	$q_j(KN/ml)$	$M^{j\ ser}(KN.m)$	$If_j(cm^4)$	$\sigma_j(MPa)$	μ_j	$f_{ji}(mm)$
Type 1	1.82	4,60	9530,9	83,00	0,56	3.043
	$q_g(KN/ml)$	$M^{g\ ser}(KN.m)$	$If_g(cm^4)$	$\sigma_g(MPa)$	μ_g	$f_{gi}(mm)$
	4.18	10.58	7853,8	190,62	0.776	8,481
	$q_p(KN/ml)$	$M^{p\ ser}(KN.m)$	$If_p(cm^4)$	$\sigma_p(MPa)$	μ_p	$f_{pi}(mm)$
	4.83	12.22	7687,3	220,27	0.803	10,01
	$q_g(KN/ml)$	$M^{g\ ser}(KN.m)$	$If_{gv}(cm^4)$	$\sigma_{gv}(MPa)$	μ_g	$f_{gv}(mm)$
	4.18	10.58	12635	190,62	0.776	15,81

$$\Delta f_t = 1,42cm > f_{adm} = 0.9cm.$$

Pour le type 1 (terrasse inacessible)la flèche sera vérifié seulement si on prend le section d'acier

$A_s = 3HA14 = 4.62\ cm^2$ plus $A'_s = 1,13\ cm^2$ et nous aurons :

$$\Delta f_t = 0,87cm < f_{adm} = 0.9cm.$$

Pour les autre type en gard la même section $A_s = 3HA12 = 3,39\ cm^2$ car la fléch est vérifie .

Tableau III.22. Résumé de ferrailage des poutrelles.

	Zone		$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Barres	$A(cm^2)$
Plancher étage usage habitation	Travée	Type 1	2,50	1,22	2HA14+1HA12	4.21
		Autre	2,50	1.22	2H12+1HA10	3,05
	Appuis intermédiaires		1.63	0.217	1HA12+1HA10	1.92
	Appuis de rive		0.37	0.217	1HA10	0.79
Plancher Etage usage commercial	Travée	Type 1,2	3.12	1,22	3HA14	4.62
		Autre	3.12	1.22	3HA12	3.39
	Appuis intermédiaires		2.62	0.217	1HA14+1HA12	2.67
	Appuis de rive		0.46	0.217	1HA10	0.79
Plancher Terrasse inaccessible	Travée	Type 1	2.77	1,22	3HA14	4.62
		Autre	2.77	1.22	3HA12	3.39
	Appuis intermédiaires		1.83	0.217	1HA12+1HA10	1.92
	Appuis de rive		0.41	0.217	1HA10	0.79

Tableau III.23. Schéma de ferrailage des poutrelles (plancher étage courant)

En travée (Type 1)	En appuis intermédiaires(T1)	En appuis de rive(T1)
En travée (autre)	En appuis intermediaires (autre)	En appuis de rive (autre)

Tableau III.24. Schéma de ferrailage des poutrelles (plancher des étages commercial)

En travée (Type 1;2)	En appuis intermédiaires(T 1;2)	En appuis de rive(T 1;2)
En travée (autre)	En appuis intermédiaires (autre)	En appuis de rive (autre)

Tableau III.25. Schéma de ferrailage des poutrelles (plancher terrasse inaccessible)

En travée (Type 1)	En appuis intermédiaires(T1)	En appuis de rive(T1)
En travée (autre)	En appuis intermédiaires (autre)	En appuis de rive (autre)

2.1.5. Etude de la dalle de compression

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

- **Armature perpendiculaires ou poutrelles :**

$$A = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

CPA93(B. 6.8.4.2.3

On choisit : $5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

- **Armatureur parallales ou poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : $4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

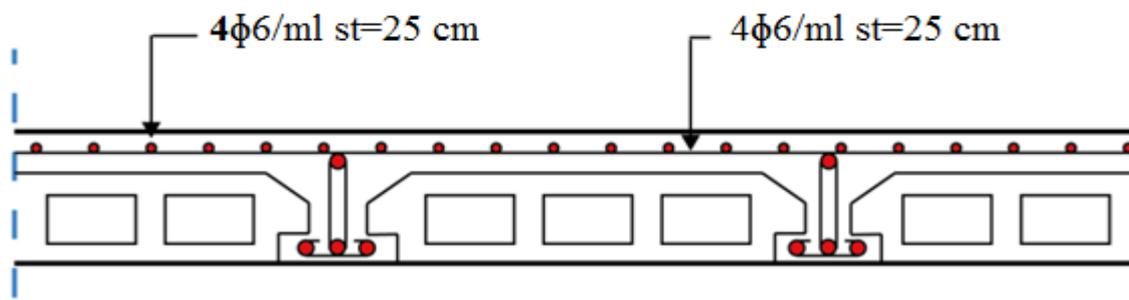


Figure III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

3. Etude des dalles pleines :

3.1 Dalle sur deux appuis :

On a : $l_x = 2.10 \text{ m}$; $l_y = 4 \text{ m}$; $\rho > 0.4$

$$G = 5.69 \text{ KN}/\text{m}^2$$

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

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\Rightarrow q_u = 12.18 \text{ KN}/\text{m}^2$$

- $e = 16 \text{ cm}$
- FPN
- $Lx = 2.10\text{m}; Ly = 4\text{m}$

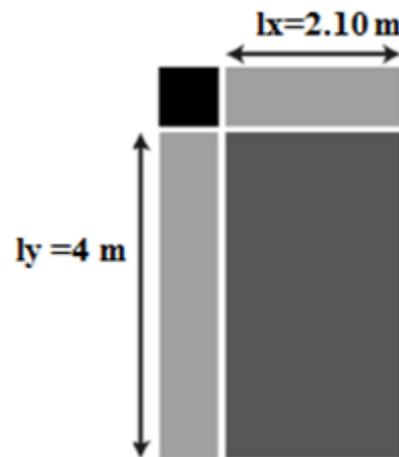


Figure III.5. Dalle pleine sur deux appuis

$$\rho = 0.525 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.09295 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad \text{Annexe IIV}$$

\Rightarrow Donc la dalle travaille suivant les deux sens.

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.09295 \times 12.18 \times 2.1^2 \Rightarrow M_0^x = 4.99 \text{ KN.m/ml} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2500 \times 4.99 \Rightarrow M_0^y = 1.25 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 4.99 \Rightarrow M_t^x = 4.24 \text{ KN.m/ml} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 1.25 \Rightarrow M_t^y = 1.06 \text{ KN.m/ml} \\ M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -0.3 \times 11.11 = -1.497 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3.1.1 Ferrailage :

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

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm} ; c = 1 \text{ cm} ; F_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; F_e = 400 \text{ MPa} ; d = 15 \text{ cm}.$$

En travée :

Selon L_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15^2 \times 14.2} = 0.013$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Donc on est dans le pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 10\% \Rightarrow \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0 ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0167$$

$$A_t^x = \frac{M_t^u}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d} = \frac{4.24 \times 10^{-3}}{3.48 \times (1 - 0.4 \times 0.0167) \times 0.15} = 0.81 \text{ cm}^2$$

D'une manière identique, on fait les calculs selon L_y et au niveau des appuis.

On trouve les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Ferrailage de dalle sur deux appuis.								
Sens		$M(\text{KN.m/ml})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{cm})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)/\text{ml}$
Travée	x-x	4.24	0.013	0.0167	14.89	0.81	1.58	5HA10 = 3.93
	y-y	1.06	0.0033	0.0041	14.97	0.20	1.28	5HA10 = 3.93
Appuis	x-x	-1.495	0.0046	0.0059	14.96	0.29	1.58	5HA8 = 2.51

➤ Vérification à l'ELU :

✓ Condition de non fragilité :

$$e > 16 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_X^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_X^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_X^{min} = 1.58 \text{ cm}^2 \\ A_X^{min} = 1.28 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

NB : La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on ferraille avec A_{min}

✓ Espacement des armateurs :

// au sens x-x : $S_{tx} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; on a $S_{tx} = 25 \text{ cm}$.

// au sens y-y : $S_{ty} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; on a $S_{ty} = 25 \text{ cm}$.

✓ **Vérification des armateurs secondaires :**

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 3.93 \geq 0.982 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

Vérification de l'effort tranchant :

L'effort tranchant max est dans le sens x :

$$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 11.88 \text{ KN.}$$

$$\tau^{max} = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{11.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.079 \text{ MPa} < \tau^{lim} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa.}$$

Pas d'armateurs transversaux dans la dalle.

✓ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$A_l \geq \frac{V_{max} \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow 3.93 \text{ cm}^2 \geq 0.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

❖ **Etat limite de compression de béton :**

$$q_s = 8.69 \text{ KN/ml.}$$

$$\rho = 0.525 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.09675 \\ \mu_y = 0.3901 \end{cases} \quad \text{Annexe II}$$

$$\begin{cases} M_{0ser}^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.09675 \times 8.69 \times 2.1^2 \Rightarrow M_0^x = 3.70 \text{ KN.m/ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.3901 \times 3.70 \Rightarrow M_0^y = 1.44 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 3.70 \Rightarrow M_t^x = 3.15 \text{ KN.m/ml} \\ M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 1.44 \Rightarrow M_t^y = 1.23 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -0.3 \times 3.70 = -1.11 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens x-x : } A_x = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 58.95y - 884.25 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.65 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3}(3.65^3) + 15 \times 3.93 \times (15 - 3.65)^2$$

$$\Rightarrow I = 9214.99 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{t\ ser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow 3.15 \times \frac{3.65 \times 10^3}{9214.99} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.24 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.24 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Tableau III.27. Vérification des contraintes.

En travée						
	M(KN)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ(MPa)	σ _{adm} (MPa)	Observation
Sens-x	3.15	3.65	9214.99	1.24	15	Pas de risque de Fissuration
Sens-y	1.22	3.65	9214.99	0.48	15	Pas de risque de Fissuration
En appuis						
Sens x=y	1.11	3.05	6322.26	0.53	15	Pas de risque de Fissuration

➤ **Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max \left(\frac{M_{t\ ser}^x}{20 \times M_{0\ ser}^x} ; \frac{3}{80} \right) \\ \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.16}{2.10} = 0.076 > 0.042 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \\ \frac{3.93}{100 \times 15} = 0.0026 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ **Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis perpendiculaires :**

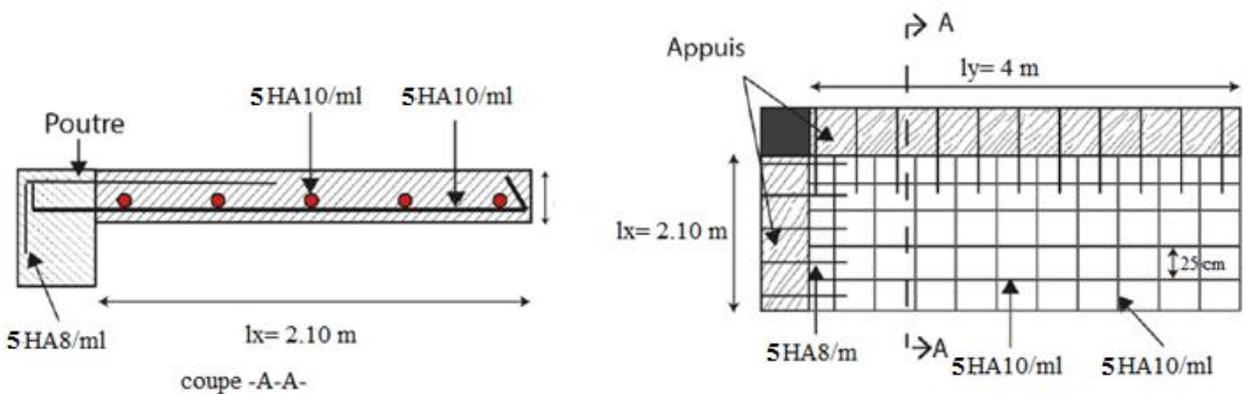


Figure: III.6. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

3.2. Dalle sur trois appuis (Balcons) :

Le calcul de ce type se fait par la théorie de ligne de rupture, toutes les explications sont résumées dans le tableau suivant :

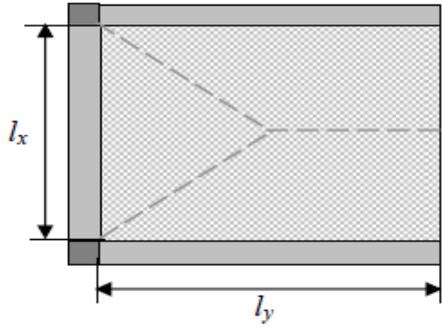
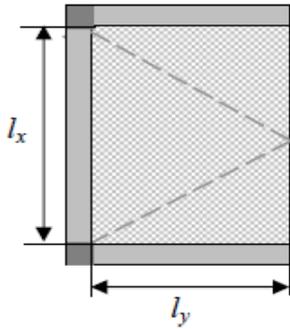
		1 ^{er} cas si $l_y \geq \frac{l_x}{2}$	2 ^{ème} cas si $l_y < \frac{l_x}{2}$
Vue en plan			
Moment	M_x	$\frac{P * l_x^2}{8} * (l_y - \frac{l_x}{2}) + \frac{P * l_x^3}{48}$	$\frac{P * l_y^3}{6}$
	M_y	$\frac{P * l_x^3}{24}$	$(\frac{P * l_y^2 * l_x}{2}) - 2 \frac{P * l_y^3}{3}$

Figure III.7. Théorie de calcul des moments

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 1.70 \text{ m} \\ l_y = 1.30 \text{ m} \\ \frac{l_x}{2} = 0.85 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow l_y > \frac{l_x}{2} \quad \underline{\text{Donc}} : \text{le 1}^{er} \text{ cas.}$$

✓ Les sollicitations :

$$G = 4.69 \text{ KN/m}^2 \quad q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.58 \text{ KN/m}^2.$$

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

- Sur la travée : $M_t^x = 0.85 M_0^x$ et $M_t^y = 0.85 M_0^y$
- Sur l'appui : $M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x$.

➤ Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.28. Calcul des sollicitations.

	$q \text{ KN/m}^2$	Les moments en (KN. m)				
		M_x	M_y	M_t^x	M_t^y	M^a
ELU	11.58	3.07	2.37	2.61	2.01	0.92
ELS	8.19	2.17	1.67	1.84	1.42	0.65

➤ **Ferraillage :**

❖ **calcul des armatures à ELU :**

On utilise des T10 ou des T8 pour le ferraillage, tel que $\phi \geq \frac{h_t}{10} = 1.2 \text{ cm}$.
Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.29. Ferraillage de dalle sur trois appuis.

Sens		$M(\text{KN. m/ml})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)/\text{ml}$
travée	x-x	2.61	0.018	0.022	0.091	0.82	1.07	5HA8 = 2.51
	y-y	2.01	0.014	0.0176	0.099	0.58	0.96	5HA8 = 2.51
Appuis	x-x	0.92	0.006	0.008	0.01	0.26	0.96	5HA8 = 2.51

❖ **Espacement des armateurs :**

// au sens x-x : $S_{tx} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; on a $S_{tx} = 25 \text{ cm}$.

// au sens y-y : $S_{ty} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; on a $S_{ty} = 25 \text{ cm}$.

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

D'après le CBA 93 (art A.5.1.1) la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible.

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} < \bar{\tau} = 0.05f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.} \quad \text{avec:} \quad V_u = \frac{q_u \times l}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}}$$

$$\text{sens } x - x : \tau_u = \frac{7.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.071 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$\text{Sens } y - y : \tau_u = \frac{5.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.055 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ vérifié.

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

$$A_l \geq \frac{V_{max} \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow 2.51 > 0.20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

✓ Vérification à l'ELS :

Tableau III.30. Vérification des contraintes de compression du béton à l'ELS.						
	M(KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ(MPa)	σ _{adm} (MPa)	Observation
Travée	1.84	2.49	3114.57	1.47	15	Vérifié
Appuis	0.65	2.49	3114.57	0.52	15	Vérifié

➤ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{t_{ser}}^x}{20 \times M_{0_{ser}}^x}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.09 > 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifié.} \\ \frac{2.51}{100 \times 10.8} = 0.0023 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifié.} \end{array} \right.$$

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

➤ Schéma de ferrailage :

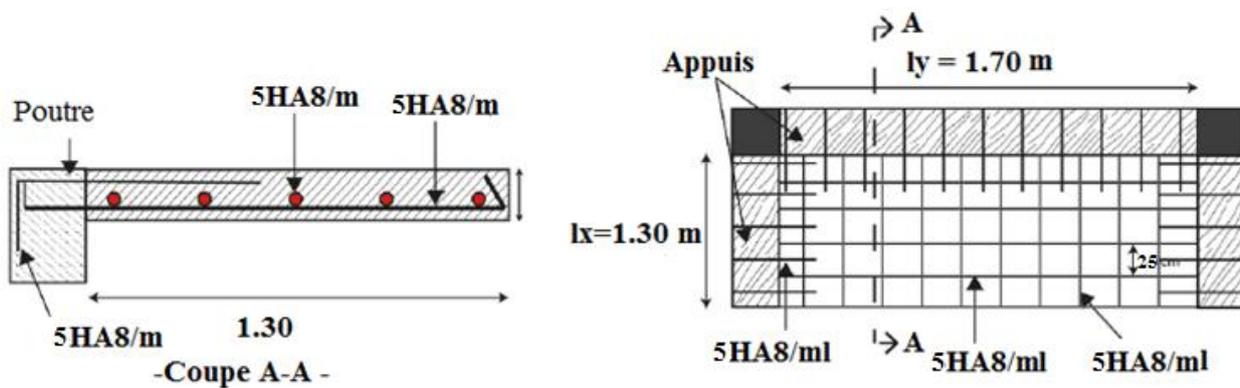


Figure III.8. Schéma de ferrailage de dalle sur 3 appuis.

4.1 Etude des escaliers :

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

4.1.1 Etude d'escalier type I:

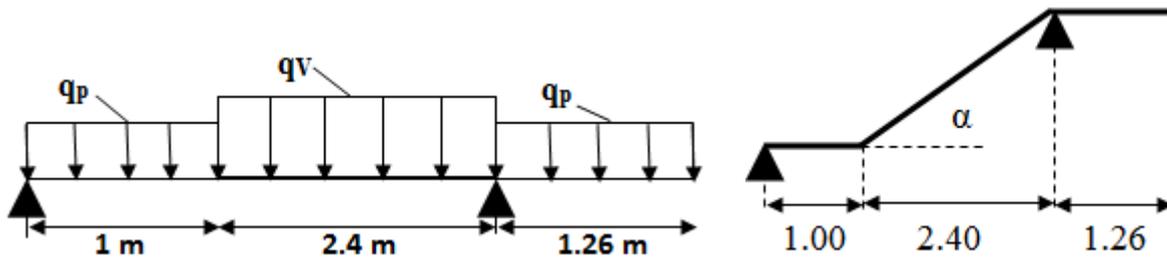


Figure III.9. Schéma statique de l'escalier

$$G_V = 9.08 \text{ KN/m} \quad G_p = 6.1 \text{ KN/m} \quad Q = 2.5 \text{ KN.m}$$

Combinaison de charges :

Pour la volée :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 16.00 \text{ KN/m.}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 11.58 \text{ KN/m.}$$

Pour le palier:

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.98 \text{ KN/m.}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 8.60 \text{ KN/m.}$$

4.1.2 Les sollicitations à l'ELU:

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 16 \times 2.4 + 11.985 \times (1.00 + 1.26)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 65.49 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = \left(11.985 \times \frac{1^2}{2} \right) + (2.4 \times 16 \times 2.2) + (11.985 \times 1.26 \times 4.03) - (R_B \times 4.66)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 32.48 \text{ KN} \\ R_A = 33.02 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ Moment en travée et en appui:

$$\Rightarrow M_0 = 40.85 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad V^{max} = 33.02 \text{ KN.}$$

$$M_t = 0.75 \times 40.85 = 30.64 \text{ KN.m} \quad M_a = -0.5 \times 40.85 = -20.43 \text{ KN.m}$$

➤ Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS:

Tableau III.31. Les sollicitations sur l'escalier.

	$M_0(KN.m)$	$M_t^{max}(KN.m)$	$M_a^{max}(KN.m)$	V^{max}
ELU	40.85	30.64	-20.43	33.02
ELS	29.50	22.125	-14.75	/

❖ **Ferraillage à l'ELU :****Tableau III.32.** Ferraillage des escaliers.

	$M(KN.m/ml)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
En travée	30.64	0.0844	0.110	0.153	5.76	1.932
En appuis	-20.43	0.056	0.072	0.155	3.78	1.93

➤ **Espacement des barres (FPN) :**

- En travée $S_t = 20 \text{ cm} \leq (3 \times e ; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.
- En appuis $S_t = 20 \text{ cm} \leq (3 \times e ; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

On adopte :

En travée : $6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2/ml$.

En appuis : $6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2/ml$.

✓ **Armatures secondaires**

$S_t = 20 \text{ cm} \leq (4 \times e ; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

En travée : $A_t \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7 \text{ cm}^2/ml$ on choisie : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$.

En appuis : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.178 \text{ cm}^2/ml$ on choisie : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$.

❖ **Vérification à l'ELU :**✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.206 \text{ MPa} < \bar{\tau} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(33.02 \times 10^{-3} - \frac{30.64 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16} \right) \times \frac{1.15}{400} = -5.16 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifié}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peut nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

• **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

Tableau III.33. Vérification de l'état limite de compression du béton.						
	$M_{ser}(KN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Observation
En travée	22.125	4.78	16462	6,42	15	Vérifiée
En appui	-14.75	4,10	12302	4.92	15	Vérifié

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l_x} \geq \max \left(\frac{M_{t\ ser}^x}{20 \times M_{0\ ser}^x} ; \frac{3}{80} \right) \Rightarrow \frac{0.18}{2.85} = 0.063 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$\frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 49,5 \times 10^{-4} < 50 \times 10^{-4} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

- Les deux premières conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Schéma de Ferrailage :**

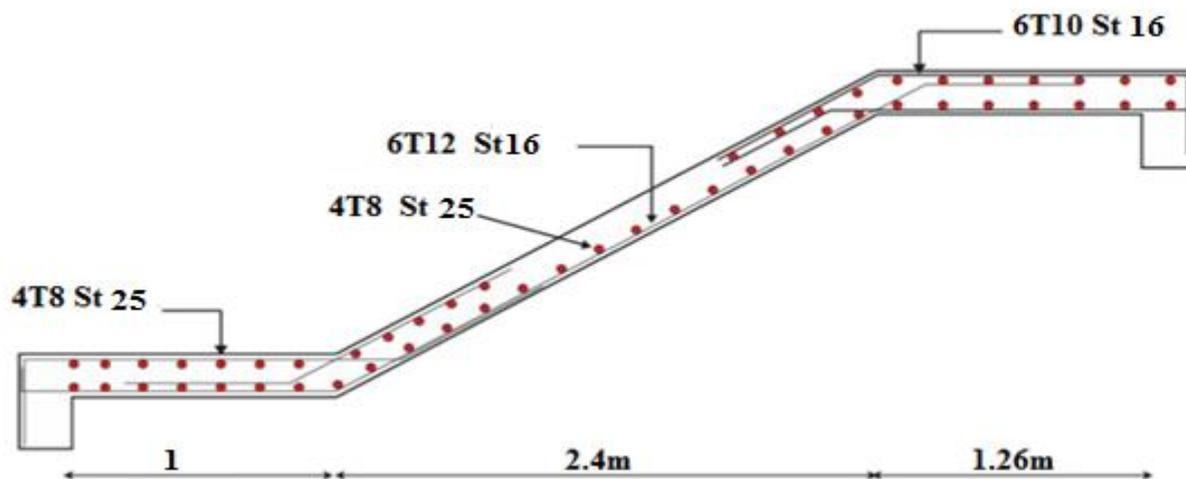


Figure III.10. Schéma de ferrailage de l'escalier

4.2 Etude de la poutre palière :

4.2.1 Dimensionnement :

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 19 \text{ cm} < h < 28.5 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4. \end{array} \right. \quad (\text{RPA. 7.5.1})$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

4.2.2 Calcul à la flexion simple :

1. Calcul des sollicitations :

La poutre est soumise aux charges suivantes :

- G_0 : Poids propre de la poutre $G_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$.
- La réaction de la volée a son niveau :

$$\underline{\text{ELU}} : R_b = 34.42 \text{ KN/m.}$$

$$\underline{\text{ELS}} : R_b = 25.22 \text{ KN/m.}$$

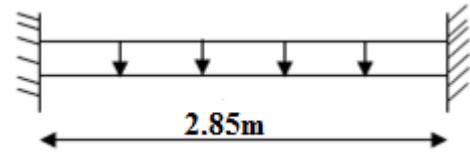


Figure III.11. Schéma statique de la poutre palière

Tableau III.34. Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$P_u = 1.35(g_0) + R_B$	$P_s = g_0 + R_B$
$P_u = 37.45 \text{ KN/m}$	$P_s = 27.47 \text{ KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 12.67 \text{ KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 9.29 \text{ KN.m}$
$M^a = \frac{P_u \times L^2}{12} = -25.34 \text{ KN.m}$	$M^a = \frac{P_s \times L^2}{12} = 18.60 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{24} = 53.36 \text{ KN.m}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{24} = 39.14 \text{ KN.m}$

4.2.3 Ferrailage :

$$b = 0.3 \text{ m} ; h = 0.3$$

Tableau III.35. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{flexion}^{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
En travée	12.67	0.038	0.048	0.274	1.328	4.5
En appuis	-25.34	0.076	0.098	0.268	2.717	4.5

- Exigence de RPA Art 7.5.2.1 : $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 4.5 cm^2$

$$A^t + A^a = 1.328 + 2.717 = 4.045 < 4.5$$

Donc en ferraille avec $A_{min} = 4.5 cm^2$.

➤ Calcul d'armature à la torsion :

Le moment de torsions provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée est le palier c'est le moment d'appui à l'ELU : $M^{tortion} = M_b^a = -29.11 KN.m$.

✓ Calcul de la section d'armature longitudinale :

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

U : périmètre de la section

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1m$$

Ω : air du contour tracer a mi - hauteur

$$\Omega = 2 \times [(h - e) \times (b - e)] = 0.0625 m^2$$

e : épaisseur de la paroi

$$e = \frac{\emptyset}{6} = \frac{b}{6} = 5 cm$$

A_l : section d'acier

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 6.69 cm^2$$

En travée :

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 4.5 + \frac{6.69}{2} \Rightarrow A^t = 7.84 cm^2$$

On ferraille avec A^t .

Soit : $A^t = 4HA14 + 2HA12 = 8.42 cm^2$

En appui :

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 4.5 + \frac{6.69}{2} \Rightarrow A^a = 7.84 cm^2$$

On ferraille avec A^a Soit : $A^a = 4HA14 + 2HA12 = 8.42 cm^2$

❖ Vérification a l'ELU :

▪ Flexion simple :

a) l'effort tranchant :

$$V_u = 53.36KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.635 \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right) = 3.33MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = \left(53.36 \times 10^{-3} - \frac{25.35 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}\right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -1.36cm^2 \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

C : Calcul de l'espacement S_t :

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2 \text{ D'après le CBA 93(ART A. 5.1.2.2 et ART A. 5.1.2.3)}$$

On opte : $S_t = 15 \text{ cm.}$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$A^t = A_{Flex}^t + A_t^{Tor}$$

Tableau III.36. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	
Flexion simple	Torsion
$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$	$A_t^{min} = 0.4 \times e \times S_t / f_e$
$A_t \geq b (\tau - 0.3 \times f_{t28} \times S_t) / 0.8 \times f_e$	$\Rightarrow A_t^{min} = 0.075 \text{ cm}^2$
$\Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}$	$A_t = \frac{M^{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 1.003$

D'où : $A_t = 1.003 + 0.45 = 1.453 \text{ cm}^2.$

Soit un cadre est un étrier $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$**

Avec : $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots \dots \dots \text{BAEL (ChapI.III)}$

On a : $V_{max} = 79.13 \text{ KN}; \tau_{flexion} = 0.635 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{29.11 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 4.66MPa$$

D'où $\tau_u = 4.66 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = \min(0.3 f_{c28} ; 4MPa) = 3.25 \text{ MPa.}$

On augmente la section de la poutre on prend $b=h=35\text{cm.}$

Donc $\tau_u = 3.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Vérification à l'ELS :**

✓ **Etat limite de compression de béton :**

$$y = 12.24 \text{ cm} ; I = 74886.6 \text{ cm}^4$$

En appuis : ($M_a = -18.6 \text{ KN.m}$) $\sigma_{bc} = 3.04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Vérifiée

En travée : ($M_t = 9.29 \text{ KN.m}$) $\sigma_{bc} = 1.52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Vérifiée

➤ **Evaluation de la flèche :**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.122 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.122 > 0.033; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0057 < 0.01$$

Tout les conditions sont vérifier donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Schéma de ferrailage :**

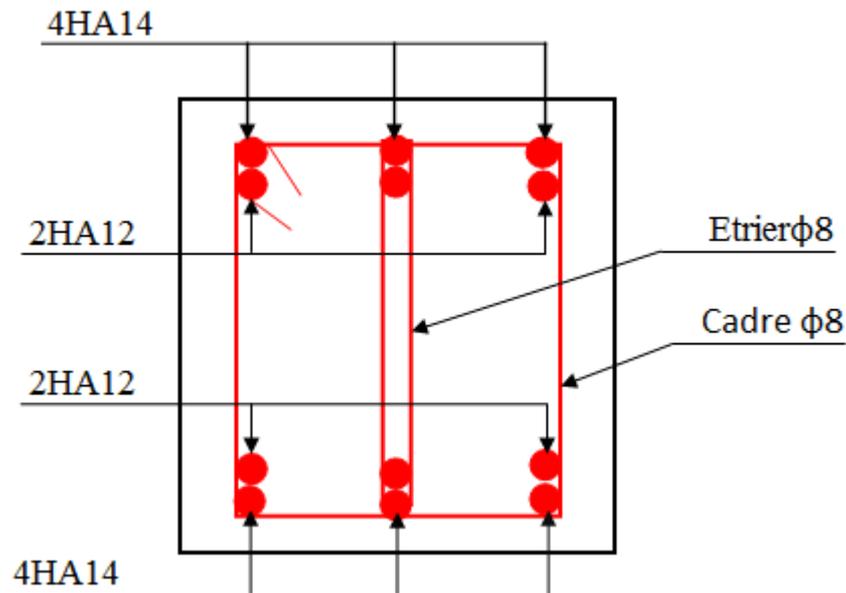


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la poutre palier

4.3 Etude d'escalier type II :

4.3.1 Évaluation des charges et surcharges :

$$G_{paillasse} = 7.94 \text{ KN/m}^2 ; Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

➤ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier :

a) L'ELU :

$$q_V = (1.35 \times 8.5) + (1.5 \times 2.5) \Rightarrow q_V = 14.47 \text{ KN/ml.}$$

b) L'ELS :

$$q_V = 8.5 + 2.50 \Rightarrow q_p = 10.44 \text{ KN/m}$$

✓ Calcul les réactions d'appuis :

$$\text{L'ELU : } R_A = R_B = 24.6 \text{ KN} ; \quad \text{L'ELS : } R_A = R_B = 17.75 \text{ KN}$$

✓ Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0.85 \times M_{0u} = 0.85 \times 20.90 = 17.65 \text{ KN.m} \\ M_{au} = 0.5 \times M_{0u} = 0.5 \times 20.90 = 10.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4.3.2 Ferrailage :

La section à ferrailer est rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (1\text{ml} \times e)$

Avec : $b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}.$

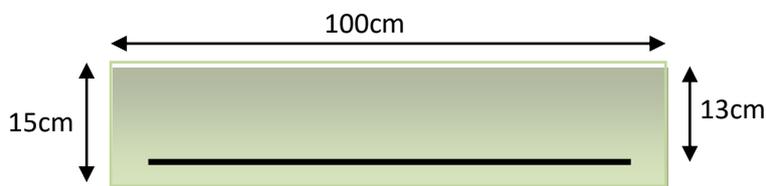


Figure III.14. Section à ferrailer.

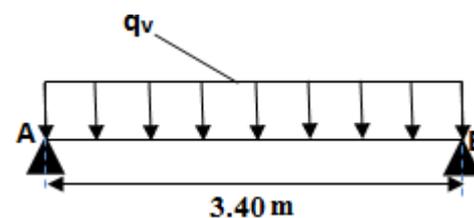


Figure III.13. Schéma statique d'escalier type 2

Tableau III.37. Ferrailage d'escalier type II							
	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)/\text{ml}$
En travée	17.65	0.0735	0.0955	0.125	4.06	1.57	5HA12=5.65 cm ² /ml
En appui	10.45	0.0435	0.0556	0.127	2.36	1.57	4 4 HA10 = 3.14 cm ²

➤ Calcul des espacements :

- En travée : 5HA12=5.65 cm²/ml soit : $S_t = 20 \text{ cm}.$
- En appuis : 4 HA10 = 3.14 cm²/ml soit : $S_t = 25 \text{ cm}.$

• Armateur de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_{principales}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/ml$$

Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$. et $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (31.97 \times 10^{-3} - \frac{33.56 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -5.78 \text{ cm}^2 \dots \text{ Vérifiée.}$$

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

$$V^{max} = 24.6 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0.189 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa.}$$

Donc les armatures transversales sont inutiles.

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\text{On a } M_{0s}^{ser} = 15.08 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0.85 \times M_{0s}^{ser} = 12.81 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0.5 \times M_{0s}^{ser} = -7.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

En travée : $\sigma_{bc} = 3.50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$

En appuis : $\sigma_{bc} = 2.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$

❖ **Vérification de l'état limite de déformation :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.044 < 0.0625; \\ \frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \Rightarrow 0.15 > 0.042 \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0043 < 0.006 \end{array} \right.$$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par BAEL 91 comme

$$\text{suit : } f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{340}{500} = 0.68 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j, p :**

g: l'ensemble des charges permanentes.

j: l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

P: l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

$$\text{Sous g : } q_g^v \text{ ser} = 7.94 \text{ KN/m} \Rightarrow M_{g \text{ ser}} = 0.85 \times M_0^{max}$$

$$\Rightarrow M_{g\ ser} = 0.85 \times 11.47 = 9.75.$$

$$\text{Sous } j : q_{j\ ser}^v = 4.19 \text{ KN/m} \Rightarrow M_{j\ ser} = 0.85 \times M_0^{max}$$

$$\Rightarrow M_{j\ ser} = 0.85 \times 6.05 = 5.14.$$

$$\text{Sous } p : q_{p\ ser}^v = 10.44 \text{ KN/m} \Rightarrow M_{p\ ser} = 0.85 \times M_0^{max}$$

$$\Rightarrow M_{p\ ser} = 0.85 \times 15.08 = 12.82.$$

$$\rho = 0.4346\% , \lambda_i = 4.83 ; \lambda_v = 1.93 ; I_0 = 30688.6875 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa} ; E_V = 10721.4 \text{ MPa}.$$

✓ **Calcul des σ_{st} :**

$$\sigma_{st}^g = 142.67 \text{ MPa} ; \sigma_{st}^j = 77.95 \text{ MPa} ; \sigma_{st}^p = 194.10 \text{ MPa} .$$

✓ **Calcul des μ :**

$$\mu_g = 0.212 ; \mu_j = 0 ; \mu_p = 0.238.$$

➤ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches :**

$$\left\{ \begin{array}{l} If_{gi} = 16658 \text{ cm}^4 \\ If_{ji} = 33757 \text{ cm}^4 \\ If_{pi} = 13043 \text{ cm}^4 \\ If_{gv} = 23931 \text{ cm}^4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = 4.39 \text{ mm} \\ f_{ji} = 0.54 \text{ mm} \\ f_{pi} = 3.53 \text{ mm} \\ f_{gi} = 2.10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 5.28 \text{ mm} < \bar{f} = 6.8 \text{ mm} \dots\dots \text{ la flèche est vérifiée.}$$

➤ **Schéma de ferrailage :**

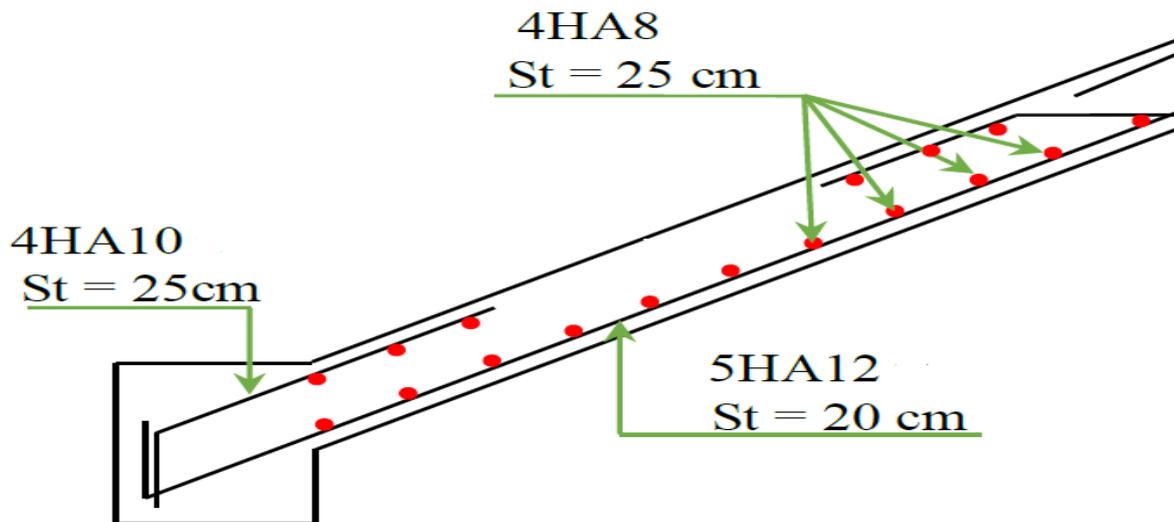


Figure III.15. Schéma de ferrailage de l'escalier type II

4.4 Etude de la poutre brisée :

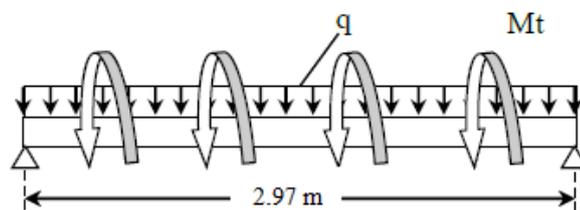
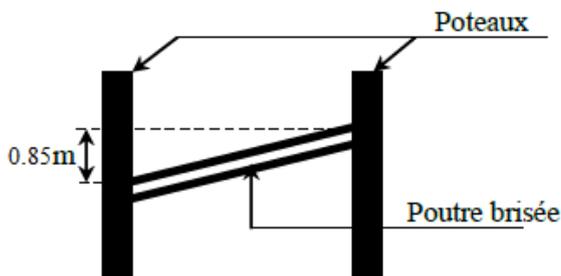


Figure III.16. Vue en élévation de la poutre brisée.

Figure III.17. Schéma statique de la poutre brisée.

4.4.1. Dimensionnement :

D'après la condition de la flèche définie par BAEL 91:

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 19.8 \text{ cm} < h < 29.7 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4. \end{array} \right. \quad (\text{RPA. 7.5.1})$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

4.4.2. Définition des charges :

La poutre brisée est soumise à :

- Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$
- Charge transmise de la volée : $\begin{cases} \text{ELU} : R_{Bu} = 24.6 \text{ KN} \\ \text{ELS} : R_{Bs} = 17.75 \text{ KN} \end{cases}$
- **Moment de torsion** : $M_{tor} = M_B \times l/2 = 15.52 \text{ KN.m}$

Le calcul à la flexion simple et à la torsion est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.38. Calcul en flexion simple et en torsion						
		$q \text{ (KN/ml)}$	$M \text{ (KN.ml)}$	$\tau \text{ (MPa)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{trans} \text{ (cm}^2\text{)}$
Flexion simple	Travée	27.64	25.90	0.635	2.77	0.45
	Appuis		-15.23		1.63	
Torsion		27.64	15.52	2.48	4.03	0.535
Total		/	/	2.56	$A_{tr} = 4.785$ $A_{ar} = 3.655$	0.985

4.4.3 Ferrailage opté et vérification nécessaires :

➤ Ferrailage :

$$A_{st} = 4.785 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 2HA14 + 2HA12 = 5.34 \text{ cm}^2 \quad \text{En travée}$$

$$A_{sa} = 3.655 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 2HA14 + 1HA12 = 4.21 \text{ cm}^2 \quad \text{En appui}$$

$$A_{trans} = 0.985 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad (\text{un cadre} + \text{un étrier}).$$

➤ Cisaillement :

$$\tau_{tot} = 2.56 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\text{En travée : } \sigma_{bc} = 2.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{En appuis : } \sigma_{bc} = 1.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche dépende de l'observation des conditions suivantes :

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \times l \Rightarrow h = 30 \text{ cm} > 25.245 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 5.34 \text{ cm}^2 < 8.82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$3) 2.97 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

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

Schéma de ferrailage :

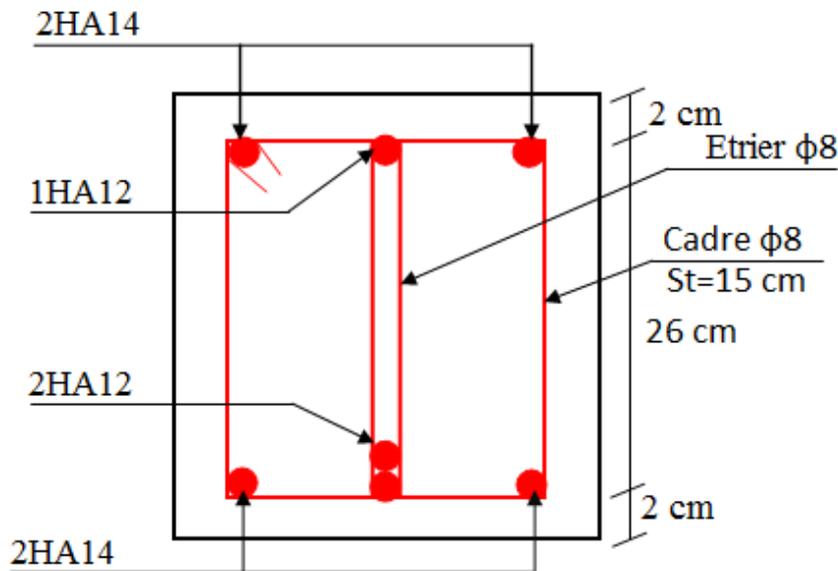


Figure III.18. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

4.5. Etude de la poutre de chaînage :



Figure III.19. Schéma statique de la poutre de chaînage

4.5.1. Dimensionnement :

D'après le RPA99 (Art 9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à $2/3$ de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux,

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 26.66 \text{ cm} < h < 40 \text{ cm}.$$

➤ Condition de la flèche

✓ Exigences du RPA 99/2003

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4. \end{array} \right. \quad \text{On prend : } h = 30 \text{ cm ; } b = 30 \text{ cm.}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

✓ **Poids propre :** $G_p = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$

✓ **Poids du plancher à corps creux :**

$$q_{cc} = p_{\text{plancher}} \left(\frac{l_g}{2} + \frac{l_d}{2} \right)$$

Avec : $l_g = 0 \text{ m}$; $l_d = 1.925 \text{ m}$; $G = 5,15 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}$

Charge d'exploitation sur la poutre : $Q_0 = Q \times b = 1 \text{ KN/m}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} q_u = (1.35G + 1.5Q) \times \frac{L_d}{2} + 1.35G_p + 1.5Q_0 = 18.44 \text{ KN/m} \\ q_s = (G + Q) \times \frac{L_d}{2} + G_p + Q_0 = 13.02 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Momentsisostatique $\begin{cases} ELU & M_0^u = q_u \times \frac{L^2}{8} = 36.88 \text{ KN/m} \\ ELS & M_0^s = q_s \times \frac{L^2}{8} = 26.04 \text{ KN/m} \end{cases}$

Moments en travée $\begin{cases} ELU & M_t^u = 0.85 \times M_0^u = 31.34 \text{ KN/m} \\ ELS & M_t^s = 0.85 \times M_0^s = 22.13 \text{ KN/m} \end{cases}$

Moment en appui $M_a = -0.4 \times M_0 \begin{cases} ELU & M_a^u = -14.75 \text{ KN/m} \\ ELS & M_a^s = -10.416 \text{ KN/m} \end{cases}$

45.2. Ferrailage à l'ELU :

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.39. Ferrailage de la poutre de chaînage							
position	$M(\text{KN.m})/\text{ml}$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)/\text{ml}$
travée	31.34	0.094	0.123	0.266	3.38	1.014	4HA12 = 4.52
Appuis	14.75	0.044	0.056	0.273	1.55	1.0143	3HA12 = 3.39

➤ **Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)**

$$V_u = 36.88 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.439 \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

✓ **Armatures transversales :**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ puis on calcul A_{trans}

$$A_{\text{tran}} \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tran}} \geq b (\tau - 0.3 \times f_{t28} \times S_t) / 0.8 \times f_e$$

Soit un cadre est un étrier 4HA8 = 2.01 cm².

✓ Vérifications à l'ELS :

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau III.40. Vérification de l'état limite de compression du béton.						
position	$M_{ser}(KN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Observation
En travée	22.13	9.2	31150	6,42	15	Vérifiée
En appui	-10.416	8.1	254	3.35	15	Vérifié

✓ Vérification de la flèche :

$$1) : \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.075 > 0.0625$$

$$2) : \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \Rightarrow 0.075 > 0.042$$

$$3) : \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0057 < 0.01$$

Schémas de ferrailage :

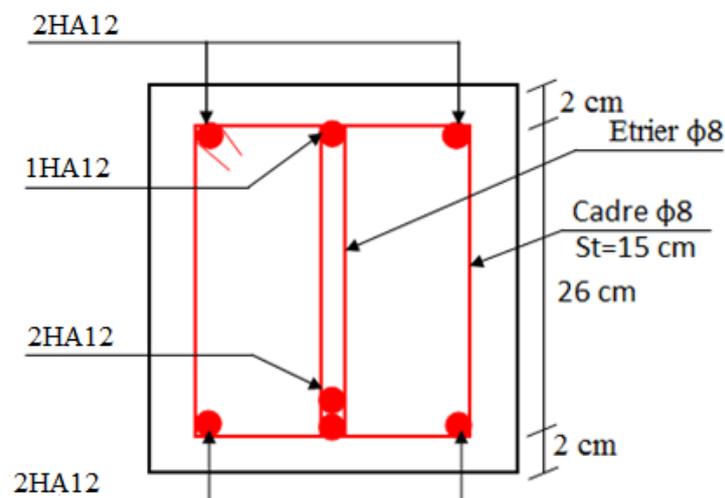


Figure III 20. Schéma de ferrailage de la poutre de chinage

5. Etude de l'ascenseur :

5.1 Définition

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (8) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur = 2.20 m
- L : Largeur de l'ascenseur = 2.50 m
- H : Hauteur de l'ascenseur = 2.20 m
- F_C : Charge due à la cuvette = 145 KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15 KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51 KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V= 1\text{m/s}$.

Donc : $g = D_m + P_m + P_{personne}$

$$g = 51+15+6.3 = 72.3 \text{ KN.}$$

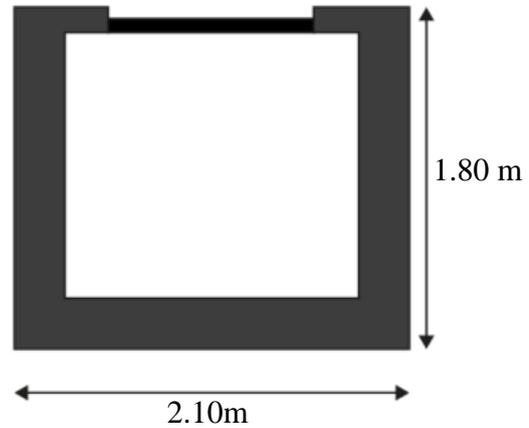


Figure III.21 : cage d'ascenseur.

5.1.1 Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a: $l_x = 1.80 \text{ m}$, $l_y = 2.10 \text{ m}$, $S = 1.80 \times 2.10 = 3.78 \text{ m}^2$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.80}{2.10} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \frac{180}{45} \leq e \leq \frac{210}{40} \Rightarrow 4 \leq e \leq 5.25$$

$e \geq 11\text{cm}$ pour 2h de coupe feu.

$e \geq 13 \text{ cm}$ isolation phonique .

Donc: on prend $e = 15 \text{ cm}$

5.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

Poids de la dalle en béton armé.

$$G_2 = 20 \times 0.03 = 0.6 \text{ KN/m}^2$$

Poids du mortier de pose de 3cm.

$$G_3 = 0.1 \text{ KN/m}^2$$

Poids de l'isolant thermique.

$$G_4 = 22 \times 0.03 = 0.66 \text{ KN/m}^2$$

Poids de Forme de pente méta chape.

$$G_5 = 22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$$

Poids de revêtement dallage colle.

$$G_T' = 5.55 \text{ KN/m}^2$$

Somme $G_1, G_2, \dots \dots \dots G_5$.

$$G'' = \frac{f_e}{S} = \frac{145}{3.78} = 38.36 \text{ KN/m}^2$$

Poids de la machine.

$$G_{total} = G_T' + G'' = 43.91 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{Total} = 1 \text{ KN/m}^2.$$

➤ Cas d'une charge répartie :

✓ Calcul des sollicitations :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G_{Total} + 1.5Q = 1.35 \times (43.91) + 1.5(1)$$

$$\Rightarrow q_u = 60.77 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.80}{2.10} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases} \quad \text{BAEL}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.76 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.88 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul de moment réel :

En travée :

$$M_t^{xy} = \begin{cases} 0.85 M_0^{xy} \dots\dots\dots \text{Panneaux de rive.} \\ 0.75 M_0^{xy} \dots\dots\dots \text{Panneaux intermédiaires.} \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.85 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.85 \text{ KN.m.}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^x \dots\dots\dots \text{Appuis de rive.} \\ -0.5 M_0^x \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaires.} \end{cases}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -2.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{On vérifie que : } \begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_0 \Rightarrow 12.21 \geq 12.20 \quad \text{condition vérifiée.} \\ M_g = 0.3 \times M_0 = 2.93 \text{ KN} \\ M_d = 0.5 \times M_0 = 4.88 \text{ KN} \\ M_t = 0.85 M_0 = 8.30 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{CBA 93(Article E.2)}$$

5.1.3 Calcul du Ferrailage:

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15 cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = d_y = 13 \text{ cm}$

Sens		M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$
Travée	x-x	8.30	0.0345	0.0438	0.1277	1.86
	y-y	5.85	0.0243	0.0307	0.1284	1.30
Appui	y-y	-2.93	0.0122	0.0153	0.1292	0.651
	x-x					

➤ **Vérification à l'ELU :**

On calcul A_{min} : On a ; des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 15cm$; $b = 100cm$; $\rho = 0.86$

$$FPN \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa \right] = 3.33Mpa. \\ S_{tx} \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_{tx} \leq 33cm \\ S_{ty} \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_{ty} \leq 45cm \end{cases}$$

$$\tau^{lim} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 Mpa$$

Tableau III.42. Vérification de la section d'acier					
sens	$A_{min}(cm^2/ml)$	$S_t(cm)$	A_t^y	$A_t^x/4$	$A_{adop}(cm^2/ml)$
x-x	1.284	25	1.2 > 0.465		En travée et en appui : $A_t^x = 4HA10 = 3.14 cm^2$
y-y	1.2	25			En travée et en appui : $A_t^y = 4HA10 = 3.14 cm^2$

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

Tableau III.43. Vérification de l'effort tranchant.					
$V_u(KN)$	$\tau_u(Mpa)$	$\tau^{lim}(Mpa)$	obs.	τ_{adm}	Obs.
35.52	0.27	1.16	A_t ne sont pas nécessaire	3.33	vérifier

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 43.91 + 1 = 44.91 KN/m^2$$

$$v = 0.2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = 0.0566 \end{array} \right.$$

$$\rho = 0.86 \Rightarrow \mu_y = 0.7933$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.235 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.532 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 7.076 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 5.552 \text{ KN/m}^2$$

On a une fissuration Peut nuisible \Rightarrow vérification de la contrainte de béton comprimé

✓ **Etat limite de béton :**

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 13 \text{ cm}$$

$$\text{On trouve : } y = 3.057 \text{ cm}$$

$$I = 5608.73 \text{ cm}^4$$

Travée : sens x-x' :

Sens y-y'

$$\sigma_{bc} = 3.85 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.03 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

En appuis :

$$\sigma_{bc} = 1.346 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

Vérification de la flèche :

On doit vérifier les deux conditions suivant :

Selon X-X' :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left[\frac{3}{80}; \left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} \right) \right] l_x \\ A_x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 0.15 \geq 0.0375 \\ 3.14 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.13}{400} = 6.5 \times 10^{-4} \end{array} \right.$$

Les deux conditions son vérifier Donc le calcul de la flèche est inutile.

➤ **Cas d'une charge concentrée :**

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, (figure 3.14) elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

l_y et a_0 : Dimensions suivant le sens y-y'.

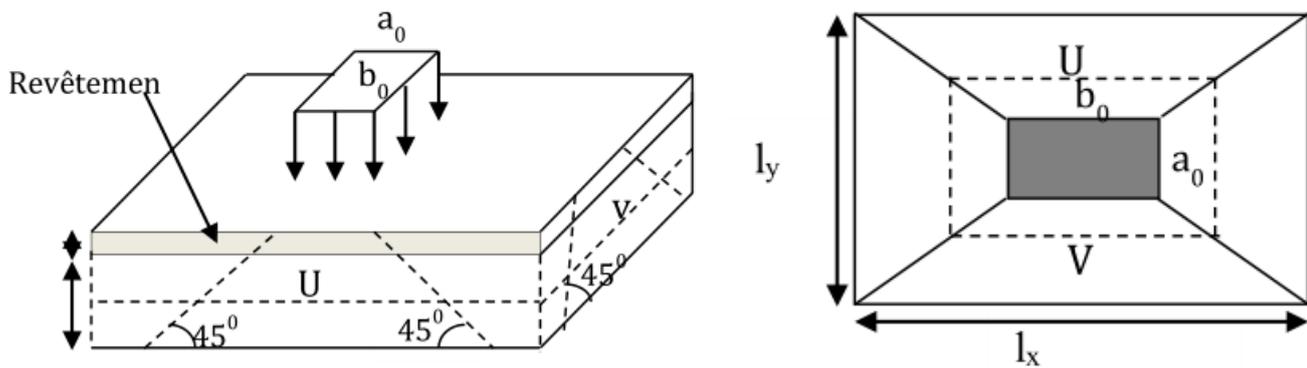


Figure III.22 : Schéma représentant la surface d'impact

$$\text{On a une vitesse : } 1\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} u = a_0 + h_0 \times 2 \times \xi \times h_1 \\ v = a_0 + h_0 \times 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \begin{cases} a_0 = 80\text{ cm} \\ b_0 = 80\text{ cm} \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur : $h_t = 5\text{ cm}$

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi = 1$)

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 80 + 20 \times 2 \times 1 \times 5 = 110\text{ cm} \\ v = 80 + 20 \times 2 \times 1 \times 5 = 110\text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments M_x et M_y du système de levage :**

❖ **Calcul à l'ELU :**

$$\begin{cases} M_{x1} = Q_u \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_{y1} = Q_u \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec : coefficient de poisson : } \begin{cases} v = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ v = 1 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3\text{ KN}$.

$Q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow Q_u = 97.60\text{ KN}$.

Les moments M_1 et M_2 sont donnée en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}; \quad \frac{v}{l_x}; \quad \frac{v}{l_y};$$

$$\rho = 0.86; \quad \frac{v}{l_x} = \frac{110}{1.80} = 0.61; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{110}{210} = 0.52$$

En utilisant l'abaque de PIGEAU (ANNEXIII) on obtient :

$$M_1 = 0.088 \quad ; \quad M_2 = 0.072$$

❖ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = Q_u \times M_1 \\ M_{y1} = Q_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.60 \times 0.088 = 8.588 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 97.60 \times 0.072 = 7.027 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 5.5 + 1.5 \times 1 = 8.925 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.43 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.008 \text{ KNm}$$

❖ Superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.018 \text{ KNm} \\ M_{y2} = M_{y1} + M_{y2} = 8.035 \text{ KNm} \end{cases}$$

➤ Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur :

En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 10.018 = 8.65 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times 8.035 = 6.83 \text{ KNm} \end{cases}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times 10.018 = 3.005 \text{ KNm}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau III.44 :

Tableau III.44. Résultats de calculs.				
Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)
x-x'	8.65	3.005	1.95	0.67
y-y'	6.83	3.005	1.54	0.67

➤ Vérification à l'ELU : on a un chargement concentré et FPN

$$S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 25 \text{ cm}) \\ \min(3e, 33 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Tableau III.45. Vérification de la section d'acier.					
Sens	$A_t (cm^2/ml)$	$S_t (cm)$	A_y^t	$A_t^x/4$	$A_{adop}(cm^2/ml)$
x-x	1.284	25	1.2 > 0.465		En travée et en appui : $A_t^x = 4HA10 = 3.14 cm^2$
y-y	1.2	25			En travée et en appui : $A_t^y = 4HA10 = 3.14 cm^2$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91(Article H.III.10)}$$

Avec : Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

e : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen

$$U_c = 2 \times (v + v) = 2 \times (110 + 110)$$

$$U_c = 440 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 97.60; \gamma_b = 1.5$$

Après calcul on ne constate que $97.60 \text{ KN} \leq 495 \text{ KN}$.

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

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

$$\tau_u = \frac{v^{max}}{b \times d} \leq \tau_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa.}$$

On a $v = v \Rightarrow$ au milieu de v : $V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 29.57 \text{ Mpa}$ avec : $Q_u = 97.60 \text{ KN}$

$$\tau_u = 0.22 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3 \text{ .KN}$

$$M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.088 + 0.2 \times 0.072) = 7.40 \text{ KNm.}$$

$$M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.072 + 0.2 \times 0.088) = 6.48 \text{ KNm.}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle : $q_{ser} = 5.55 + 1 = 6.55 \text{ KN}$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.20 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.95 \text{ KNm}$$

Superposition des moments :

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.60 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.43 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Les moments en travée et en appuis : } M_t^y = \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 8.60 = 7.31 \text{ KNm} \\ 0.85 \times 7.43 = 6.32 \text{ KNm} \\ M_a^x = M_a^y = -0.3 \times 8.60 = -2.58 \text{ KNm} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

On a une fissuration peut préjudiciable \Rightarrow vérification de la contrainte de béton comprimé.
Le calcul de se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = d_y = 13 \text{ cm}$ et les résultats sont résumés dans le (tableau III.46)

Tableau III.46. Résultats de calculs.					
Sens	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$A_{t \text{ adopté}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$
x-x'	7.31	-2.58	4HA10 = 3.14	3.057	5608.73
y-y'	6.32	-2.58	4HA10 = 3.14	3.057	5608.73

En travée :

$$\sigma_{bc} = 3.98 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.44 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

En appui :

$$\sigma_{bc} = 1.41 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

Vérification de la flèche :

On doit vérifier les deux conditions suivant :

Selon X-X' :

$$\begin{cases} e \geq \max \left[\frac{3}{80}; \left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} \right) \right] l_x \\ A_x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e = 0.15 \geq 0.044 \\ 3.14 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.13}{400} = 6.5 \times 10^{-4} \end{cases}$$

Les deux conditions son vérifier Donc le calcul de la flèche est inutile

➤ **Schéma de ferrailage des deux dalles de l'ascenseur :**

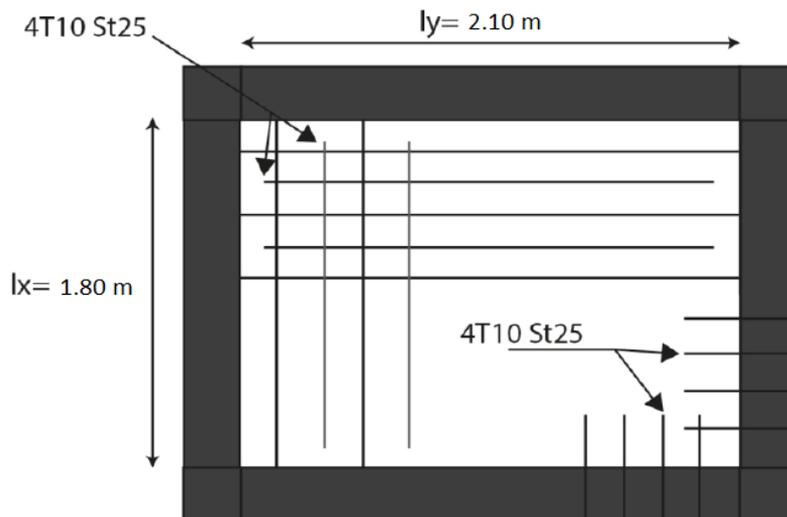


Figure III.23 : schéma de ferrailage des deux dalles de l'ascenseur.

6. Étude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme un consol encastree soumise à son poids propre à son charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

6.1. Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m ;
- La fissuration est considérée préjudiciable ;
- L'acrotère sera calculé en flexion composée

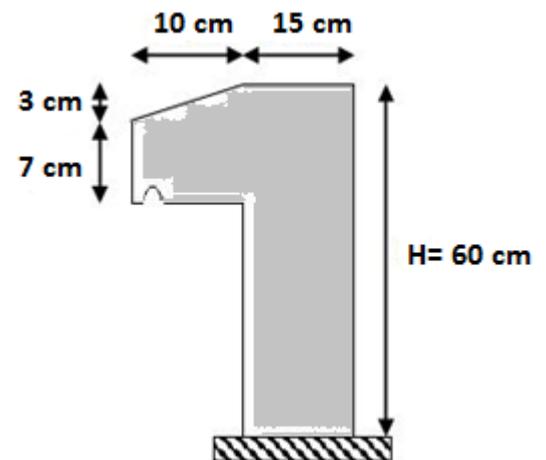


Figure III.24: schéma statique de l'acrotère

6.2. Evaluation des charges :

$$S = 15 \times 60 \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 \Rightarrow S = 0.0985 \text{ m}^2$$

$$G_1 = 25 \times 0.0985 = 2.46 \text{ KN}$$

❖ Poids propre d'enduit extérieur (ciment : $e = 1.5 \text{ cm}$) :

$$G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.6 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.18 \text{ KN}$$

❖ Poids propre d'enduit intérieur (ciment : $e = 2 \text{ cm}$) :

$$G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.6 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.24 \text{ KN}$$

❖ Le poids total :

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88 \text{ KN}$$

- La charge due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN}$
- La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone II_a, A=0.15).

C_p: Facteur de force horizontale (C_p = 0.8).

W_p: Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.88 = 1.38 \text{ KN}$.

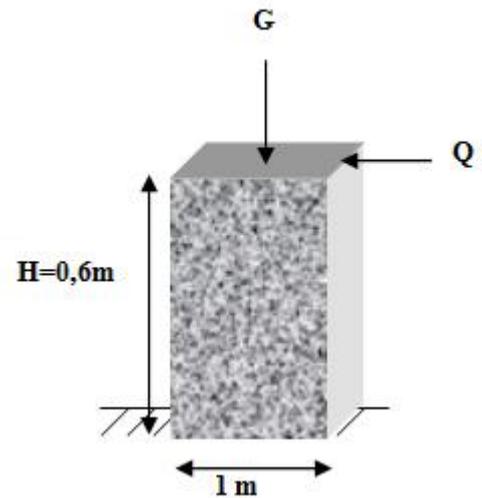


Figure III .25 : Modèle de calcul de l'acrotère

➤ Calcul des sollicitations :

✓ Calcul de centre de gravité $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085m \quad Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32m$$

L'acrotère soumis :

$$\begin{cases} N_G = 2.88 \text{ KN} & M_G = 0 \\ N_Q = 0 & M_Q = Q \times h \Rightarrow M_G = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m} \\ N_{FP} = 0 & M_{FP} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_G = 1.38 \times 0.32 = 0.441 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.47. Combinaisons d'action de l'acrotère de la terrasse accessible.			
Sollicitations	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

➤ Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = 0.23 \text{ m} ; \frac{h}{6} = 0.1 \text{ m}$$

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

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

Tel 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.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}\right) = 2 \text{ cm}.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 \times \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}; \quad \alpha = \frac{M_u}{M_G + M_Q} \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

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

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

α : Le rapport du moment du premier ordre, du 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 égale à 15 cm.

$$\text{Donc : } e_2 = 0.58 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.256 \text{ m}$$

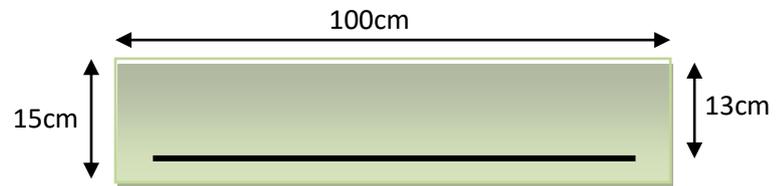


Figure III.26 : Section à ferrailer.

6.3. Ferrailage de la section :

$$f_{ub} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

$$f_{ub} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

$$N_u = 3.88 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1 \text{ KN.}$$

• Selon le BAEL 91 :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1 + 3.88 \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right) = 1.213 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{ub}} = \frac{1.213 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 5.05 \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 5.05 \times 10^{-3}}) \Rightarrow \alpha = 6.33 \times 10^{-3}$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow z = 0.129 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{f_{st} \times Z} = \frac{1.213 \times 10^{-3}}{348 \times 0.129} = 0.27 \text{ cm}^2$$

Donc la section à la flexion composée sera:

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELU:**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_s < A_{min}$ donc on prend $A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2$.

Se qui fait $4T8 = 2.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

✓ **Calcul des espacements :**

Les armatures principales : $S_i \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ soit $S_i = 30 \text{ cm}$

Les armatures de répartition : $S_i \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ soit $S_i = 30 \text{ cm}$

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad V_u = F_P + Q = 2.38 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0183 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}.$$

On a $\tau_u = 0.0183 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u$ vérifié.

➤ **Vérification à l'ELS :**

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence limite :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_s \quad \text{BAEL 91 (Article J. II. 2).}$$

Avec $\sum u_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}.$$

$$\tau_s = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.20 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa}. \quad \text{Avec : } \Psi = 1.5 \text{ Pour les HA.}$$

$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s$ vérifié.

❖ **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}.$$

$$\sigma_{sc} = n \times K \times (d - y_{ser}).$$

$$\bar{\sigma}_s = \left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times n \right) = 240 \text{ Mpa.}$$

Avec : $n = 15$;

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_c;$$

$$\frac{b}{3} \times y_{ser}^3 + 15 \times [A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2]$$

Détermination de y_{ser} :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = \frac{0.6}{2.88} + \left(0.13 - \frac{0.15}{2} \right) \Rightarrow e_a = 0.263 \text{ m.}$$

$$c = d - e_a = 0.13 - 0.263 \Rightarrow c = -0.133 \text{ m.}$$

Calcul de y_c telle que : $y_c^3 + P \times y_c + q = 0$ (*)

Avec :

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

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

On a $A' = 0$, $A = 2.01 \times 10^{-4} \text{ m}^2$, $b = 1 \text{ m}$ 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 : $y_c = 0.251 \text{ m} \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.12 \text{ m}$.

Calcul de I:

$$I = 5.49 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 0.15 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ V\erifi\ed.}$$

$$\sigma_{sc} = 0.24 < 240 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ V\erifi\ed.}$$

Schéma de ferrailage :

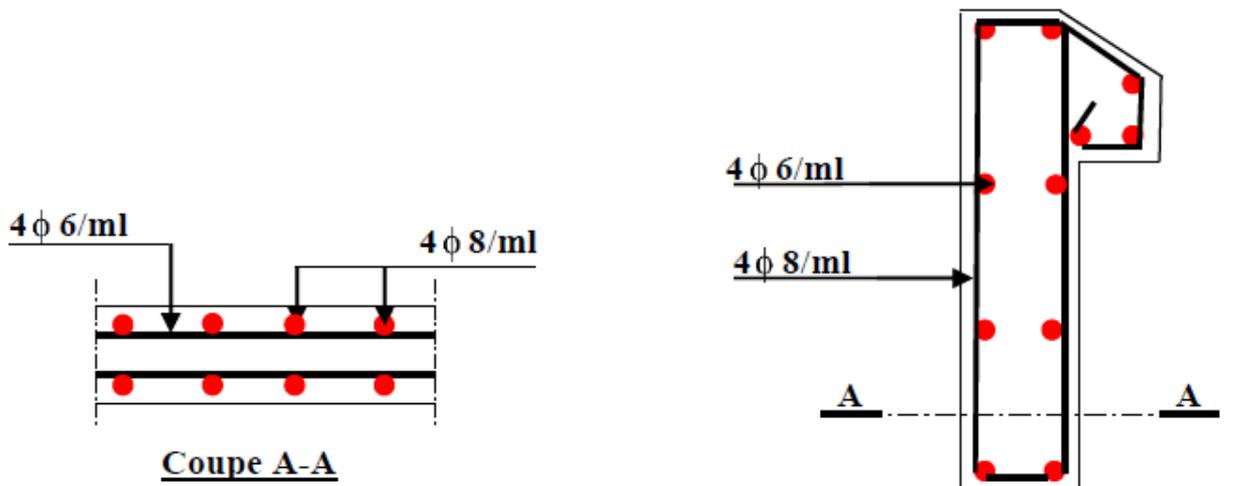


Figure III.27: schéma de ferrailage de l'acrotère. (Terrasse inaccessible)

CHAPITRE IV

Etude dynamique

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 statique 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.

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.

3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/ version 2003**) 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.

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.

3.1.1. 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 suivant :

$$V_{st} = A \cdot D \cdot Q \frac{1}{R} \cdot W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone.

Le coefficient dépend de deux paramètres : – Groupe d'usage : groupe 2

– Zone sismique : zone **IIa** $\Rightarrow A = 0.15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. Il est donné dans le **tableau 4.3 (RPA99/ version2003)**

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portique-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R=5**.

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q				
“Critère q	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Condition minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôle de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q_x = Q_y = 1.20$.

W : Poids total de la structure:

$$W = n. \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RBA99 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, et commerciale. Donc le donc le coefficient de pondération est :

$$\beta = 0.20 \rightarrow \text{usage d'habitation.}$$

$$\beta = 0.30 \rightarrow \text{usage commerciale.}$$

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel SAP2000 la valeur trouvé est :

$$W = 72020.402 \text{ KN}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol est de facteur de correction d'amortissement(η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifié on est amené à prendre des courbe enveloppes est à

supprimer la partie descendant de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (formule 4.2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. (RPA 99) tableau 4.7

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3.

Estimation de la période fondamentale de la structure :

<< Les valeurs propres de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% >>. RPA 99/V2003 (article 4.2.4)

La plupart des ingénieurs interprète mal ce paragraphe, et pensent que si la période analytique est supérieur à $1.3 T_{empirique}$ il faut rigidifier d'avantage la structure jusqu'à ce que cette condition soit vérifier,

C'est une interprétation erronée !!

Cette condition est liée au choix de la période approprié pour le calcul de l'effort tranchant à la base.

En fait, la période utilisé pour le calcul de l'effort tranchant à la base est sujette à une borne supérieure, qui est $1.3 T_{empirique}$

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de V_{MSE} :

Tableau IV.2. choix de la période de calcul	
Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3 T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1.3 T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1.3 T_{empirique}$

✓ $1.3 T_{empirique} = C_T * (h_N)^{3/4}$ avec :

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

$$h_N = 34.68 \text{ m}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$\Rightarrow C_T = 0,05$ (**tableau 4.6 du RPA 99/V2003**). D'où : $T = 0.715 \text{ s}$. Selon l'article 4.2.4 (4)

R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30%

$$T_{\text{empirique}} = 0.92 \text{ s}$$

$$\checkmark T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T .

$$\begin{cases} L_x = 28.65 \text{ m} \\ L_y = 17.50 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.583 \text{ sec} \\ T_y = 0.746 \text{ sec} \end{cases}$$

Valeur de T_1 et T_2 :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA99/2003 tableau 4.7)

$$\text{Sol ferme} \Rightarrow \text{site } S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.5 \text{ sec} \end{cases}$$

Sens X-X :

$$T_{\text{empirique}} = 0.746 \text{ s} < T_{\text{analytique}} = 0.929 < 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.969 \text{ s}$$

$$\Rightarrow T = T_{\text{analytique}} = 0.929 \text{ s}$$

Sens Y-Y :

$$1.3 T_{\text{empirique}} = 0.7570 \text{ s} < T_{\text{analytique}} = 1.021 \Rightarrow T = 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.7570 \text{ s}$$

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, T_2 < T < 3 \text{ sec}$$

$$\text{Tel que : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \rightarrow \text{facteur de correction d'amortissement.}$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (**RPA 99/V2003 tableau 4.2**).

Portique auto stable $\rightarrow \xi = 7 \%$.

Voiles $\rightarrow \xi = 10 \%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \xi = 8,5 \%$.

$$\begin{cases} D_x = 1.351 \\ D_y = 1.548 \end{cases}$$

Donc :
$$\begin{cases} V_x = 3501.78 \text{ KN} \\ V_y = 4013.92 \text{ KN} \end{cases}$$

3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par RPA99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4.13)}$$

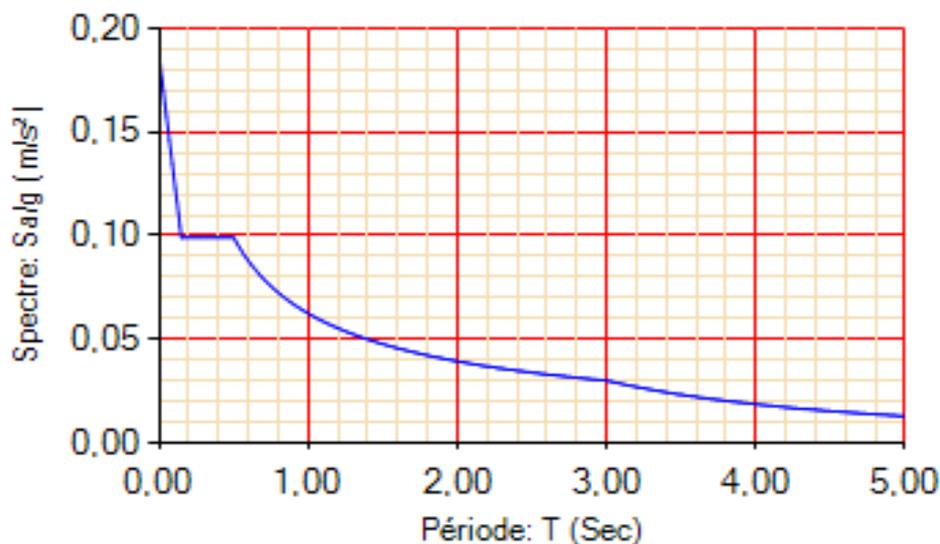


Figure IV.1. Spectre de réponse

3.3. Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

4. 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 résultantes 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 de logiciel SAP 2000 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, les modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masse modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes ayant 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.

4.1. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

4.2. : Disposition des voiles de contreventement :

Vu l'irrégularité en plan et en élévation de notre structure, plusieurs dispositions de voiles ont été étudiées. Celle qui a été adoptée est représentée sur la figure 4.

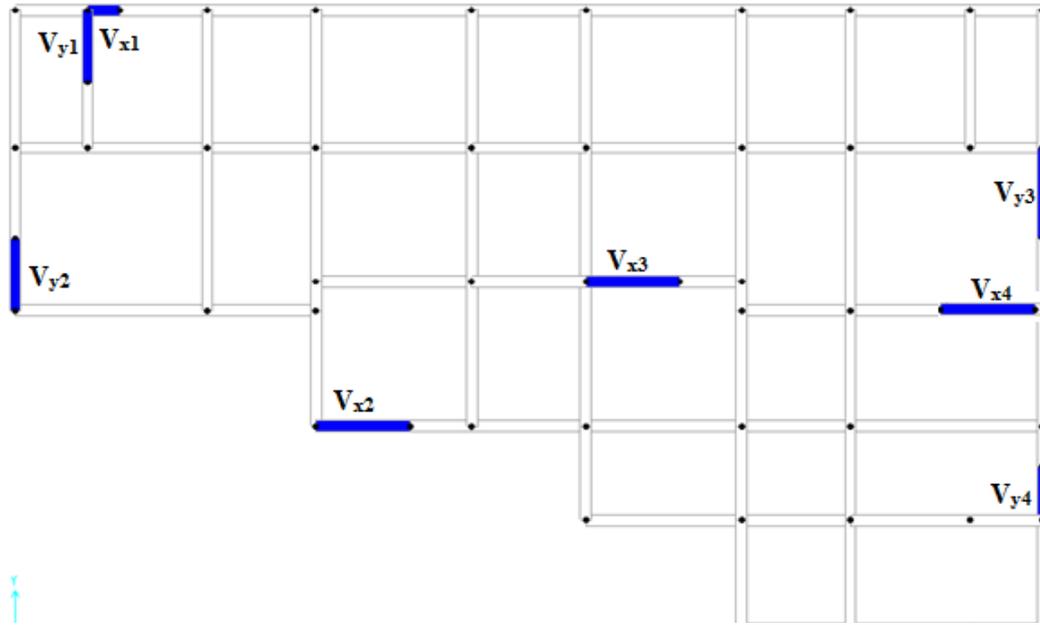


Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement.

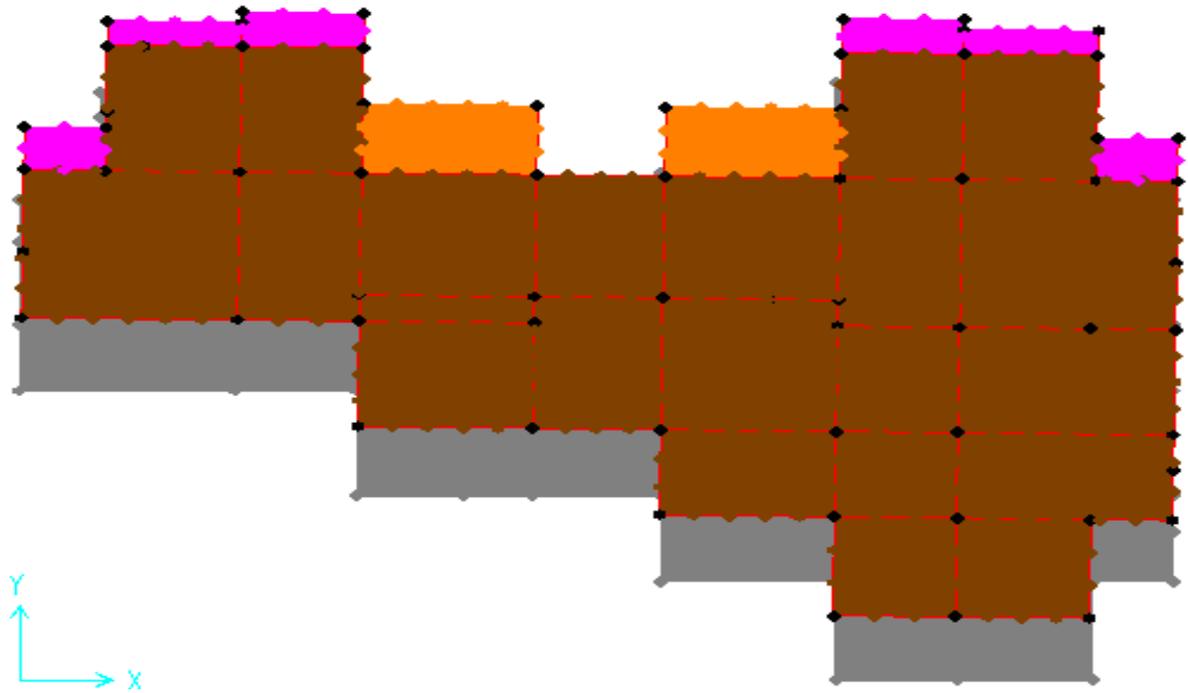
4.3. Résultats et discussions :

4.3.1 Périodes de vibration et participation massique :

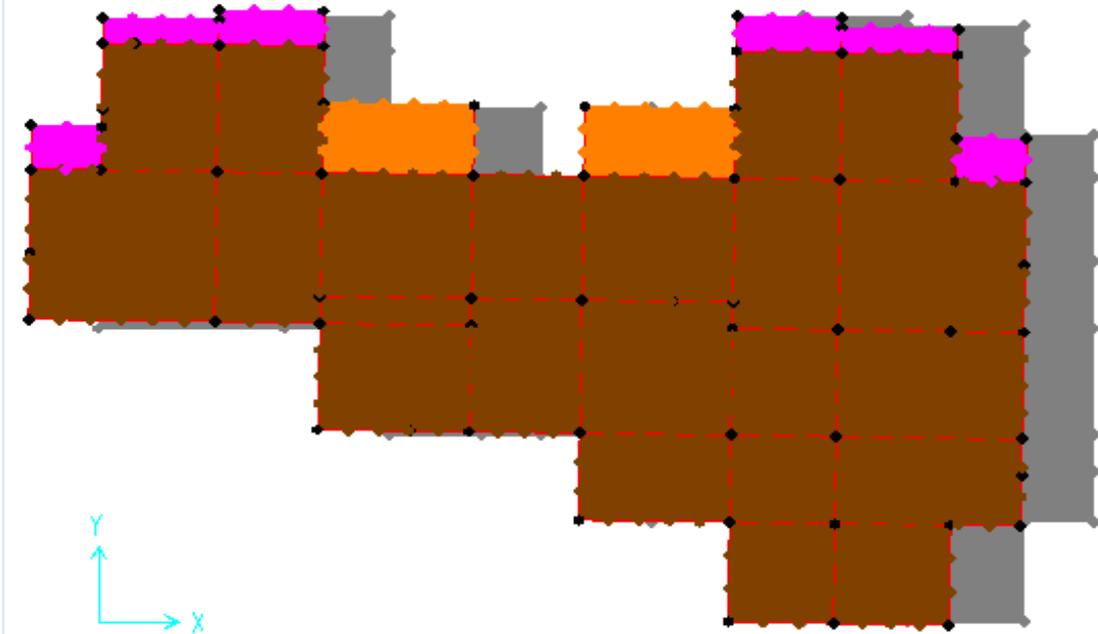
Tableau IV.3. Modes et période de vibration et taux de participation de masses.

Mode	Période	Individuel mode		Cumulative <i>sum</i> (%)	
	sec	U_X	U_Y	U_X	U_Y
1	1.02101	0.00068	0.70837	0.00068	0.70837
2	0.929913	0.71895	0.00059	0.71963	0.70869
3	0.848809	0.00254	0.00304	0.72217	0.712
4	0.331605	0.00001921	0.13583	0.72218	0.84783
5	0.305708	0.12773	0.00007072	0.84991	0.8479
6	0.271197	0.00013	0.00000738	0.85004	0.8479
7	0.171443	0.00036	0.05432	0.8504	0.90223
8	0.1601242	0.05217	0.00047	0.90257	0.90269
9	0.135853	0.00036	0.00027	0.90293	0.90296
10	0.107262	0.00067	0.03235	0.9036	0.93531
11	0.101286	0.03213	0.00079	0.93357	0.9361

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 1,02101; f = 0,97943



Deformed Shape (MODAL) - Mode 2 - T = 0,92991; f = 1,07537



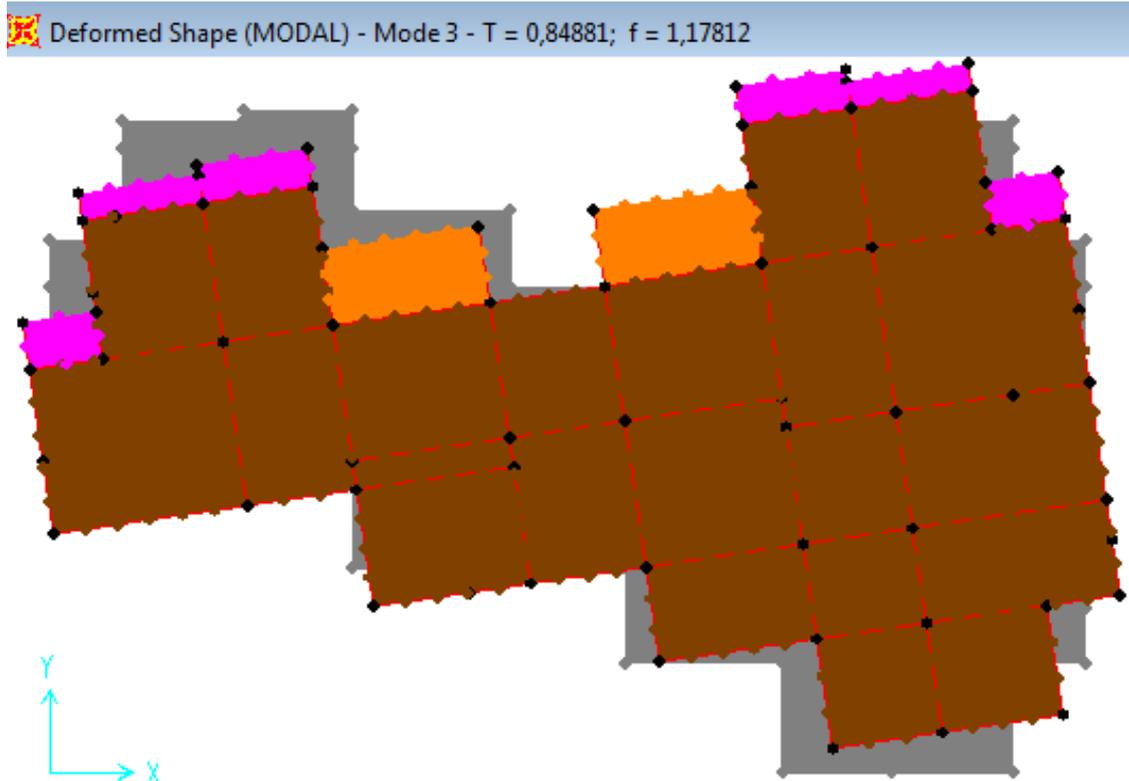


Figure IV-3 : les trois premiers modes de déformation.

➤ **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation des masses selon l'axe x atteint les 90% au bout de 8 modes, et selon l'axe y au bout de 7 modes ce qui vérifie la condition de RPA 99/V2003.

4.3.2 Justification de l'interaction "voiles-portiques" :

Les tableaux 4.3 et 4.4 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales.

Tableau IV.4. Vérification sous charges verticales.					
Niveau	Charge reprises (KN)		Pourcentage repris (%)		
	Portique	Voiles	Portique	Voiles	Obs
Entre sol 1	66838.42	10546	86.3719	13.628	Vérifiée
Entre sol 2	58119.67	9722.663	85.668	14.331	Vérifiée
Entre sol 3	49647.03	8957.657	84.715	15.284	Vérifiée
RDC	42119.36	8060.326	83.937	16.062	Vérifiée
1 ^{er} étage	35865.53	7278.404	83.129	16.870	Vérifiée
2 ^{ème}	30064.7	6415.676	82.413	17.586	Vérifiée

3 ^{ème}	24437.06	5479.606	81.683	18.316	Vérifiée
4 ^{ème}	19074.53	4455.749	81.063	18.936	Vérifiée
5 ^{ème}	14084.87	3199.546	81.488	18.511	Vérifiée
6 ^{ème}	9330.623	2117.826	81.501	18.498	Vérifiée
7 ^{ème}	4521.428	1182.417	79.269	20.730	Vérifiée

Analyse des résultats

On remarque que l'interaction voiles-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf le dernier niveau qui peut être négligé.

Remarque :

On a diminué l'épaisseur des voiles dans les trois derniers niveaux pour vérifier l'interaction sous charge verticale

Tableau IV.5. Vérification sous charges Horizontales.

Niveau	Charge reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	Portique		Voiles		Portique		Voiles	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Entre sol 1	1868,341	1636,808	1788,881	1777,803	51,086	47,9354	48,913	52,064
Entre sol 2	2017,122	1890,549	1508,334	1355,606	57,215	58,2396	42,784	41,760
Entre sol 3	2000,66	1789,452	1446,027	1393,787	58,045	56,214	41,954	43,785
RDC	1912,874	1927,404	1043,029	931,743	64,713	67,411	35,286	32,588
1 ^{er} étage	1803,111	1686,313	868,8	931,059	67,483	64,427	32,516	35,572
2 ^{ème}	1553,945	1616,658	853,466	742,334	64,548	68,531	35,451	31,468
3 ^{ème}	1445,876	1351,339	677,572	728,413	68,090	64,975	31,909	35,024
4 ^{ème}	1208,689	1254,048	589,9	523,438	67,202	70,551	32,797	29,448
5 ^{ème}	894,824	909,823	530,859	509,427	62,764	64,105	37,235	35,894
6 ^{ème}	777,198	791,648	265,302	259,764	74,551	75,293	25,448	24,706
7 ^{ème}	570,128	573,332	153,403	153,976	78,798	78,829	21,201	21,170

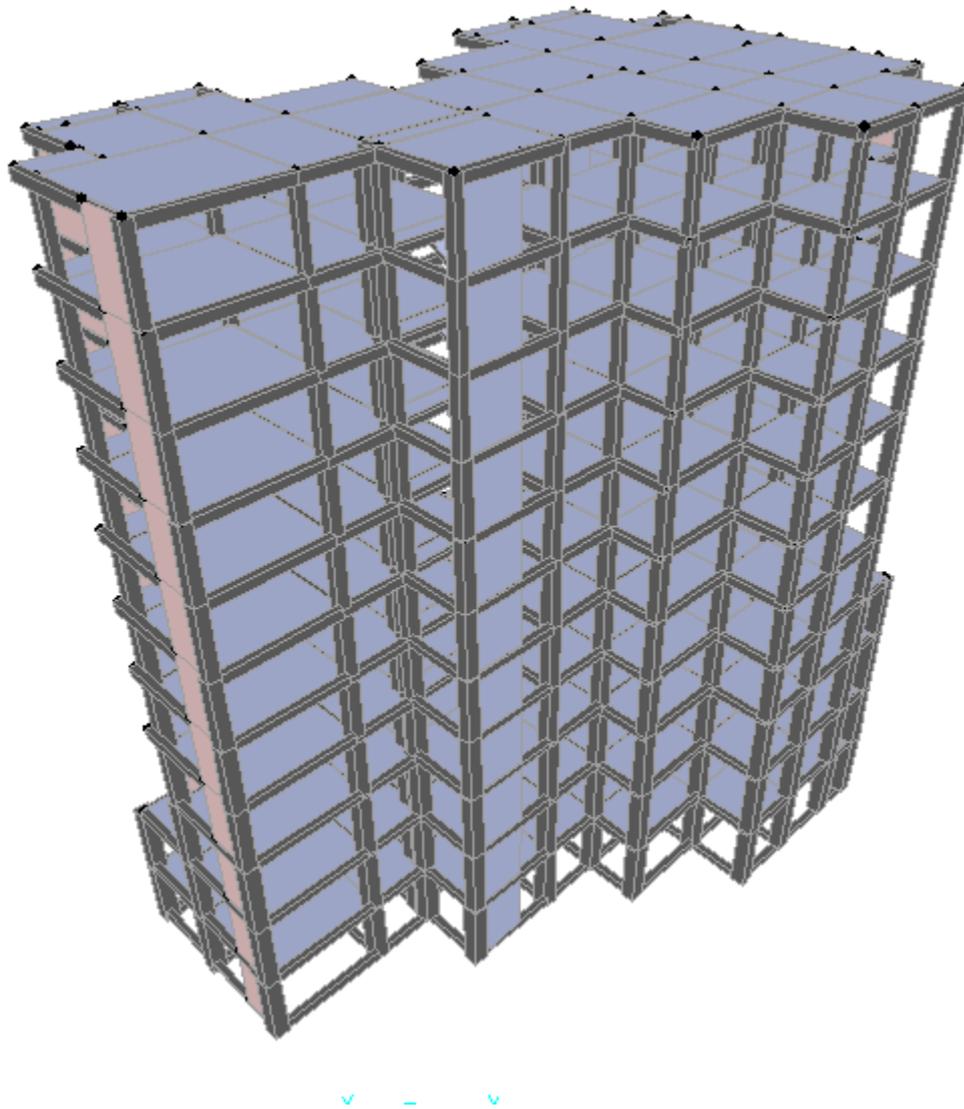


Figure IV.4. Vue en 3D de la structure

C) Vérification de la résultante des forces sismique :

Selon l'article 4.3.6 du l' RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit par être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalent V_{st} .

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques.			
Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}(KN)$	$0.8 \times V_{st}(KN)$	Observation
Sens X-X'	3693.93	2801.422	Vérifiée
Sens Y-Y'	3426.52	3211.134	Vérifiée

d) Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de 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 :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.7

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit :						
Niveau	Type de poteau	B (m ²)	N _d (KN)	Comb	ν	Observation
Entre sol 1	(65*70)	4550	3338.719	(G1+G2)+(Q1+Q2)+EX	0.294	Vérifiée
Entre sol 2	(65*65)	4225	3022.868	(G1+G2)+(Q1+Q2)+EX	0,286	Vérifiée
Entre sol 3	(60*65)	3900	2697.149	(G1+G2)+(Q1+Q2)+EX	0,277	Vérifiée
RDC	(60*60)	3600	2150.9	(G1+G2)+(Q1+Q2)+EX	0.239	Vérifiée
1 ^{er} étage	(55*60)	3300	1689.482	(G1+G2)+(Q1+Q2)+EX	0.205	Vérifiée
2 ^{ème}	(55*55)	3025	1339.256	(G1+G2)+(Q1+Q2)+EY	0.177	Vérifiée
3 ^{ème}	(50*55)	2750	1081.612	(G1+G2)+(Q1+Q2)+EY	0.157	Vérifiée
4 ^{ème}	(50*50)	2500	835.677	(G1+G2)+(Q1+Q2)+EY	0.134	Vérifiée
5 ^{ème}	(45*50)	2250	601.962	(G1+G2)+(Q1+Q2)+EY	0.107	Vérifiée
6 ^{ème}	(45*45)	2025	389.336	(G1+G2)+(Q1+Q2)+EX	0.077	Vérifiée
7 ^{ème}	(40*45)	1800	224.405	(G1+G2)+(Q1+Q2)+EX	0.050	Vérifiée

Remarque :

On a augmenté la section des poteaux pour vérifiée l'effort normal réduit.

e) 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)

$\delta_e K$: 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 les tableaux IV.8 et IV.9.

Tableau IV.8. Vérification des déplacements dans les sens X-X							
Niveau	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\delta_{k-1}(cm)$	$\Delta k(cm)$	$h_k(cm)$	$\Delta k/h_k(\%)$	Observation
Entre sol 1	0.0010	0.005	0	0.005	340	0.0014	Vérifiée
Entre sol 2	0.0031	0.0155	0.005	0.0105	340	0.0038	Vérifiée
Entre sol 3	0.0058	0.029	0.0155	0.0135	340	0.004	Vérifiée
RDC	0.0083	0.0415	0.029	0.0125	306	0.0034	Vérifiée
Etage 1	0.0107	0.0534	0.0415	0.0119	306	0.0041	Vérifiée
Etage 2	0.0131	0.0655	0.0534	0.0116	306	0.0038	Vérifiée
Etage 3	0.0153	0.0765	0.0655	0.011	306	0.0036	Vérifiée
Etage 4	0.0174	0.087	0.0765	0.0105	306	0.0035	Vérifiée
Etage 5	0.0192	0.096	0.087	0.01	306	0.0033	Vérifiée
Etage 6	0.0207	0.1035	0.096	0.0075	306	0.0024	Vérifiée
Etage 7	0.0211	0.1065	0.1035	0.0035	306	0.00143	Vérifiée

Tableau IV.9. Vérification des déplacements dans le sens Y-Y

Niveau	Sens Y-Y						Observation
	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\delta_{k-1}(cm)$	$\Delta k(cm)$	$h_k(cm)$	$\Delta k/h_k(\%)$	
Entre sol 1	0.0011	0.0055	0	0.0055	340	0.0016	Vérifiée
Entre sol 2	0.0035	0.0175	0.0055	0.012	340	0.0035	Vérifiée
Entre sol 3	0.0062	0.031	0.0175	0.0135	340	0.004	Vérifiée
RDC	0.0095	0.0475	0.031	0.0165	306	0.0054	Vérifiée
Etage 1	0.0124	0.062	0.0475	0.0145	306	0.0047	Vérifiée
Etage 2	0.0151	0.0755	0.062	0.0135	306	0.0044	Vérifiée
Etage 3	0.0178	0.089	0.0755	0.0135	306	0.0044	Vérifiée
Etage 4	0.0202	0.101	0.089	0.012	306	0.0039	Vérifiée
Etage 5	0.0224	0.112	0.101	0.011	306	0.0036	Vérifiée
Etage 6	0.0243	0.121	0.112	0.009	306	0.0024	Vérifiée
Etage 7	0.0260	0.13	0.121	0.009	306	0.00143	Vérifiée

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

e) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : [RPA99 (5.9)] :

Les effets du 2^{ième} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.1$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau "K",

$$P_K = \sum_{i=K} n(W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : déplacement relatif du niveau "K". h_K : hauteur de l'étage "k".

Δ_K : déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K-1"

Si $0.1 \leq \theta K \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - qk)$.

Si : $\theta K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux IV.10 et IV.11.

Tableau IV.10. Vérification des déplacements dans le sens X-X

Niveau	Sens X-X					
	$\Delta K(cm)$	P_K	V_K	$h_K(cm)$	θ	Observation
Entre sol 1	0.005	70014.7	3657.222	340	0.00028	Vérifiée
Entre sol 2	0.0105	61702.16	3525,456	340	0.00054	Vérifiée
Entre sol 3	0.0135	53683.52	3446.587	340	0.00062	Vérifiée
RDC	0.0125	46367.19	2955.903	306	0.00064	Vérifiée
Etage 1	0.0119	39826.45	2671.901	306	0.00058	Vérifiée
Etage 2	0.0116	33650.29	2407.411	306	0.00053	Vérifiée
Etage 3	0.011	27573 .96	2123.448	306	0.00047	Vérifiée
Etage 4	0.0105	21668.15	1798.589	306	0.00041	Vérifiée
Etage 5	0.01	15909.64	1425.683	306	0.00036	Vérifiée
Etage 6	0.0075	10560.72	1042.5	306	0.00025	Vérifiée
Etage 7	0.0035	5292.137	723.531	306	0.000082	Vérifiée

Tableau IV.11. Vérification des déplacements dans le sens Y-Y

Niveau	Sens Y-Y					
	$\Delta K(cm)$	P_K	V_K	$h_K(cm)$	θ	Observation
Entre sol 1	0.0055	70014.7	3414.611	340	0.00031	Vérifiée
Entre sol 2	0.012	61702.16	3246.155	340	0.00067	Vérifiée
Entre sol 3	0.0135	53683.52	3183.239	340	0.00067	Vérifiée
RDC	0.0165	46367.19	2859.147	306	0.00087	Vérifiée
Etage 1	0.0145	39826.45	2617.372	306	0.00072	Vérifiée
Etage 2	0.0135	33650.29	2358.992	306	0.00063	Vérifiée
Etage 3	0.0135	27573 .96	2079.752	306	0.00058	Vérifiée
Etage 4	0.012	21668.15	1777.486	306	0.00047	Vérifiée
Etage 5	0.011	15909.64	1419.25	306	0.00040	Vérifiée
Etage 6	0.009	10560.72	1051.412	306	0.00029	Vérifiée
Etage 7	0.009	5292.137	727.308	306	0.00021	Vérifiée

➤ **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans les tableaux VI.10 et VI.11, les effets P- Δ peuvent être négligés.

4.4. Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux. Et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire tout les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau IV.12. Dimensions finales des éléments structuraux												
Niveaux	E.S.1	E.S.3	E.S.3	RDC	1	2	3	4	5	6	7	
Pot (cm ²)	65*70	65*65	60*65	60*60	55*60	55*55	50*55	50*50	45*50	45*45	40*45	
Voiles (cm)	20								15			
P.P (cm ²)	(30*40)											
Ps (cm ²)	(30*40)											

CHAPITRE V

Étude des éléments structuraux

1. Introduction :

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissants et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissants et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

✓ Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

2. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissants) à la base de la structure.

Leurs ferrillages se font à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **SAP2000** dans l'ordre suivant :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q\pm E$
- 4). $0.8G\pm E$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

2.1 Recommandations :

➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).

- $\Phi_{\min} = 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{\min}) est de 40Φ
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques). La zone nodale est définie par l' et h'

$$\begin{cases} l' = 2 \times h \\ h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \end{cases}$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

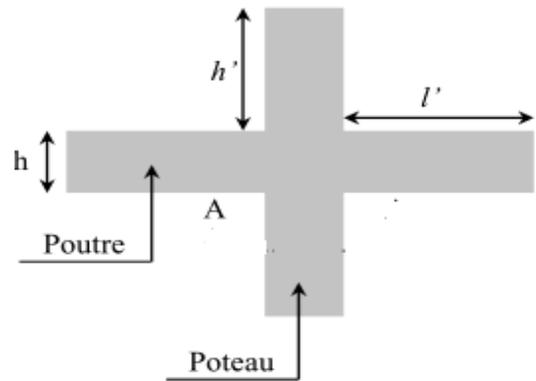


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 : Armature longitudinales dans les poteaux.				
Etage	Section du poteau (cm)	$A^{\min} (cm^2)$	$A^{\max} (cm^2)$ (zone courant)	$A^{\max} (cm^2)$ (recouvrement)
Entre sol 3	65*70	36.4	182	273
Entre sol 2	65*65	33.8	169	253,5
Entre sol 1	60*65	31.2	156	234
RDC	60*60	28.8	144	216
1 ^{er}	55*60	26.4	132	198
2 ^{ième}	55*55	24.2	121	181.5
3 ^{ième}	50*55	22	110	165
4 ^{ième}	50*50	20	100	150
5 ^{ième}	45*50	18	90	135
6 ^{ième}	45*45	16.2	81	121.5
7 ^{ième}	40*45	14.4	72	108

➤ **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

- **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min}(10\phi_t, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- **Dans la zone courante** $t' \leq 15\phi_t$ en zone IIa

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \cdot b_1$, en % est donnée

$$A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

2.2 Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel **SAP2000.V14**, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.2 : sollicitation dans les poteaux.

Etage	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	
Entre sol 3	3338.71	-216.81	1125.32	53.17	2640.39	-216.39	161.02
Entre sol 2	3022.86	-184.88	506.69	27.64	963.47	215.52	231.42
Entre sol 1	2697.14	-184.53	89.77	19.004	805.85	218.19	216.81
RDC	2150.9	-115.66	31.35	64.50	727.42	156.62	122.001
1 ^{er}	1750.77	32.04	-115.63	15.96	478.285	152.69	117.64
2 ^{ième}	1485.02	28.72	-97.99	18.01	661.90	-148.30	100.73
3 ^{ième}	1224.56	29.94	-60.67	15.96	-363.42	129.63	91.61
4 ^{ième}	969.7	27.72	-16.52	17.70	-352.36	-122.89	78.12
5 ^{ième}	719.93	25.21	31.95	14.23	-258.91	-89.34	60.06
6 ^{ième}	480.39	27.65	69.55	13.83	-163.39	-83.26	52,95
7 ^{ième}	241.30	-18.71	49.55	7.86	-104.89	66.69	37.94

2.3 Calcul du ferrailage :

➤ Ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

➤ Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$N^{max} = 2150.9 \text{ KN} \rightarrow M^{cor} = 115.66 \text{ KN.m}$$

$$N^{min} = 31.35 \text{ KN} \rightarrow M^{cor} = 64.50 \text{ KN.m}$$

$$M^{max} = 156.62 \text{ KN.m} \rightarrow N^{cor} = -727.42 \text{ KN}$$

$$b = 0.6 \text{ m} ; h = 0.6 \text{ m} ; d = 0.57 \text{ m} ; d' = 0.03 \text{ m}.$$

a) Calcul sous N^{max} et M^{cor} :

$$N^{max} = 2150.9 \text{ KN (compression)}$$

$$M^{cor} = 115.66 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = \frac{M}{N} = 0.0537 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m} \rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures}$$

AA'. Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{ub}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.11566 + 2.1509 \times (0.57 - 0.6/2) = 0.696 \text{ MN.m}$$

$$(a) = (0.037 \times 0.6 - 0.81 \times 0.03) \times 0.6 \times 0.6 \times 14.2 = 0.909$$

$$(b) = [2.150 \times (0.57 - 0.03) - 0.696] = 0.465$$

$$\Rightarrow (a) > (b)$$

(I) C'est pas vérifiée \Rightarrow section partiellement comprimée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{ub}} = \frac{0.696}{0.6 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0.251$$

$$\mu_{bu} = 0.251 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.368$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.486$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = \frac{0.696}{0.368 \times 348} = 41.16 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 41.16 - \frac{2.1509 \times 10^4}{348} = -20.64 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

b) Calcul sous N^{min} et M^{cor} :

$$N^{min} = 31.35 \text{ KN} \rightarrow M^{cor} = 64.50 \text{ KN.m}$$

$$e_G = M/N = 2.05 \text{ m}$$

$$e_G > h/2 = 0.3 \text{ m} \rightarrow \text{le centre de pression est en dehors de la section.}$$

N est un effort de (compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = 0.0729 \rightarrow \mu_{bu} = 0.0263 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.033 \rightarrow Z = 0.562 \rightarrow A_1 = 3.67 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 2.78 \text{ cm}^2$$

c) Calcul sous M^{max} et N^{cor} :

$$M^{max} = 156.62 \text{ KN.m} \rightarrow N^{cor} = 727.42 \text{ KN}$$

$$e_G = 0.215 < h/2 = 0.3 \text{ m} \rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

$$M_{ua} = 0.353 \text{ MN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.127 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.171 \rightarrow Z = 0.530 \rightarrow A_1 = 19.10 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau V.3 : Ferrailage des Poteaux.							
Etage	Section (m)		Type de section	$A_s (\text{cm}^2)$	$A_{RPA} (\text{cm}^2)$	$A_{adap} (\text{cm}^2)$	Nombre de barre
	b	h					
Entre sol 3	65	70	S.P.C	0	36.4	37.70	12HA20
Entre sol 2	65	65	S.P.C	0	33.8	37.70	12HA20
Entre sol 1	60	65	S.P.C	0	31.2	33.18	8HA20+4HA16
RDC	60	60	S.P.C	2.78	28.8	33.18	8HA20+4HA16
1 ^{er}	55	60	S.P.C	2.54	26.4	28.65	4HA20+8HA16
2 ^{ième}	55	55	S.P.C	2.47	24.2	24.88	4HA20+8HA14
3 ^{ième}	50	55	S.P.C	9.96	22	22.24	8HA16+4HA14
4 ^{ième}	50	50	S.P.C	8.4	20	20.36	4HA16+8HA14
5 ^{ième}	45	50	S.P.C	7.08	18	18.47	12HA14
6 ^{ième}	45	45	S.P.C	4.39	16.2	18.47	12HA14
7 ^{ième}	40	45	S.P.C	2.57	14.4	15.21	4HA14+8HA12

➤ **Armatures transversales:**

Le tableau 4 résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau V.4 : Calcul des armatures transversales									
Section	V_u (KN)	l_f (m)	λ_g	l_r (cm)	$t_{zone n}$ (cm)	$t_{zone c}$ (cm)	A_t (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adap} (cm ²)
65*70	161.02	2.1	3.23	80	10	15	2.59	3.96	6HA10 = 4.71
65*65	231.42	2.1	3.23	80	10	15	4.005	4.29	6HA10 = 4.71
60*65	216.81	2.1	3.23	80	10	15	3.74	4.29	6HA10 = 4.71
60*60	122.001	1.86	3.10	64	10	15	2.22	2.96	6HA10 = 4.71

55*60	117.64	1.86	3.10	64	10	15	2.20	2.83	6HA8 = 3.02
55*55	100.73	1.86	3.38	56	10	15	2.06	2.83	6HA8 = 3.02
50*55	91.61	1.86	3.38	56	10	15	1.87	2.75	6HA8 = 3.02
50*50	78.12	1.86	3.724	56	10	15	1.75	2.75	6HA8 = 3.02
45*50	60.06	1.86	3.724	56	10	15	1.37	2.47	6HA8 = 3.02
45*45	52,95	1.86	4.138	56	10	15	1.32	2.47	6HA8 = 3.02
40*45	37.94	1.86	4.138	48	10	15	0.95	2	6HA8 = 3.02

2.4 Vérifications :

➤ Vérification au flambement :

Selon le BAEL99 (Art A.4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être Justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \geq N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

- A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;

- $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$

- α est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs suivant :

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

$$\alpha = 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \dots \dots \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1.10$.

L'élançement mécanique est donné par :

$$3.46. \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{section rectangulaires.}$$

$$\frac{4l_f}{b} \dots \dots \dots \text{section serculaires..}$$

l_f = Longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

On a : $l_f = 2.1\text{m} \rightarrow \lambda = 11.18 \rightarrow \alpha = 0.833$ et $B_r = 0.428$

$N_d = 3338.71 \text{ KN} < N_d = 7899.16 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

Tableau V.5 : Vérification du flambement pour les poteaux

Niv	section	L_0 (cm)	L_f (cm)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (KN)	N_d (KN)	Obs
E.S. 3	65*70	3.00	2.1	11.18	0.833	37.70	0.428	7694.16	3338.71	Vérifiée
E.S. 2	65*65	3.00	2.1	11.18	0.833	37.70	0.397	7216.96	3022.86	Vérifiée
E.S.1	60*65	3.00	2.1	12.11	0.830	33.18	0.365	6568.38	2697.14	Vérifiée
RDC	60*60	2.66	1.86	10.73	0.834	33.18	0.336	6151.84	2150.9	Vérifiée
1 ^{er}	55*60	2.66	1.86	11.70	0.831	28.65	0.307	5552.49	1750.77	Vérifiée
2 ^{ième}	55*55	2.66	1.86	11.70	0.831	24.88	0.281	5043.38	1485,02	Vérifiée
3 ^{ième}	50*55	2.66	1.86	12.87	0.823	22.24	0.254	4507.79	1224.56	Vérifiée
4 ^{ième}	50*50	2.66	1.86	12.87	0.823	20.36	0.230	4088.19	969.7	Vérifiée
5 ^{ième}	45*50	2.66	1.86	14.30	0.822	18.47	0.206	3618.19	719.93	Vérifiée
6 ^{ième}	45*45	2.66	1.86	14.30	0.822	18.47	0.185	3398.23	480.39	Vérifiée
7 ^{ième}	40*45	2.66	1.86	16.09	0.815	15.21	0.163	2891.26	241.30	Vérifiée

➤ **Vérification de contraintes :**

Comme la fissuration est peut nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il ya réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser}}{I_{YY'}} \cdot V$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser}}{I_{YY'}} \cdot V'$$

$$s = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène)}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{1}{S} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \cdot d' + A \cdot d) \right] \quad \text{et } V' = h - V.$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} \cdot (V^3 + V'^3) + 15A' \cdot (V - d')^2 + 15A \cdot (d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.												
Niv	Section (cm ²)	d (cm)	A _s (cm ²)	V	V'	I _{yy'} (cm ⁴)	N _{ser} MN	M _{ser} MN.m	σ _{bc1}	σ _{bc2}	σ _{adm}	obs
E.S. 3	65*70	0.67	37.70	38.53	31.46	0.02259	2.253	0.037	6.56	2.85	15	ok
E.S. 2	65*65	0.62	37.70	36.24	28.76	0.01994	1.993	0.072	6.85	1.9	15	ok
E.S.1	60*65	0.62	33.18	35.83	29.17	0.0187	1.751	0.044	6.19	2.027	15	ok
RDC	60*60	0.57	33.18	33.27	26.73	0.01398	1.476	0.039	5.67	1.94	15	ok
1 ^{er}	55*60	0.57	28.65	33.11	26.89	0.01267	1.278	0.033	5.34	1.87	15	ok
2 ^{ième}	55*55	0.52	24.88	30.55	24.45	0.01076	1.084	0.032	4.97	1.66	15	ok
3 ^{ième}	50*55	0.52	22.24	30.15	24.85	0.00871	0.0893	0.034	4.87	1.27	15	ok
4 ^{ième}	50*50	0.47	20.36	27.39	22.61	0.00652	0.0707	0.035	4.72	0.7	15	ok
5 ^{ième}	45*50	0.47	18.47	27.41	22.59	0.00588	0.0525	0.030	4.07	0.436	15	ok
6 ^{ième}	45*45	0.42	18.47	24.84	20.16	0.0045	0.0350	0.036	3.94	1.24	15	ok
7 ^{ième}	40*45	0.42	15.21	24.69	20.31	0.0038	0.0176	0.038	3.11	1.38	15	ok

➤ Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003 article 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

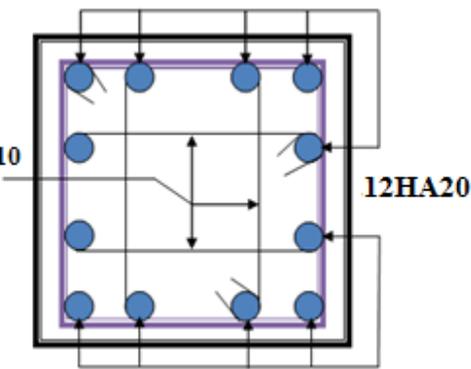
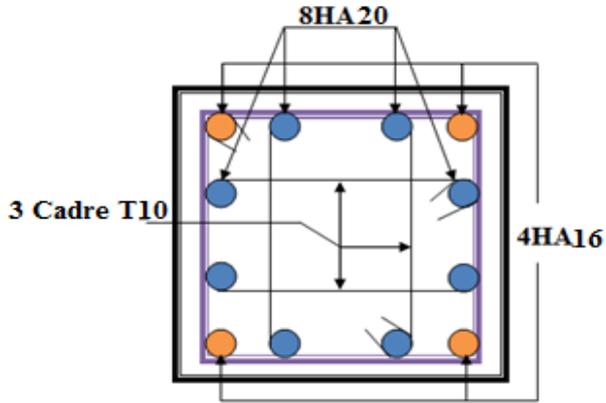
$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \cdot d}$$

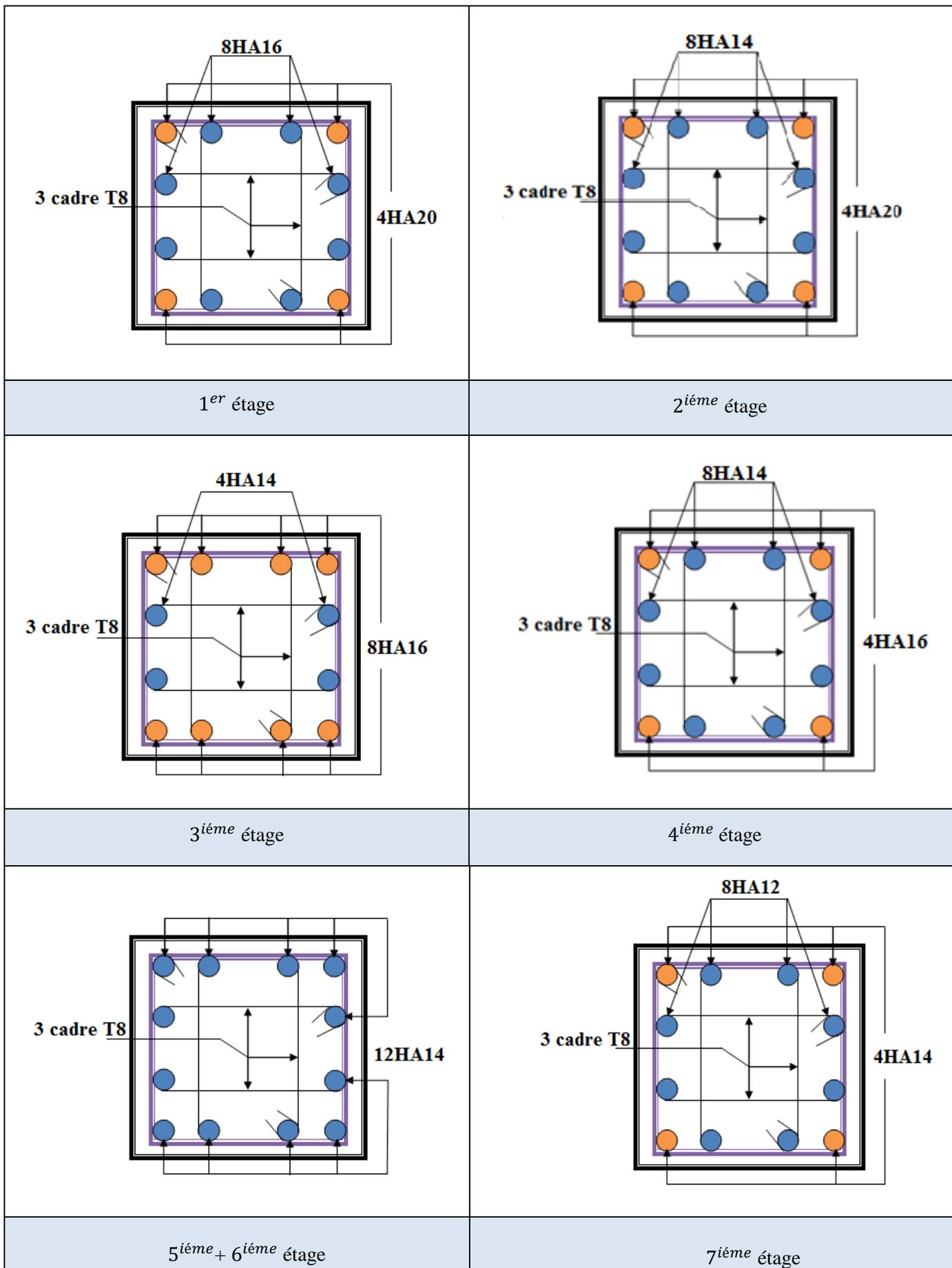
Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.									
Niveau	Section (cm ²)	L_f (m)	λ	ρ_d	d (cm)	V_d (KN)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Obs
Entre sol 3	65*70	2.1	11.18	0.075	0.67	161.02	0.37	1.875	Vérifiée
Entre sol 2	65*65	2.1	11.18	0.075	0.62	231.42	0.574	1.875	Vérifiée
Entre sol 1	60*65	2.1	12.11	0.075	0.62	216.81	0.582	1.875	Vérifiée
RDC	60*60	1.86	10.73	0.075	0.57	122.001	0.356	1.875	Vérifiée
1 ^{er}	55*60	1.86	11.70	0.075	0.57	117.64	0.389	1.875	Vérifiée
2 ^{ième}	55*55	1.86	11.70	0.075	0.52	100.73	0.352	1.875	Vérifiée
3 ^{ième}	50*55	1.86	12.87	0.075	0.52	91.61	0.352	1.875	Vérifiée
4 ^{ième}	50*50	1.86	12.87	0.075	0.47	78.12	0.332	1.875	Vérifiée
5 ^{ième}	45*50	1.86	14.30	0.075	0.47	60.06	0.283	1.875	Vérifiée
6 ^{ième}	45*45	1.86	14.30	0.075	0.42	52,95	0.280	1.875	Vérifiée
7 ^{ième}	40*45	1.86	16.09	0.075	0.42	37.94	0.225	1.875	Vérifiée

2.5 Schéma de ferrailage :

Tableau V.8 : schéma de ferrailage des poteaux à chaque niveau.

	
entre sol 3, 2	RDC, entre sol 1



3. Etude des poutres :

3.1 Introduction :

L'étude des poutres sera menée en tenant compte des sollicitations les plus défavorables (donnés par le SAP 2000) qui résultent des combinaisons du RPA99 (version 2003) et du BAEL91 qui sont :

1. 1.35G+1.5Q
2. G+Q
3. G+Q+E
4. G+Q-E
5. 0.8G+E
6. 0.8G-E.

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissants et des efforts tranchants. il y a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales (30*40).
- Poutres secondaires (30*40).

3.2 Calcul de ferrailage :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale du niveau RDC qui est sollicitée avec :

$$M_t = 98.15 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -94.7 \text{ KN.m}$$

➤ Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = 0.159 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0.218 \Rightarrow Z = 0.3467 \Rightarrow A_s = 8.133 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_1 = 3\text{HA}16 + 2\text{HA}14 = 10.65 \text{ cm}^2$

➤ Armatures en Appui :

$$\mu_{bu} = 0.154 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0.210 \Rightarrow Z = 0.347 \Rightarrow A_s = 7.823 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_1 = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8.01 \text{ cm}^2$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Tableau V.9 : Ferrailage des poutres à chaque niveau.								
Niveau	Type	S (cm ²)	Local	M (KN .m)	A_{min} (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Entre sol 3	PP	30×40	Travée	98.15	6	8.133	10.65	3HA16+3HA14
			appui	-94.7		7.823	8.01	3HA14+3HA12
	PS	30×40	Travée	115	6	9.711	10.65	3HA16+3HA14
			appui	-106.4		8.901	9.11	3HA16+2HA14

Entre sol 2	PP	30×40	Travée	130.7	6	11.236	12.06	5HA16+1HA14
			appui	-118.9		10.098	10.65	3HA16+3HA14
	PS	30×40	Travée	47	6	3.70	6.03	3HA16
			appui	-79.3		6.446	6.79	6HA12
Entre sol 1	PP	30×40	Travée	82.5	6	6.736	6.88	3HA14+2HA12
			appui	-79		6.428	6.79	6HA12
	PS	30×40	Travée	47	6	3.70	6.79	6HA12
			appui	-89.6		7.354	8.01	3HA14+3HA12
RDC	PP	30×40	Travée	136.25	6	11.815	12.06	6HA16
			appui	-115.53		9.755	10.65	3HA16+3HA14
	PS	30×40	Travée	49.88	6	3.854	6.03	3HA16
			appui	-78.2		6.35	6.79	6HA12
1 ^{er}	PP	30×40	Travée	69.2	6	5.573	6.03	3HA16
			appui	-107.56		9.002	9.11	3HA16+2HA14
	PS	30×40	Travée	107.12	6	8.958	9.11	3HA16+2HA14
			appui	-93.79		7.724	8.01	3HA14+3HA12
2 ^{ième}	PP	30×40	Travée	59.99	6	4.865	6.03	3HA16
			appui	-106.02		8.117	8.42	4HA14+2HA12
	PS	30×40	Travée	81.5	6	6.639	6.79	6HA12
			appui	-73		5.897	6.03	3HA16
3 ^{ième}	PP	30×40	Travée	28.97	6	2.269	6.03	3HA16
			appui	-64.84		5.196	6.03	3HA16
	PS	30×40	Travée	79.68	6	6.486	6.79	6HA12
			appui	-53.08		4.214	6.03	3HA16
4 ^{ième}	PP	30×40	Travée	47	6	3.70	6.03	3HA16
			appui	-64.48		5.14	6.03	3HA16
	PS	30×40	Travée	69	6	5.505	6.03	3HA16
			appui	-45.65		3.596	6.03	3HA16
5 ^{ième}	PP	30×40	Travée	108.17	6	9.063	9.11	3HA16+2HA14
			appui	-59		4.706	6.03	3HA16
	PS	30×40	Travée	52.5	6	4.15	6.03	3HA16
			appui	-35.30		2.732	6.03	3HA16
6 ^{ième}	PP	30×40	Travée	98.4	6	8.15	8.42	4HA14+2HA12
			appui	-47		3.7	6.03	3HA16
	PS	30×40	Travée	18.31	6	1.407	6.03	3HA16
			appui	-45.5		3.575	6.03	3HA16
7 ^{ième}	PP	30×40	Travée	75.5	6	6.103	6.79	6HA12
			appui	-30.2		2.33	6.03	3HA16
	PS	30×40	Travée	28.3	6	2.186	6.03	3HA16
			appui	-47		3.70	6.03	3HA16

3.2.1 Vérification des armatures selon le RPA 99 :

a) Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

En zone courante : $A_{max} = 4\% b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\% b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

b) Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \emptyset$ en zone IIa

$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

3.2.2 Les armatures transversales :

a) Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par :

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_1 ; h/35 ; b/10) = \min(1,2 ; 40/35 ; 30/10)$$

$$\Rightarrow \emptyset \leq 1,14 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \emptyset = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T8 pour toutes les poutres.

b) Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements seront calculés directement selon les recommandations du **RPA99Art (7.5.2.2)**

➤ Zone nodale : $St \leq \min(h/4 ; 12 \times \emptyset_1) = \min(10 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Soit } St = 10 \text{ cm}$

➤ Zone courante : $St \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } St = 15 \text{ cm}$

c) Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3.3 Vérification à l'ELU :

3.3.1 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

3.3.2 Contrainte tangentielle maximale :

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1333 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Vérification des contraintes tangentielles.

poutres	$V_u(KN)$	τ (MPa)	$\tau_{adm}(Mpa)$	Observation
Principales	323.431	2.837	3.33	Vérifiée
Secondaires	295.72	2.59	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tous les poutres.

3.4 Vérification à l'ELS :

3.4.1 Etat limite de compression du béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = M^{ser} \times \frac{y}{I} ; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.11 : Vérification de l'état limite de compression du béton

poutre	Localis	$M_{ser}(KN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\sigma_{adm}(Mpa)$	Obser
Principales	Travée	82.908	15.48	118112.06	10.86	15	Vérifiée
	Appui	-74.292	14.67	107009.58	10.18	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	47.063	13.09	86460.81	7.12	15	Vérifiée
	Appui	-49.570	12.41	78343.41	7.85	15	Vérifiée

3.4.2 Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Art B. 6.5)}$$

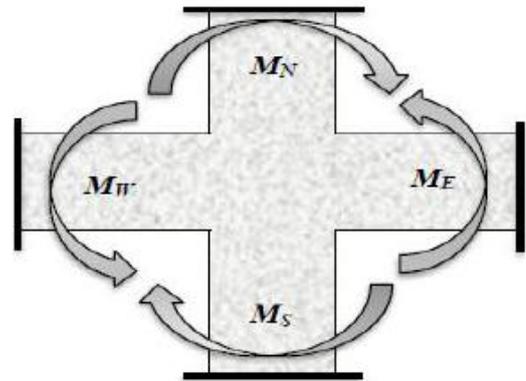
Tableau V.12 : Vérification de la flèche pour les poutres

poutre	$h_t(cm)$	B(cm)	L(m)	$A_s(cm^2)$	$h_t/l \geq 1/16$	$h_t/l \geq M_t/10M_0$	$A/b.d \leq 4.2/f_e$
pp	40	30	5.30	12.06	$0.11 \geq 0.0625$	$0.11 \geq 0.083$	$0.0105 \leq 0.0105$
observation					vérifiée	vérifiée	vérifiée
PS	40	30	5.30	10.65	$0.11 \geq 0.0625$	$0.11 \geq 0.047$	$0.009 \leq 0.0105$
observation					vérifiée	vérifiée	vérifiée

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

3.5 Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA 99 (Article 7.6.2) exige de vérifier :



$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

Figure V.2 : Schéma de zone nodale.

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton,
- De la quantité d'armatures dans la section,
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } Z = 0.9 \times h \text{ et } \sigma_s = F_s / \gamma_s$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	E.S.3	E.S.2	E.S.1	RDC	1 ^{er}	2 ^{ième}	3 ^{ième}	4 ^{ième}	5 ^{ième}	6 ^{ième}	7 ^{ième}
Section	65*70	65*65	60*65	60*60	55*60	55*55	50*55	50*50	45*50	45*45	40*45
Z (m)	0.630	0.585	0.585	0.540	0.540	0.495	0.495	0.450	0.450	0.405	0.405
A_s (cm ²)	37.70	37.70	33.18	33.18	28.65	24.44	22.24	20.36	18.47	18.47	15.21
M_R (KN.m)	826.5	767.49	675.47	623.5	538.39	421	383.1	318.8	289.2	260.3	214.36

b) Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ;

les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tableau V.14). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central.

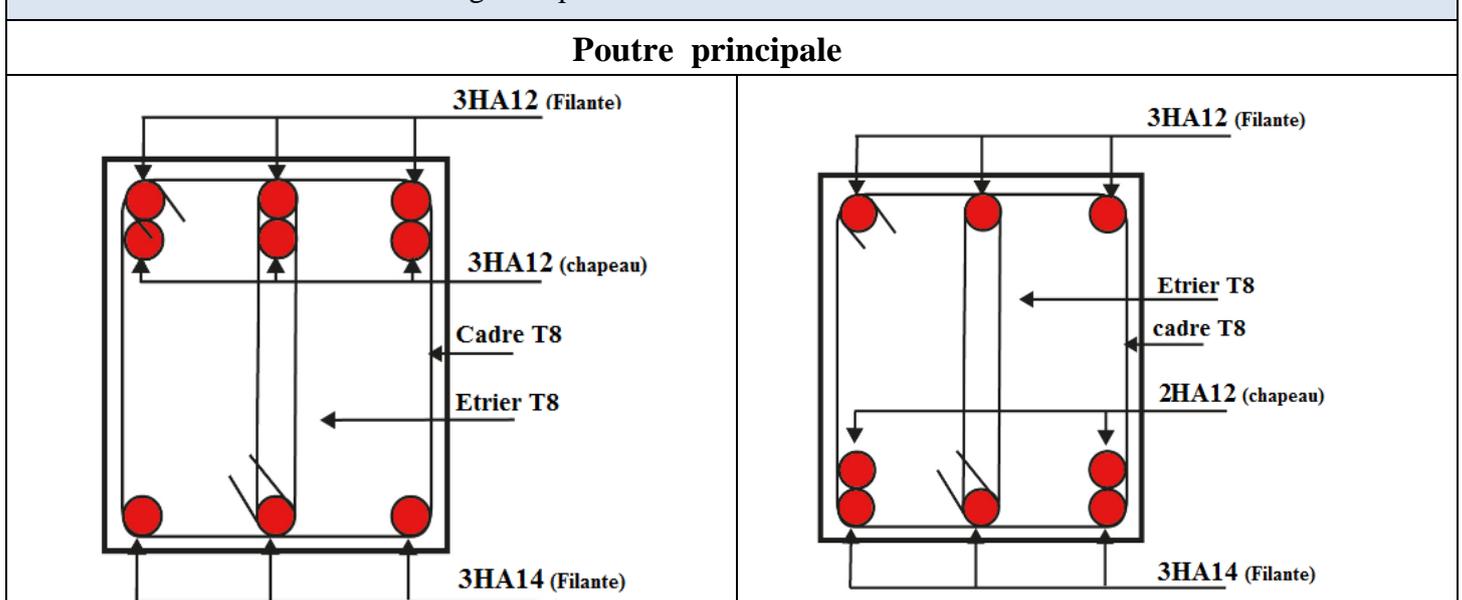
Tableau V.14 : vérification de la zone nodal

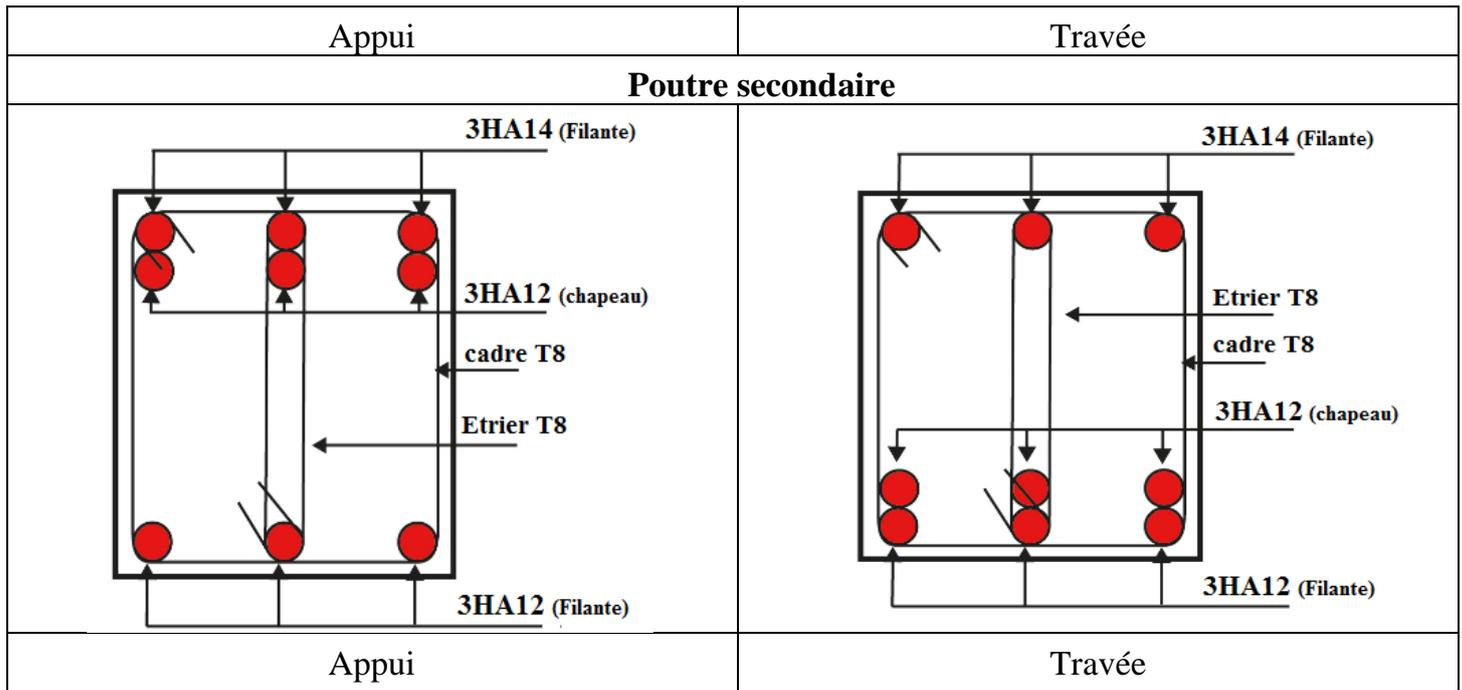
Niveau	$M_n = M_s$	$M_n + M_s$	$M_w = M_e$	$1.25(M_w + M_e)$	Observation
Entre sol 3	826.5	1653	100.34	250.87	Vérifiée
Entre sol 2	767.49	1534.98	133.42	333.558	Vérifiée
Entre sol 1	675.47	1350.94	85.06	212.66	Vérifiée
RDC	623.5	1247.00	133.42	333.55	Vérifiée
1 ^{er}	538.39	1076.78	114.13	285.32	Vérifiée
2 ^{ième}	421	842	118.01	295.03	Vérifiée
3 ^{ième}	381.1	762.20	75.54	188.85	Vérifiée
4 ^{ième}	318.8	637.70	75.54	188.85	Vérifiée
5 ^{ième}	289.2	578.40	75.54	188.85	Vérifiée
6 ^{ième}	260.3	520.60	75.54	188.85	Vérifiée
7 ^{ième}	214.36	428.72	75.54	188.85	Vérifiée

3.6 Schémas de ferrailage des poutres :

Nous exposerons ici un seul schéma de ferrailage des poutres principales et secondaire de l'entre sol 1.

Tableau V.15 : schéma de ferrailage des poutres de l'entre sol 1.





4 Étude des voiles :

4.1 Introduction:

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa. Les voiles sont considérés comme des consoles 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). $0.8G\pm E$

4.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **SAP2000 (V14)** les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V 16: Sollicitations max de calcul dans le voile Vy1 // à y-y'

Etage	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	
Entre sol 3	1875.58	-1389.148	241.62	1394.148	603.74	1396.216	438.57
Entre sol 2	1571.193	-4.2051	560.749	48.616	940.233	-949.69	361.121
Entre sol 1	1460.512	-81.456	516.281	734.32	1314.677	-832.799	381.737
RDC	1462.44	-538.689	237.629	403.302	1462.439	-538.690	336.92
1 ^{er}	1319.007	-482.95	229.125	365.325	1319.007	-482.95	314.88
2 ^{ième}	1158.417	-397.011	208.224	289.955	1158.471	-397.011	268.287
3 ^{ième}	999.956	-352.32	168.94	251.141	999.596	-352.329	249.079
4 ^{ième}	818.754	-259.10	121.691	169.84	818.754	-259.108	186.54
5 ^{ième}	616.371	-210.83	53.218	136.198	616.371	-210.824	118.557
6 ^{ième}	437.446	-161.831	1.804	77.397	-161.831	473.446	102.185
7 ^{ième}	203.688	-158.290	7.632	71.863	203.688	-158.29	86.947

4.3 Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul Vy1 // à y-y' et les autres seront résumés dans un tableau.

a) Calcul sous N^{max} et M^{cor}

➤ Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 2 \text{ m}; \quad d = 1.97 \text{ m}; \quad e = 0.20 \text{ m}$$

$$N^{max} = 1875.85 \text{ KN (compression)}$$

$$M^{cor} = -1389.148 \text{ KN.m}$$

$$e_G = M/N = 0.740 \text{ m} < L/2 = 1 \text{ m} \rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times l - 0.81 \times d') \times e \times l \times f_{ub}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{l}{2}\right) = 1389.148 + (1875.85 \times 1.97 - \frac{2}{2}) = 3208.7 \text{ KN.m}$$

$$(a) = (0.337 \times 2 - 0.81 \times 0.03) \times 0.2 \times 2 \times 14.2 = 3.69 \text{ MN.m}$$

$$(b) = [1875.85 \times (1.97 - 0.03) - 3208.7] = 430.45 \text{ KN.m} = 0.4304 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow (a) > (b)$$

(I) c'est pas vérifiée \Rightarrow section partiellement comprimée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{e \times d^2 \times f_{ub}} = \frac{3.208}{0.2 \times 1.97^2 \times 14.2} = 0.291$$

$$\mu_{bu} = 0.291 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.441$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 1.62$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = \frac{3.208}{1.62 \times 348} = 56.84 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 56.86 - \frac{1.8758 \times 10^4}{348} = 2.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 2.96 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

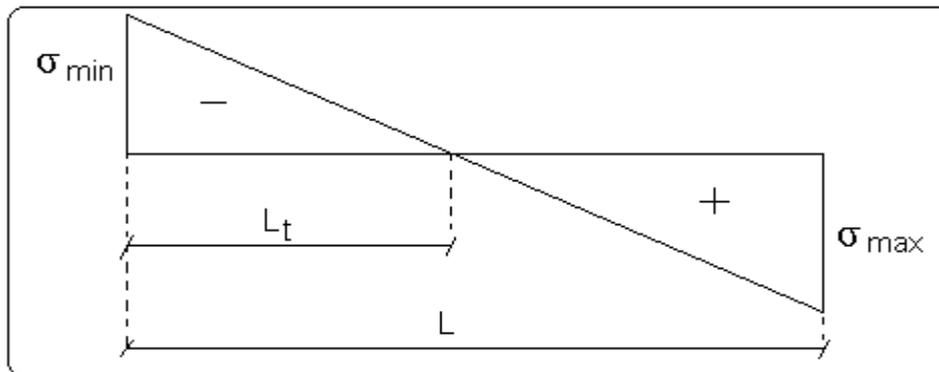


Figure V.3 : La longueur tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} \times \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}V = \left(\frac{1875.85}{0.2 \times 2} + \frac{1389.148}{0.133} \cdot 1\right) 10^{-3} = 15.13 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}V = \left(\frac{1875.85}{0.2 \times 2} - \frac{1389.148}{0.133} \cdot 1\right) 10^{-3} = -5.755 \text{ Mpa}$$

$$L_t = 0.56 \text{ m}$$

➤ **Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V = 438.57 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times s_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 438.57 \times 10^{-3}}{1.97 \times 0.2} = 1.56 \text{ Mpa}$$

$$\text{Soit : } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 0.195 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.6 \text{ cm}^2$$

b) Calcul sous N^{\min} et M^{cor} :

$$N^{\min} = 241.62 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{cor}} = 1394.148 \text{ KN.m}$$

$$e_G = 5.77 \text{ m} > l/2 = 1 \text{ m} \rightarrow \text{le centre de pression est en dehors de la section.}$$

N est un effort de (compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = 1.628 \rightarrow \mu_{bu} = 0.147 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.200 \rightarrow Z = 1.81 \rightarrow A_1 = 25.82 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 18.86 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :**

$$\sigma_{\max} = 11.08 \text{ Mpa} ; \sigma_{\min} = -9.87 \text{ Mpa} \rightarrow L_t = 0.94 \text{ m}$$

c) Calcul sous M^{\max} et N^{cor} :

$$M^{\max} = 1396.216 \text{ KN.m} \rightarrow N^{\text{cor}} = 603.74 \text{ KN}$$

$$e_G = 2.31 > h/2 = 1 \text{ m} \rightarrow \text{le centre de pression est en dehors de la section.}$$

$$M_{ua} = 1.98 \rightarrow \mu_{bu} = 0.179 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.249 \rightarrow Z = 1.77 \rightarrow A_1 = 32.08 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 14.73 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage du voile Vyl

$$A_V^{\text{ZT}} = 18.86 \text{ cm}^2$$

$$A_H \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

4.4 Vérifications:

$$A_{\min}(\text{ZT}) = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 94 = 3.76 \text{ cm}^2 \text{ . (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{\min}(\text{ZC}) = 0.1\% \times e \times (L - 2L_t) = 0.1\% \times 20 \times (200 - 2 \times 94) = 0.24 \text{ cm}^2 \text{ (} A_{\min} \text{ en zone comprimée par RPA)}$$

$A_{min}(ZG) = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2$ (A_{min} en zone globale du voile par le RPA).

Donc on ferraille avec : $A_v^{ZT} = 18.86 \text{ cm}^2$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles à chaque niveau :

Tableau V.17: ferrailage de voiles $V \times l = 0.9 \text{ m}$

Niveau	E.S.3	E.S.2	E.S.1	RDC	1	2	3	4	5	6	7
Section (m)	0.2*0.9	0.2*0.9	0.2*0.9	0.2*0.9	0.2*0.9	0.2*0.9	0.2*0.9	0.2*0.9	0.15*0.9	0.15*0.9	0.15*0.9
N(KN)	815.501	-84.976	561.402	702.778	514.50	462.095	380.98	334.30	245.87	167.97	113.02
M(KN.m)	924.702	-29.733	244.755	101.71	189.45	183.583	138.94	122.50	139.08	87.29	113.19
V(KN)	139.12	111.833	136.542	112.22	124.62	123.357	92.701	84.77	95.812	60.590	80.268
Section	pc	pc	Pc								
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
τ (MPa)	1.119	0.899	1.098	0.902	1.002	0.99	0.745	0.682	0.453	0.287	0.380
A_{cal} (cm ²)	2.27	0.312	0.29	0	0.19	0	0	0	0	0	0
A_{min} (cm ²)	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.025	2.025	2.025
L_t (m)	0.263	0.257	0.29	0.205	0.264	0.28	0.264	0.265	0.33	0.32	0.382
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1.052	1.028	1.18	0.81	1.066	1.12	1.06	1.063	0.99	0.96	1.146
A_z^{tendu}	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71
N_{barre} / face (cm ²)	6HA10	6HA10	6HA10								
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A_{min}^{comp} (cm ²)	0.747	0.771	0.62	0.980	0.733	0.67	0.74	0.736	0.36	0.39	0.204
A_h^{cal} (cm ²)	1.399	1.124	1.37	1.125	1.252	1.23	0.931	0.852	0.424	0.269	0.356
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.45	0.45	0.45
N_{barre}	2HA10	2HA10	2HA10								
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57

$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
-----------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

Tableau V18 : ferrailage de voiles $V \times 2 = 2.6$ m

Niveau	E.S.3	E.S.2	E.S.1	RDC	1	2	3	4	5	6	7
Section (m)	0.2*2.6	0.2*2.6	0.2*2.6	0.2*2.6	0.2*2.6	0.2*2.6	0.2*2.6	0.2*2.6	0.15*2.6	0.15*2.6	0.15*2.6
N(KN)	306.35	2938.68	1071.55	2471.75	2241.6	1976.64	1688.3	1364.6	977.64	140.09	65.722
$M(KN.m)$	-2333.6	44.06	1239.94	34.521	-21.48	-44.354	-57.47	-81.670	-108.46	-234.49	-205.01
V(KN)	651.66	609.69	600.25	483.79	448.38	439.741	376.8	350.69	297.68	176.773	129.34
Section	PC	PC	PC								
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
$\tau(MPa)$	1.77	1.66	1.63	1.317	1.305	1.198	1.026	0.95	0.56	0.38	0.25
$A_{cal}(cm^2)$	0	0	0.63	0	0	0	0	0	0	0	0
$A_{min}(cm^2)$	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	5.85	5.85	5.85
$L_t(m)$	1.22	1.25	0.813	1.26	1.27	1.23	1.197	1.12	0.967	0.963	1.11
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	4.9	5.02	3.25	5.04	5.084	4.93	4.79	4.48	2.90	2.889	3.33
A_Z^{tendu}	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11
N_{barre} / face (cm^2)	14HA10	14HA10	14HA10								
$S_t(cm)$	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5
$A_{min}^{comp}(cm^2)$	0.295	0.179	1.947	0.167	0.115	0.27	0.408	0.71	0.999	1.011	0.57
$A_h^{cal}(cm^2)$	2.21	2.07	2.04	1.64	1.61	1.49	1.28	1.19	0.525	0.36	0.23
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.45	0.45	0.45
N_{barre}	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$A_h^{adop}(cm^2)$	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.19 : ferrailage de voiles $V_{x3}=2.1m$

Niveau	E.S.3	E.S.2	E.S.1	RDC	1	2	3	4	5	6	7
Section (m)	0.2*2.1	0.2*2.1	0.2*2.1	0.2*2.1	0.2*2.1	0.2*2.1	0.2*2.1	0.2*2.1	0.15*2.1	0.15*2.1	0.15*2.1
N(KN)	218.906	1842.48	1693.56	1486.47	1341.26	1176.82	1003.1	811.55	598.43	416.078	36.211
$M(KN.m)$	-1412.38	-184.131	-179.362	-159.056	-136.67	-139.255	-138.72	-132.60	-30.957	-11.485	-169.04
V(KN)	499.34	354.58	340.96	239.3	194.64	207.142	177.65	159.89	152.72	114.775	120.54
Section	pc	pc	pc	pc	pc	pc	pc	pc	pc	pc	Pc
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
$\tau(MPa)$	1.688	1.199	1.153	0.809	0.658	0.70	0.6	0.54	0.34	0.31	0.36
$A_{cal}(cm^2)$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$A_{min}(cm^2)$	6.3	6.3	6.3	6.3	6.3	6.3	6.3	6.3	4.725	4.725	4.725
$L_t(m)$	0.993	0.750	0.730	0.728	0.744	0.695	0.635	0.56	0.894	0.967	0.971
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	3.972	3.00	2.93	2.916	2.976	2.78	2.54	2.24	2.682	2.90	2.913
A_z^{tendu}	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
N_{barre} / face (cm^2)	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
$S_t(cm)$	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
A_{min}^{comp}	0.227	1.199	1.27	1.284	1.223	1.42	1.659	1.96	0.468	0.249	0.237
$A_h^{cal}(cm^2)$	2.11	1.44	1.49	1.011	0.822	0.87	0.75	0.67	0.59	0.485	0.509
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.45	0.45	0.45
N_{barre}	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop}	2.26	1.57	1.57	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.20 : ferrailage de voiles $V_{x4}=2.6m$

Niveau	E.S.3	E.S.2	E.S.1	RDC	1	2	3	4	5	6	7
Section (m)	0.2*2.6	0.2*2.6	0.2*2.6	0.2*2.6	0.2*2.6	0.2*2.6	0.2*2.6	0.2*2.6	0.15*2.6	0.15*2.6	0.15*2.6
N(KN)	2047.73	1339.28	1474.81	342.932	280.07	237.144	193.44	157.83	79.517	33.48	58.611
$M(KN.m)$	2271.48	1644.21	126.886	-453.65	-283.35	-256.26	-201.17	-173.35	-149.92	-165.17	-148.7
V(KN)	619.261	575.988	520.787	350.648	256.18	251.627	206.42	185.77	168.95	115.081	135.15
Section	pc	pc	Pc								
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
$\tau(MPa)$	1.694	1.567	1.418	0.955	0.697	0.685	0.562	0.506	0.613	0.417	0.490
$A_{cal}(cm^2)$	5.50	3.03	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$A_{min}(cm^2)$	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	5.85	5.85	5.85
$L_t(m)$	0.792	0.841	1.041	0.874	0.74	0.78	0.758	0.787	1.002	1.185	1.078
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	3.168	3.364	4.167	3.496	2.96	3.11	3.03	3.148	3.006	3.555	3.234
A_z^{tendu}	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11
N_{barre} / face (cm^2)	14HA10	14HA10	14HA10								
$S_t(cm)$	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5
A_{min}^{comp}	2.03	1.835	1.032	1.7	2.23	2.08	2.16	2.05	1.195	0.456	0.888
$A_h^{cal}(cm^2)$	2.10	1.96	1.77	1.19	0.872	0.85	0.7	0.632	0.57	0.391	0.46
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.45	0.45	0.45
N_{barre}	2HA12	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop}	2.26	2.26	2.26	1.57	1.57	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V. 21 : ferrailage de voiles $V_{y1} = 2$ m

Niveau	E.S.3	E.S.2	E.S.1	RDC	1	2	3	4	5	6	7
Section (m)	0.2*2	0.2*2	0.2*2	0.2*2	0.2*2	0.2*2	0.2*2	0.2*2	0.15*2	0.15*2	0.15*2
N(KN)	241.62	940.233	1314.67	237.63	229.12	208.22	168.94	121.69	53.218	1.804	3.632
$M(KN.m)$	1394.14	-949.69	-832.79	403.30	365.325	289.95	251.14	169.84	136.19	77.397	71.863
V(KN)	438.57	361.121	381.737	336.92	314.88	268.28	249.08	186.54	118.55	102.185	86.947
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
$\tau(MPa)$	1.56	1.283	1.356	1.197	1.118	0.953	0.885	0.662	0.561	0.484	0.411
$A_{cal}(cm^2)$	18.86	0	0	2.7	2.22	1.35	1.69	0.76	1.24	1.098	0.997
$A_{min}(cm^2)$	6	6	6	6	6	6	6	6	4.5	4.5	4.5
$L_t(m)$	0.94	1.33	1.52	0.6	0.79	0.76	0.775	0.762	0.87	0.992	0.983
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	3.76	5.32	6.08	2.40	3.16	3.04	3.10	3.041	2.48	2.97	2.93
A_z^{tendu}	21.55	13.57	13.57	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
$N_{barre}/face (cm^2)$	14HA14	12HA12	12HA12	12HA10	12HA10	2HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
$S_t(cm)$	15	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17
A_{min}^{comp}	0.24	1.32	2.08	1.6	0.84	0.96	0.9	0.952	0.39	0.024	0.051
$A_h^{cal}(cm^2)$	0.195	1.60	1.695	1.49	1.397	1.19	1.10	0.827	0.526	0.453	0.39
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.45	0.45	0.45
N_{barre}	2HA12	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop}	2.26	2.26	2.26	1.57	1.57	1.57	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.22 : ferrailage de voiles $V_{y2=2}$ m

Niveau	E.S.3	E.S.2	E.S.1	RDC	1	2	3	4	5	6	7
Section (m)	0.2*2	0.2*2	0.2*2	0.2*2	0.2*2	0.2*2	0.2*2	0.2*2	0.15*2	0.15*2	0.15*2
N(KN)	262.794	937.332	1386.08	325.762	245.75	189.15	141.36	97.708	37.027	-3.562	20.021
$M(KN.m)$	1356.26	842.23	-29.097	653.22	250.46	194.72	189.34	131.89	106.52	76.34	69.78
V(KN)	408.58	244.99	309.20	182.89	175.09	138.55	143.28	109.07	117.97	63.43	38.90
Section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
$\tau(MPa)$	1.451	0.870	1.098	0.650	0.622	0.492	0.509	0.387	0.558	0.30	0.184
$A_{cal}(cm^2)$	17.97	0.63	0	6.28	0.23	0.27	0.771	0.54	1.03	1.165	0.736
$A_{min}(cm^2)$	6	6	6	6	6	6	6	6	4.5	4.5	4.5
$L_t(m)$	0.935	0.616	0.93	0.610	0.667	0.677	0.752	0.753	0.884	1.015	0.904
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	3.74	2.464	3.74	3.336	2.670	2.70	3.006	3.015	2.652	3.045	2.712
A_Z^{tendu}	18.47	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
N^{barre} / face (cm^2)	12HA14	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
$S_t(cm)$	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17
A_{min}^{comp}	0.26	1.436	0.25	1.456	1.332	1.292	0.992	0.988	0.348	0.045	0.288
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.013	1.087	1.372	0.812	0.777	0.615	0.636	0.484	0.523	0.281	0.172
$A_h^{min}(cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.45	0.45	0.45
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8						
A_h^{adop}	1.57	1.57	1.57	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.23 : ferrailage de voiles $V_{y3}=2.5m$

Niveau	E.S.3	E.S.2	E.S.1	RDC	1	2	3	4	5	6	7
Section (m)	0.2*2.5	0.2*2.5	0.2*2.5	0.2*2.5	0.2*2.5	0.2*2.5	0.2*2.5	0.2*2.5	0.15*2.5	0.15*2.5	0.15*2.5
N(KN)	203.91	1665.82	1404.28	1433.20	1432.55	1227.42	1084.06	906.69	105.16	42.213	56.59
M(KN.m)	2186.83	-1426.5	-1073.35	-586.14	-128.51	-468.05	-432.25	-345.88	197.10	162.94	134.57
V(KN)	617.36	485.98	456.08	293.28	318.22	271.81	269.14	203.94	201.96	129.22	85.49
section	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC	PC
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
τ (MPa)	1.75	1.38	1.292	0.831	0.902	0.770	0.762	0.578	0.763	0.488	0.323
A_{cal} (cm ²)	24.8	0	0	0	0	0	0	0	0.797	7.33	1.06
A_{min} (cm ²)	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	5.625	5.625	5.625
L_t (m)	1.20	2.009	2.10	2.233	1.52	2.39	2.048	2.396	1.114	1.035	0.90
A_{min}^{tendu} (cm ²)	4.806	8.036	8.40	8.93	6.08	9.58	9.79	9.58	3.34	3.105	2.7
A_z^{tendu}	28.15	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11
N_{barre} / face (cm ²)	14HA16	14HA10	14HA10	14HA10	14HA10	14HA10	14HA10	14HA10	14HA10	14HA10	14HA10
S_t (cm)	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
A_{min}^{comp}	0.196	3.036	3.4	4.32	1.08	4.56	4.092	4.26	1.4	0.544	0.86
A_h^{cal} (cm ²)	1.013	1.087	1.372	0.812	0.777	0.615	0.636	0.484	0.715	0.457	0.302
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.45	0.45	0.45
N_{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop}	1.57	1.57	1.57	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.24 : ferrailage de voiles $V_{y4}=1.5m$

Niveau	E.S.3	E.S.2	E.S.1	RDC	1	2	3	4	5	6	7
Section (m)	0.2*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5	0.2*1.5	0.15*1.5	0.15*1.5	0.15*1.5
N(KN)	433.351	465.887	340.45	918.149	259.71	232.887	218.79	515.68	131.553	66.225	49.243
M(KN.m)	815.66	543.20	527.25	-311.66	304.63	190.36	133.09	8.845	115.57	87.143	113.51
V(KN)	329.721	259.5	286.98	198.517	196.03	132.84	84.364	88.136	48.79	71.607	133.09
section	PC	PC	PC								
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
τ (MPa)	1.570	1.235	1.366	0.945	0.933	0.632	0.633	0.401	0.309	0.454	0.845
A_{cal} (cm ²)	12.09	5.22	6.91	4.41	2.56	0.53	0.61	0	0.39	0.764	1.53
A_{min} (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	3.375	3.375	3.375
L_t (m)	0.64	0.61	0.62	1.30	0.295	0.52	0.528	0.7	0.26	0.607	0.67
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2.6	2.46	2.48	5.213	1.18	2.08	2.12	2.8	0.80	1.36	1.50
A_z^{tendu}	15.39	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85
N_{barre} / face (cm ²)	10HA14	10HA10	10HA10	10HA10							
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A_{min}^{comp}	0.6	0.36	0.52	2.17	1.82	0.92	0.888	0.2	1.47	0.429	0.24
A_h^{cal} (cm ²)	1.013	1.087	1.372	0.812	0.777	0.615	0.636	0.484	0.289	0.425	0.792
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.45	0.45	0.45
N_{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h^{adop}	1.57	1.57	1.57	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

4.5 Schéma de ferrailage :

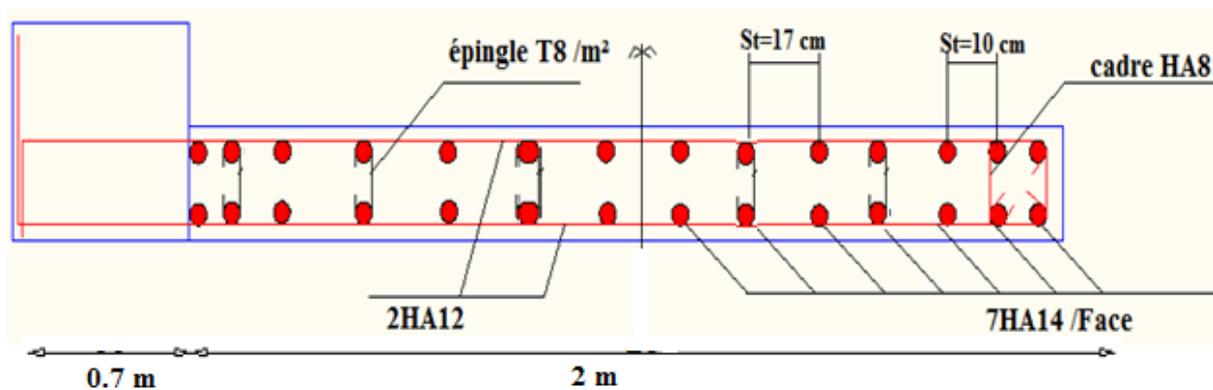


Figure V.4 - Exemple de ferrailage des voiles-voile Vy1 // Y-Y'

CHAPITRE VI

Étude des fondations

1. Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol au cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol.
- La charge à transmettre au sol
- La dimension des trames.
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

2. Combinaisons de calcul:

Le dimensionnement des fondations superficielles, Solon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1), se fait sous les combinaisons suivant :

$$1.35G+1.5Q \qquad G + Q \pm E$$

$$G+Q \qquad 0.8. G \pm E$$

3. Reconnaissance du sol :

Pour projeter correctement une fondation , il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations et **2 bar** pour une profondeur d'ancrage de **1.5 m**

4. Choix du type de fondation

4.1. Vérification de la semelle isolée :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel SAP 2000 V14. $N_s = 3185.8\text{KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B \dots \dots \dots (2)$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.7}{0.65} \times \frac{3185.8}{200}} = 4.14 \text{ m.}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.6 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

4.2. Vérification de la semelle filante :

Pour la vérification on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

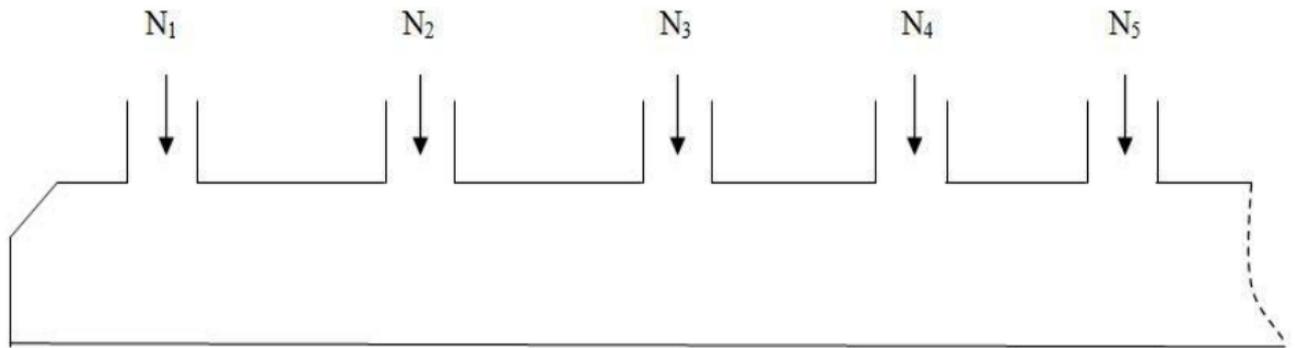


Figure VI.1. Semelle filant

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i »

$N_1 = 2197.23 \text{ KN}$

$N_2 = 1703.5 \text{ KN}$

$N_3 = 2072.29 \text{ KN}$

$N_4 = 2208.7 \text{ KN}$

$N_5 = 2215.97 \text{ KN}$

$N_6 = 2332.00 \text{ KN}$

$N_7 = 2184.79 \text{ KN}$

$N_8 = 2022.11 \text{ KN}$

$N_9 = 1495.6 \text{ KN}$

$N_{10} = 1372.69 \text{ KN}$

$R = \sum N_i + N_s$

avec : $\Sigma N_i = 19811.17 \text{ KN}$; et $N_s = 2000 \text{ KN}$

$$\Rightarrow R = 21811.17 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{21811.17}{200 \times 298.65} = 3.80 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de **2.60 m**, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

4.3. Radier général :

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

4.3.1 Caractéristiques géométriques du radier :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- 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. ($L_{max} = 5.30 \text{ m}$)

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{530}{10} = 53 \text{ cm}$$

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{530}{20} = 26.5 \text{ cm}$$

- Condition de rigidité :

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} = \frac{\pi}{2} \cdot L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K = 4 \cdot 10^4 \times \text{KN/m}^3$ (sol moyen)

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.30^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 78 \text{ cm}$$

Donc : $h_t \geq 78\text{cm} \Rightarrow h_t = 80\text{cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0.80^3 \times 3.216 \times 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.42 \text{ m.}$$

$$L_{\max} = 5.30 \leq \frac{\pi}{2} \times 3.42 = 5.37 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Calcul de la surface du radier :**

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{79404.001}{200} = 397.02 \text{ m}^2$$

La surface totale de bâtiment est : 374.2 m².

On voit bien que $S_{\text{cal}} = 1.060\% S_{\text{bat}}$ d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général avec d'bord.

Dans un premier temps nous avons obtenu pour un débord de 0.4 m.

On a le périmètre de la structure : 90.2 m

Donc la surface totale du radier est de : $397.05 + (90.2 \times 0.4) = 433,10 \text{ m}^2$

La surface totale adoptée du radier est : 433.10 m².

➤ **Dimensions du radier :**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_t = 80\text{cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 30\text{cm}$;

Enrobage $d' = 5\text{cm}$.

La surface du radier $S_{\text{rad}} = 433,10 \text{ m}^2$

4.3.2. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol :**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme.

On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa} \quad \sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x + Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « Socotec », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 6819,12\text{m}^4 \quad X_G = 16,34\text{m} \quad I_y = 22447,88\text{m}^4 \quad Y_G = 10,33\text{m}$$

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient $3/2$.

Sens X-X**Donné :**

$$N = 79.404 \text{ MN} \quad ; \quad M_x = 77.069 \text{ MN.m} \quad I_{xG} = I_x = 6819,12 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{79,404}{433,10} + \frac{77,069}{6819,12} \times 10,33 = 0.3$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{79,404}{433,10} - \frac{77,069}{6819,12} \times 10,33 = 0.066$$

$$\text{ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.3 + 0.066}{4} = 0.24 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens X-X

Sens Y-Y :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{79,404}{433,10} + \frac{83,475}{22447,88} \times 16,34 = 0,24$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{79,404}{433,10} - \frac{83,475}{22447,88} \times 16,34 = 0.12$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.24 + 0.12}{4} = 0.21 \text{ MPa} > \overline{\sigma_{sol}} = 0.2 \text{ MPa.}$$

On voit bien que les contraintes dans le sol ne sont pas vérifiées, pour cela on augmente la longueur du débord.

Finalement, après plusieurs essais. On a opté pour un débord de 1m.

$$\text{On a : } S_{rad} = 397.05 + (90.2 \times 1) = 523,3 \text{ m}^2$$

$$I_x = 8762,3 \text{ m}^4 ; X_G = 16,75 \text{ m} ; I_y = 27245,6 \text{ m}^4, Y_G = 10.78 \text{ m.}$$

Sens X-X:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{79,404}{523,3} + \frac{77,069}{8762,3} \times 10,78 = 0.24$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{79,404}{523,3} - \frac{77,069}{8762,3} \times 10,78 = 0.056$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.24 + 0.056}{4} = 0.194 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée selon le sens X-X

Sens Y-Y:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{79,404}{523,3} + \frac{83,475}{27245,6} \times 16,75 = 0,20$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{79,404}{523,3} - \frac{83,475}{27245,6} \times 16,75 = 0.10$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.20 + 0.10}{4} = 0.175 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{sol}} = 0.2 \text{ MPa}.$$

La contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y

➤ **Vérification de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \overline{\tau_u}}$$

N_d : Effort normal de calcul résultant de combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 79404.001 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{79404,001 \times 5.30}{2 \times 523,3} = 402.10 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{402.10 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.16 \text{ m}, \quad \text{Soit } d = 25 \text{ cm}.$$

$$\tau_u = \frac{402,10}{1 \times 25} = 0.16 \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}.$$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Selon le BAEL99(Article A.5.2.4.2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

❖ **Sous le poteau le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (65*70) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A + B)$.

$$A = a + h_t = 1.50$$

$$B = b + h_t = 1.45$$

$$\Rightarrow U_c = 5.9 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 3.338 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.9 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 3.54 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Donc pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 523.2 \text{ m}^2$
- $H = 2.3 \text{ m}$ (hauteur de la partie ancrée bâtiment).

$$N = 79404,001 \text{ KN} > 1.15 \times 2.3 \times 523.2 \times 10 = 13838.64 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

5. Ferrailage du radier général :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$Q_u = \frac{N_u + P_u}{S_{rad}}$$

N_u : l'effort normal ramené par la structure,

P_u : Poids propre du radier.

$$N_u = 79404,001 \text{ KN} \quad ; \quad P_u = 1.35 \times 523.3 \times 0.3 \times 25 = 5297.4 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{84701.40}{523.2} = 161.90 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4.50 - 0.65 = 3.85 \text{ m} \quad L_y = 5.30 - 0.70 = 4.6 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.83 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0.528 \times 161.9 \times 3.85^2 = 126.7 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 0.6494 \times 126.7 = 82.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments corrigés :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 107.69 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 69.93 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{0x} = -63.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h) =(1×0.3) m²

Tableau VI.1. Section d'armateur du radier.							
Localisation		M(KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	N^{bre} de barres	$S_t(cm)$
travée	X-X	107.69	11.92	2.60	12.06	6HA16	17
	Y-Y	69.93	7.58	2.40	7.70	5HA14	20
Appui		-63.35	6.75	2.60	6.79	6HA12	17

➤ Condition de non fragilité :

On a $e=30 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0.83 > 0.4$

$$A_{min,x} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.83}{2}\right) \times 0.3 = 2.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{min,y} = \rho_0 \times b \times h_r = 0.0008 \times 0.3 = 2.4 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à l'ELS:

$$Q_s = \frac{N_s + P_s}{S_{rad}}$$

$$P_s = 0.3 \times 25 \times 523.2 = 3924 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{79404.001 + 3924}{523,3} = 159.26 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0596 \Rightarrow M_{0x} = 140.69 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.7518 \Rightarrow M_{0y} = 105.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 119.58 \text{ KN.m} ; \\ M_{ty} = 89.84 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -70.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Vérification des contraintes:**

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Localisation		M_s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	119.58	8.23	82314.78	12,16 < 15	Vérifiée	409.01 > 201.63	N . Vérifiée
	Y-Y	89.84	6.82	57608.84	10.83 < 15	Vérifiée	472.05 > 201.63	N . Vérifiée
Appui		-70.34	6.46	51955.67	8.90 < 15	Vérifiée	417.11 > 201.63	N . Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armature à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Localisation		M_s KN.m	A_{adop} (cm^2)	N^{bre} de barres	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)
Travée	X-X	119.58	25.13	8HA20	11.24	153218.9	8.77	196.14
	Y-Y	89.84	18.85	6HA20	10.06	124937.7	7.24	193.47
Appui		-70.34	14.07	7HA16	8.96	100487.8	6.27	199.8

❖ **Vérification des espacements :**

$$\text{Selon X-X : } S_t \leq \begin{cases} \min(2.5 \cdot h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/8 = 12.5 \text{ cm} \end{cases}$$

Selon Y-Y : $S_t = 14\text{ cm} < \min(3h_r; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$

➤ **Schéma de ferrailage :**

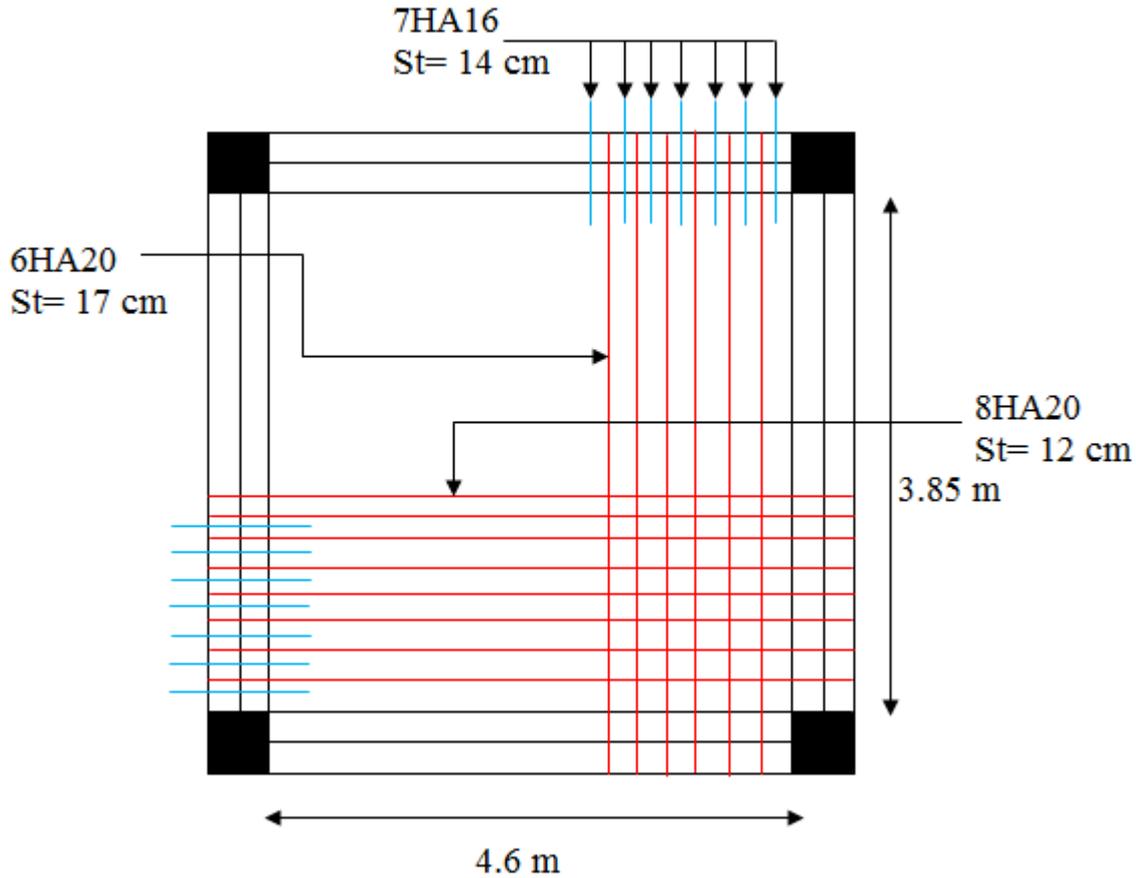


Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier

➤ **Ferrailage du débord :**

Le débord est ferrillé comme une console sollicitée à la flexion simple sous les charges du panneau de dalle, car c'est le cas le plus défavorable.

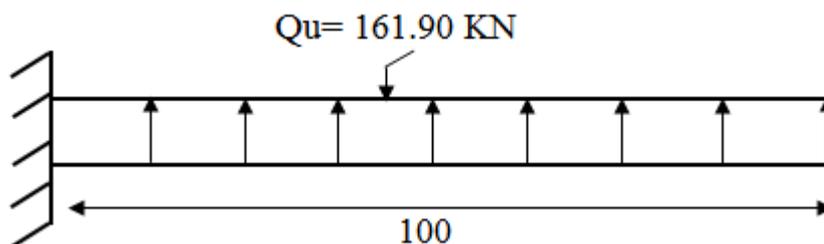


Figure VI.3: Schéma statique de débord

➤ **Calcul du moment sollicitant :**

$$M_u = -\frac{Q_u \times l^2}{2} = -80.95 \text{ KN.m}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 .Section d'armateur de débord.							
M (KN.m)	A_{cal} (cm ² /m)	A_{min} (cm ² /m)	A_{adop} (cm ² /m)	N^{bre} de Barre/ml	S_t (cm)	A_r cm ² /m)	$A_{r adop}$ (cm ² /m)
-80.95	8.98	3.26	9.24	6HA14	16	2.31	4HA10=3.14

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$M_s = -\frac{Q_s \times l^2}{2} = \frac{159.26 \times 1^2}{2} = -79.63 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.5 .vérification des contraintes à l'ELS.							
localitation	M_s KN.m	Y (cm)	I cm ⁴	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obs
Travée	-79.63	7.37	66751.55	$8.79 \leq 15$	Vérifiée	$351,56 > 201,68$	N. vérifiée

On remarque que la contrainte de traction dans l'acier n'est pas vérifiée. Donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.6 .Section d'armateur du débord à l'ELS									
Localitation	M_s KN.m	β 10 ⁻³	α	A_{cal} (cm ² /m)	A_{adop} (cm ² /m)	N^{bre} de Barre/ml	S_t (cm)	A_r (cm ² /m)	$A_{r adop}$ (cm ² /m)
Travée	-79.63	5.21	0.36	15.74	16.08	8HA16	13	4.02	4HA12

➤ **Schéma de ferrailage de débord**

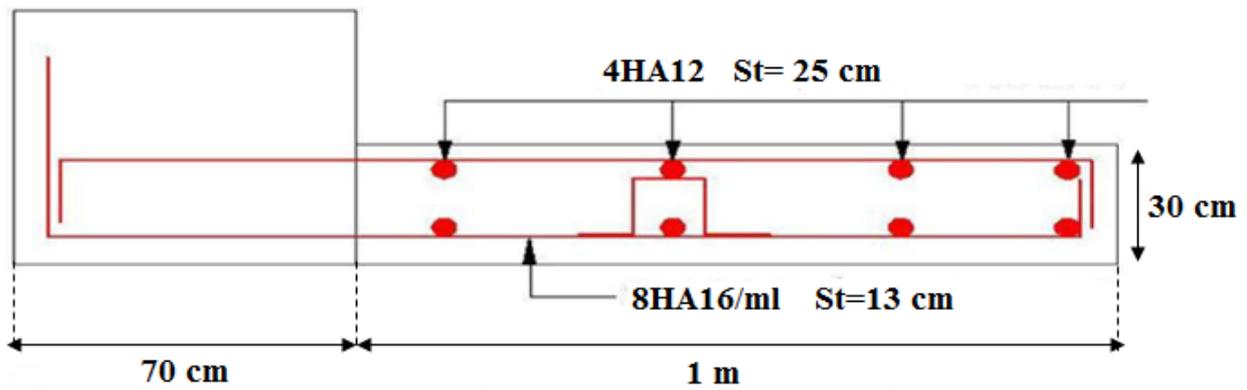


Figure VI.4. Schéma de ferrailage de débord.

6. Etude des nervures :

➤ Définition des charges qui revient sur les nervures :

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

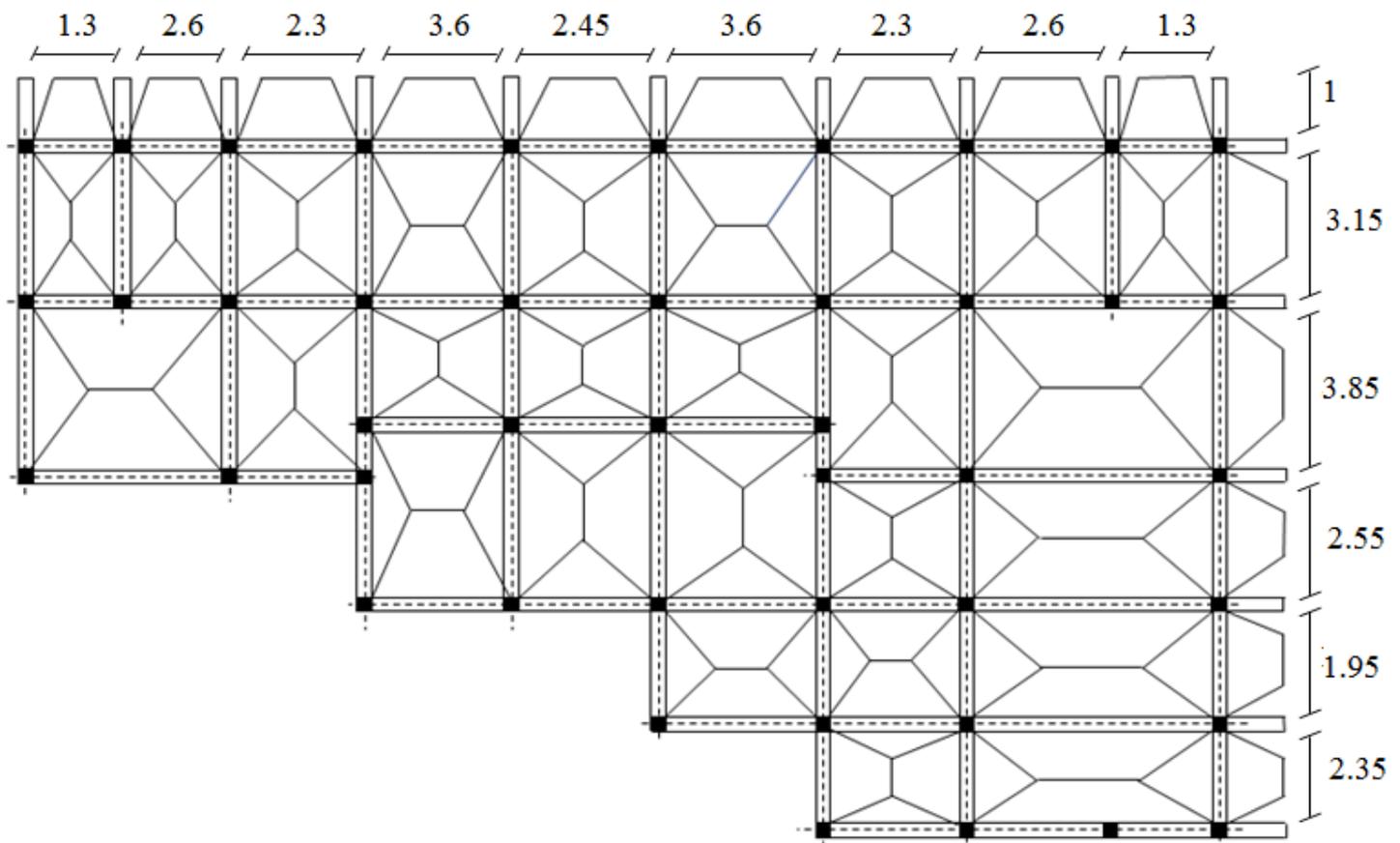


Figure VI.5. Schéma des lignes de rupture de radier.

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

❖ Charges triangulaires :

- Dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\Sigma L_x^2}{\Sigma L_x}$$

- Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.

$$q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$$

$$q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

➤ Charges trapézoïdales :

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xg} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xg} \right]$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

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

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

✓ Calcul des sollicitations :

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

Sens x-x :

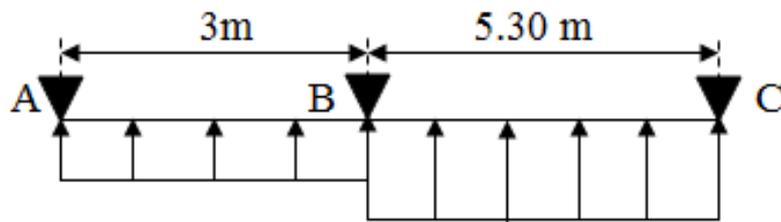


Figure VI.6. Schéma statique de la nervure selon x-x

Travée A-B

$$q_{Mu} = 269.72 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Vu} = 467.52 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = 265.32 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$q_{Mu} = 425.36 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Vu} = 310.3 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = 418.43 \text{ KN/ml}$$

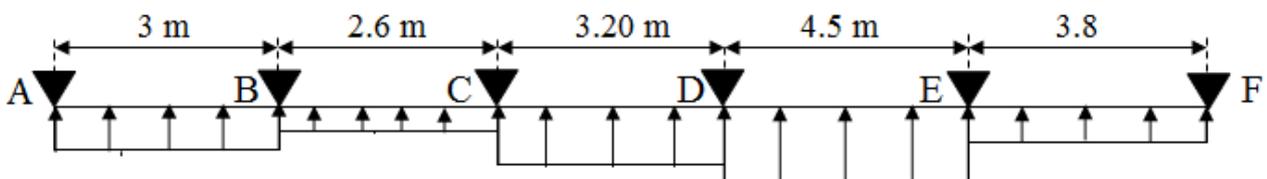
✓ **Sens Y-Y :**

Figure VI.7. Schéma statique de la nervure selon y-y

Travée A-B

$$q_{Mu} = 375.06 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Vu} = 467.52 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = 370.17 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$q_{Mu} = 310.3 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Vu} = 310.3 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = 305.83 \text{ KN/ml}$$

Travée C-D

$$q_{Mu} = 383.165 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Vu} = 422.81 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = 378.07 \text{ KN/ml}$$

Travée D-E

$$q_{Mu} = 412.27 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Vu} = 502.94 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = 406.18 \text{ KN/ml}$$

Travée E-F

$$q_{Mu} = 315.83 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Vu} = 241.87 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = 310.83 \text{ KN/ml}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELU Selon les deux sens

Sens	travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
X-X	A-B	3	269.72	0	-1000.8	0.263	303.43	9.337	738.18	-70.98
	B-C	5.30	425.36	-1000.8	0	3.094	1493.53	1035.045	925.94	-1316.04
Y-Y	A-B	3	375.06	0	-299.19	1.234	421.942	285.607	662.31	-462.87
	B-C	2.6	310.30	-299.19	-233.79	1.381	262.20	-3.268	387.23	-428.54
	C-D	3.20	383.16	-233.79	-490.13	1.391	490.44	136.862	693.17	-532,94
	D-E	4.50	412.27	490.13	-581.32	2.201	1043.55	508.33	947.87	-907.34
	E-F	3.8	315.83	-581.32	0	2.384	570.07	316.462	753.05	-447.09

Tableau VI.8. Sollicitation dans les nervures à l'ELS Selon les deux sens.

Sens	travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)
X-X	A-B	3	265.32	0	-984.52	0.263	298.48	9.18
	B-C	5.30	418.43	-984.52	0	3.094	1469.20	1018.18
Y-Y	A-B	3	370.17	0	-295.22	1.234	416.44	281.91
	B-C	2.6	305.93	-295.22	-230.63	1.381	258.51	-3.405
	C-D	3.20	378.07	-230.63	-483.07	1.391	483.92	135.309
	D-E	4.50	406.18	-483.07	-572.31	2.201	1028.14	500.93
	E-F	3.8	310.68	--572.31	0	2.384	516.77	311.127

➤ **Ferraillage des nervures :**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ **Détermination de la largeur b :**

Sens x-x :

On a :

$$h = 0.8 \text{ m} \quad , \quad h_0 = 0.30\text{m}.$$

$$b_0 = 0.70\text{m} \quad , \quad d = 0.75\text{cm}.$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2} ; \frac{l_y^{min}}{10}\right) \dots \dots (CBA. Art 4.1.3)$$

$$\frac{b - 0.7}{2} \leq \min(2.3 ; 0.195)$$

Donc : $b = 1.10 \text{ m}$

Sens y-y :

On a :

$$\frac{b - 0.7}{2} \leq \min(1.9 ; 0.13)$$

Donc : $b = 1.00 \text{ m}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

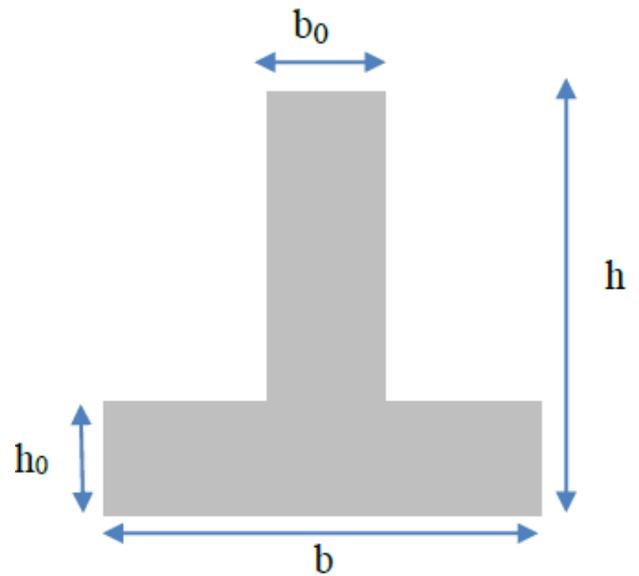


Figure VI.8. Schéma des nervures

Tableau VI.9. Résultats de ferrailage des nervures.

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
Travée	X-X	1035.04	41.14	9.96	42.02	6HA25+4HA20
Appui		-1000.8	40.09		42.02	6HA25+4HA20
Travée	Y-Y	508.33	20.46	9.05	22.37	8HA16+2HA20
Appui		-581.32	23.58		24.63	4HA20+6HA16

➤ **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{l\ min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16 ; 22.85 ; 65)\text{mm}.$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3.14 \text{ cm}^2$ (2 cadre ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales : $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérifications nécessaires :**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$F.N \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0.1 \cdot f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}.$$

$$\text{selon le sens (X)} : \tau_u = \frac{1316.04 \times 10^{-3}}{1.10 \times 0.75} = 1.59 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\text{selon le sens (y)} : \tau_u = \frac{947.87 \times 10^{-3}}{1.10 \times 0.75} = 1.26 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa.}$$

✓ Vérification des contraintes :

Tableau VI.10. Résultats de ferrailage des nervures.								
Localisation		M (KN.m)	Y (cm)	I cm ⁴	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	1018.18	24.86	2345035	10.80 < 15	✓	334.48 > 201.63	N. vérifiée
Appui		-984.52	24.86	2345035	10.43 < 15	✓	345.9 > 201.63	N. vérifiée
Travée	Y-Y	500.93	20.36	1405107	7.25 < 15	✓	308.03 > 201.63	N. vérifiée
Appui		-572.31	21.08	1516315	7.95 < 15	✓	322 > 201.63	N. vérifiée

• **Remarque :**

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

Tableau VI.11. Section d'armateur du nervure à l'ELS							
Localisation		M _s KN.m	β 10 ⁻³		A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de Barre/ml
Tavée	X-X	1018.18	6.74	0.41	73.15	74.16	8HA32+2HA25
Appui		-984.52	6.13	0.39	71.93	74.16	8HA32+2HA25
Tavée	Y-Y	500.93	5.32	0.331	36.06	36.72	7HA20+3HA25
Appui		-572.31	5.48	0.346	41.66	42.02	6HA25+4HA20

• **Remarque :**

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. Un mètre de l₀.

D'après le CBA935 (Art A.7.3), leur section et d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

$$\text{Donc } A_p = 3 \times 0.8 = 2.4 \text{ cm}^2.$$

Soit 2HA14=3.08 cm² par face.

✓ Schéma de ferrailage des nervures :

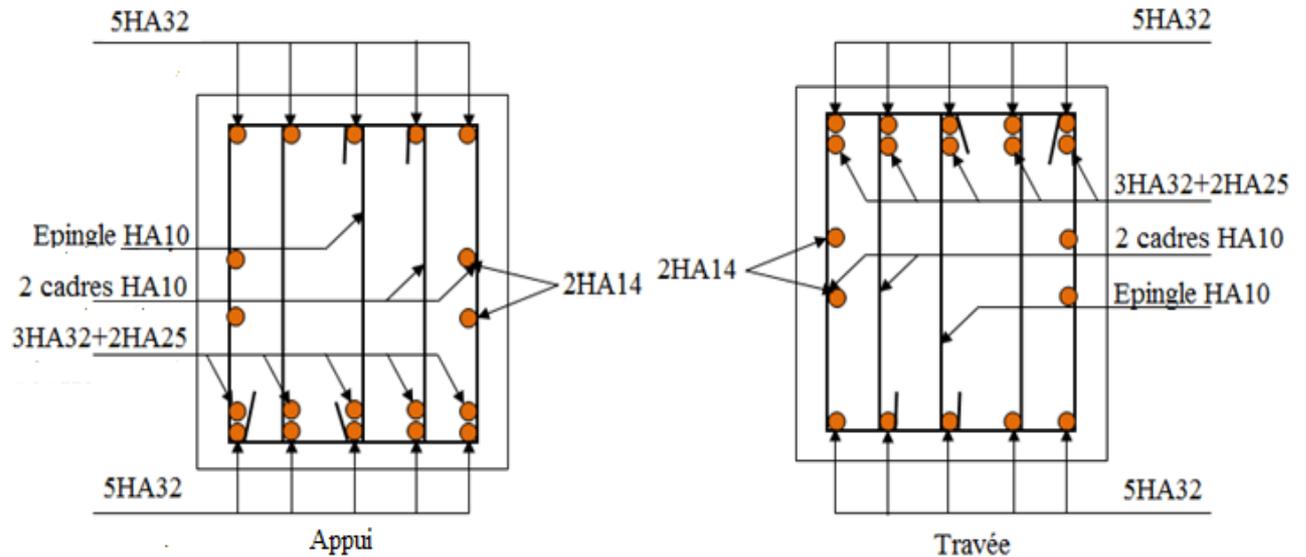


Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

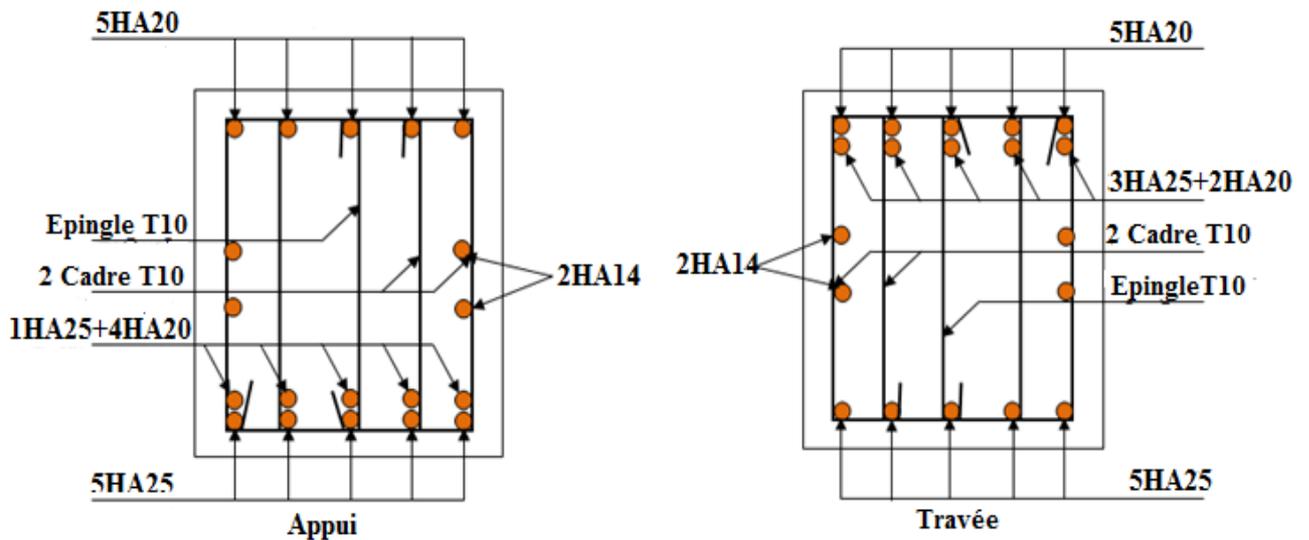


Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

7. Etude de voile Périphérique :

• Introduction :

Selon le RPA99/ version2003, les ossatures au dessus du niveau de base de bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il 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.

7.1 Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h = 3.4\text{m}$
- La longueur $L = 5.3\text{ m}$
- L'épaisseur $e = 20\text{ cm}$

➤ Caractéristique de sol :

- Le poids spécifique $\gamma_h = 22.1\text{ KN/m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 28.96^\circ$
- La cohésion $c = 0.01\text{ KN/m}^2$

➤ Evaluation des charges et sur charges :

Le voile périphérique est soumis à :

a) La poussée des terres :

$$G = h \times \left(\gamma \times t_g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) - 2 \times c \times t_g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3.4 \times \left(22.1 \times t_g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{28.96^\circ}{2} \right) \right) - 2 \times 1 \times t_g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{28.96^\circ}{2} \right)$$

$$G = 24.93\text{ KN/m}^2$$

b) Surcharge accidentelle :

$$q = 10\text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \left[t_g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2c}{\gamma \times h} \times t_g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$$Q = 10 \times \left[t_g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{28.96^\circ}{2} \right) - \frac{2 \times 1}{22.1 \times 3.4} \times t_g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{28.96^\circ}{2} \right) \right]$$

$$Q = 3.31\text{KN/m}^2.$$

7.2 Ferrailage de voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculer comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.

a) A l'ELU

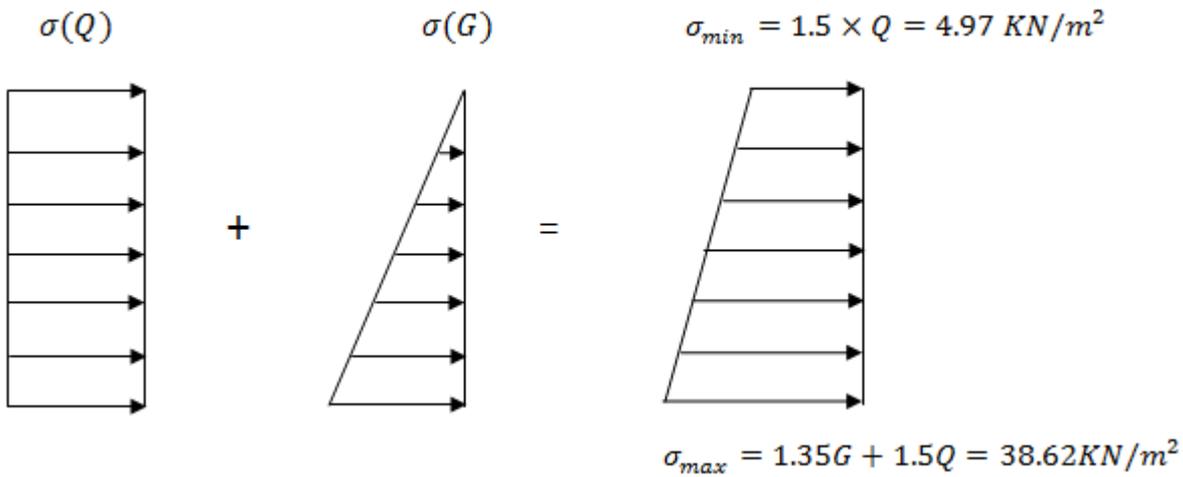


diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 30.21 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} = 30.21 \text{ KN/m}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 3.40 \text{ m} \quad \text{et} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 5.30 \text{ m} \quad \quad \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.64 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle porte dans les deux sens.}$$

Tableau VI.12. Les sollicitations dans le voile périphérique à ELU				
	μ	$M_0 \text{ (KN.m)}$	$M_t \text{ (KN.m)}$	$M_a \text{ (KN.m)}$
Sens x-x	0.9765	27.71	22.70	-10.68
Sens y-y	0.3472	9.27	7.87	-3.71

Le ferrailage fait pour une section de (b*e)

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après sachant que :

$$A_{min} = 0.1 \times b \times h \dots \dots \dots \text{condition exigée par le RPA.}$$

Tableau VI.13. Ferrailage du voile périphérique.								
	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (cm)	$A_{calculé}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	x-x	22.70	0/062	0.080	0.154	4.21	2	5HA12=5.65
	y-y	7.87	0.021	0.027	0.158	1.43	2	5HA10=3.93
Appuis		-10.68	0.029	0.037	0.157	1.95	2	5HA10=3.93

✓ **L'espace :**

$$S_t \leq \min(2 \times h ; 25 \text{ cm})$$

Travées : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Appuis : $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Vérification :**

A l'ELU :

a) La condition de non fragilité :

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0(3 - \rho) \cdot b \cdot e}{2} = 1.88 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 1.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MAa) = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration nuisible.}$$

Avec :

$$V_{ux} = \frac{q \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} = 43.92 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} = 11.59 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{43.92}{1 \times 0.16} \Rightarrow \tau_{ux} = 0.27 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\tau_{uy} = \frac{11.59}{1 \times 0.16} \Rightarrow \tau_{uy} = 0.07 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

A l'ELS :

Tableau VI.14. Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS				
	μ	$M_0 \text{ (KN.m)}$	$M_t \text{ (KN.m)}$	$M_a \text{ (KN.m)}$
Sens x-x	0.0819	20.83	17.71	-8.33
Sens y-y	0.5117	10.66	9.06	-4.26

$$\sigma_{min} = Q = 3.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = Q + G = 28.24 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 22.24 \text{ KN/m}^2$$

✓ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \times \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min \left(2 \times f_e / 3 ; 110 \sqrt{\tau \times f_{c28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau VI. 15. Vérification des contraintes pour le voile périphérique.

		M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _b (MPa)	σ _s (MPa)	observation
Travée	x-x	17.71	4.43	14242.99	5.5	215.85	N. vérifiée
	y-y	9.06	3.79	10603.17	3.24	156.5	Vérifiée
Appuis		-8.33	3.79	10603.17	1.53	143.93	Vérifiée

σ_s > σ̄_s Condition non vérifiée en travée dans le sens x-x

Donc on va redimensionner la section d'acier et on doit augmenter la section des armatures forfaitairement, pour cela on atera :

6HA12/ml= 6.79 cm² en travée dans le sens x-x, ce qui nous à donner une contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = 181.23 \text{ MPa}$$

➤ Schéma de ferrailage de voile périphérique :

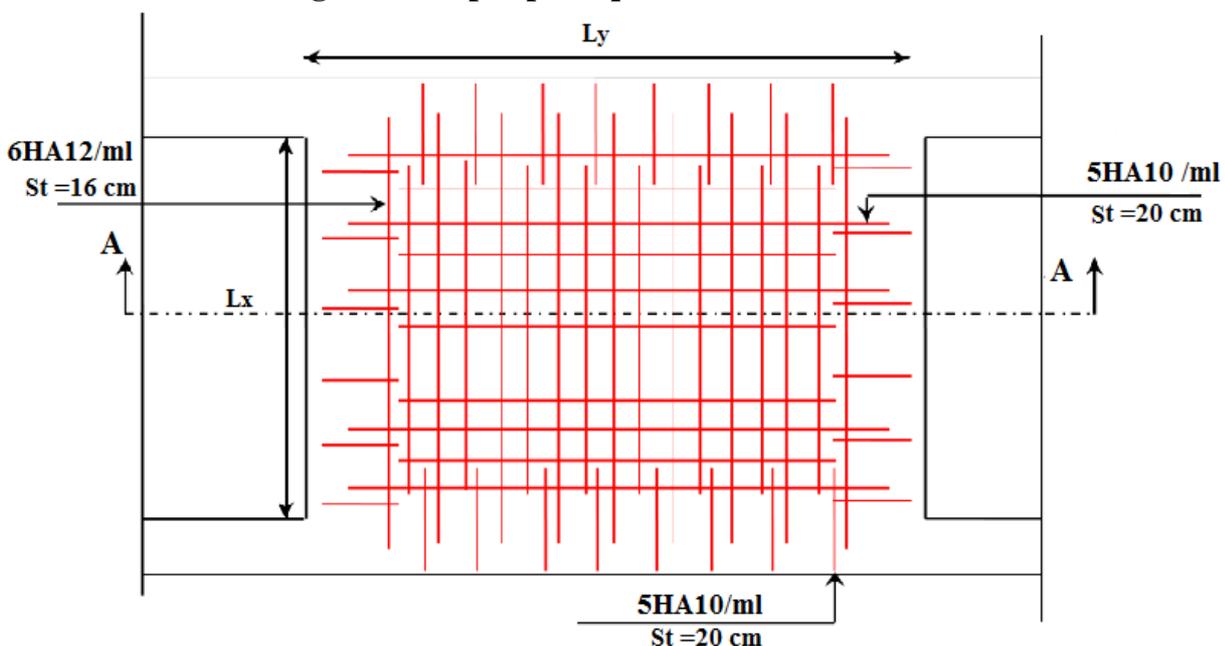


Figure VI.11. Schéma de ferrailage du voile périphérique

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE :

L'analyse tridimensionnelle d'une structure est rendue possible grâce à l'outil informatique et aux logiciels de calcul existants, à savoir le SAP2000 et Robot Millennium...etc. Cependant la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissance de certaines notations de base d'éléments finis et de dynamique de la structure afin de mieux rapprocher la modalisation de la réalité.

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Nous avons été amenés à effectuer une modélisation par un logiciel de calcul des structures. Nous avons opté pour le logiciel SAP2000 (version 14). D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- L'ingénieur chargé de l'étude doit avoir un esprit critique face aux résultats du fait de l'existence des incertitudes propres au calcul.
- La modalisation en tenant compte des éléments secondaires fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
- L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteau soumises à des moments relativement faibles,

ANNEXES

BIBLIOGRAPHIE

PLAN DE LA STRUCTURE

ANNEXE II

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES

ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE III

Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
U/l_y											
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

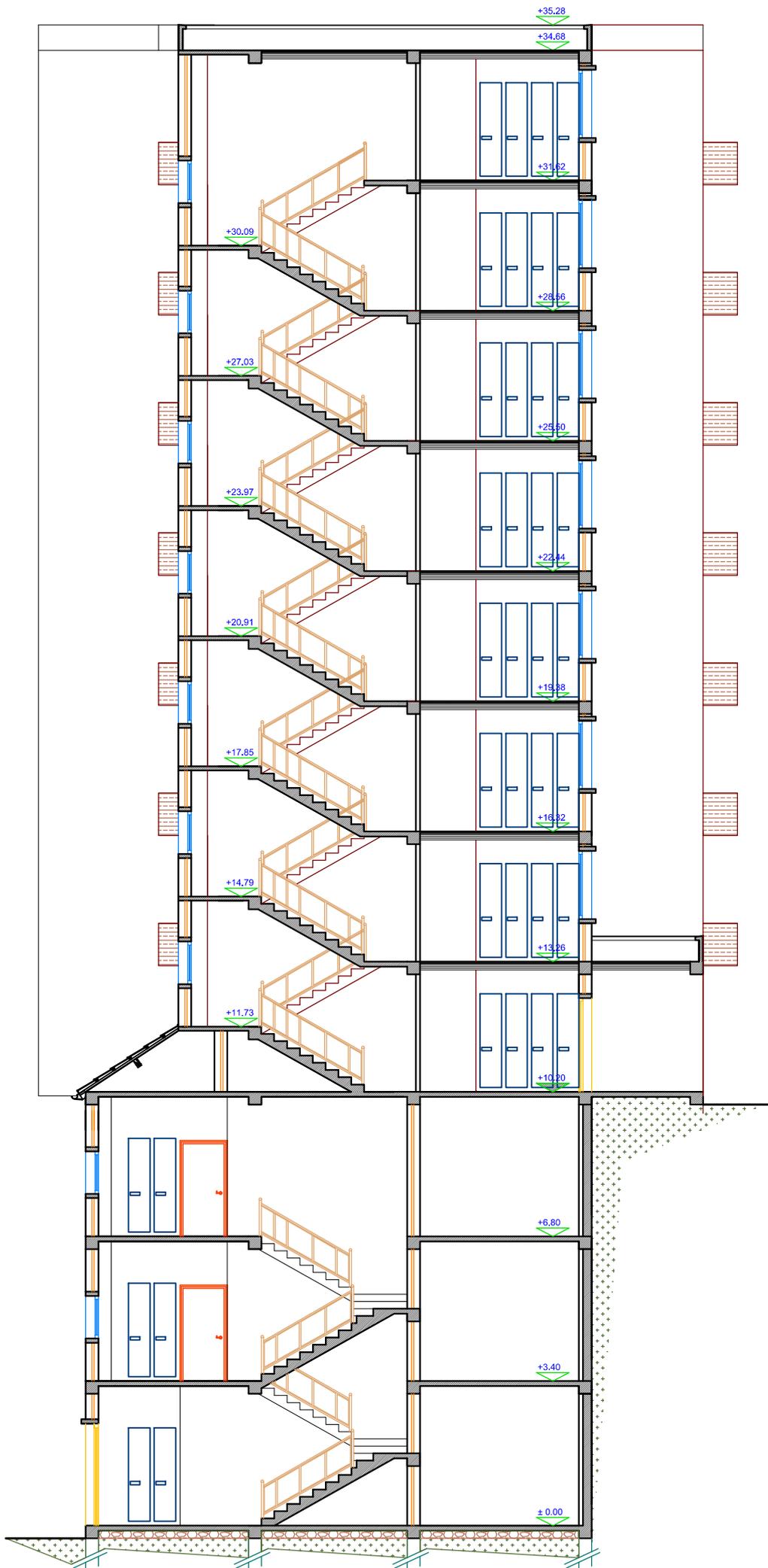
NOTA : pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V

ANNEXES I

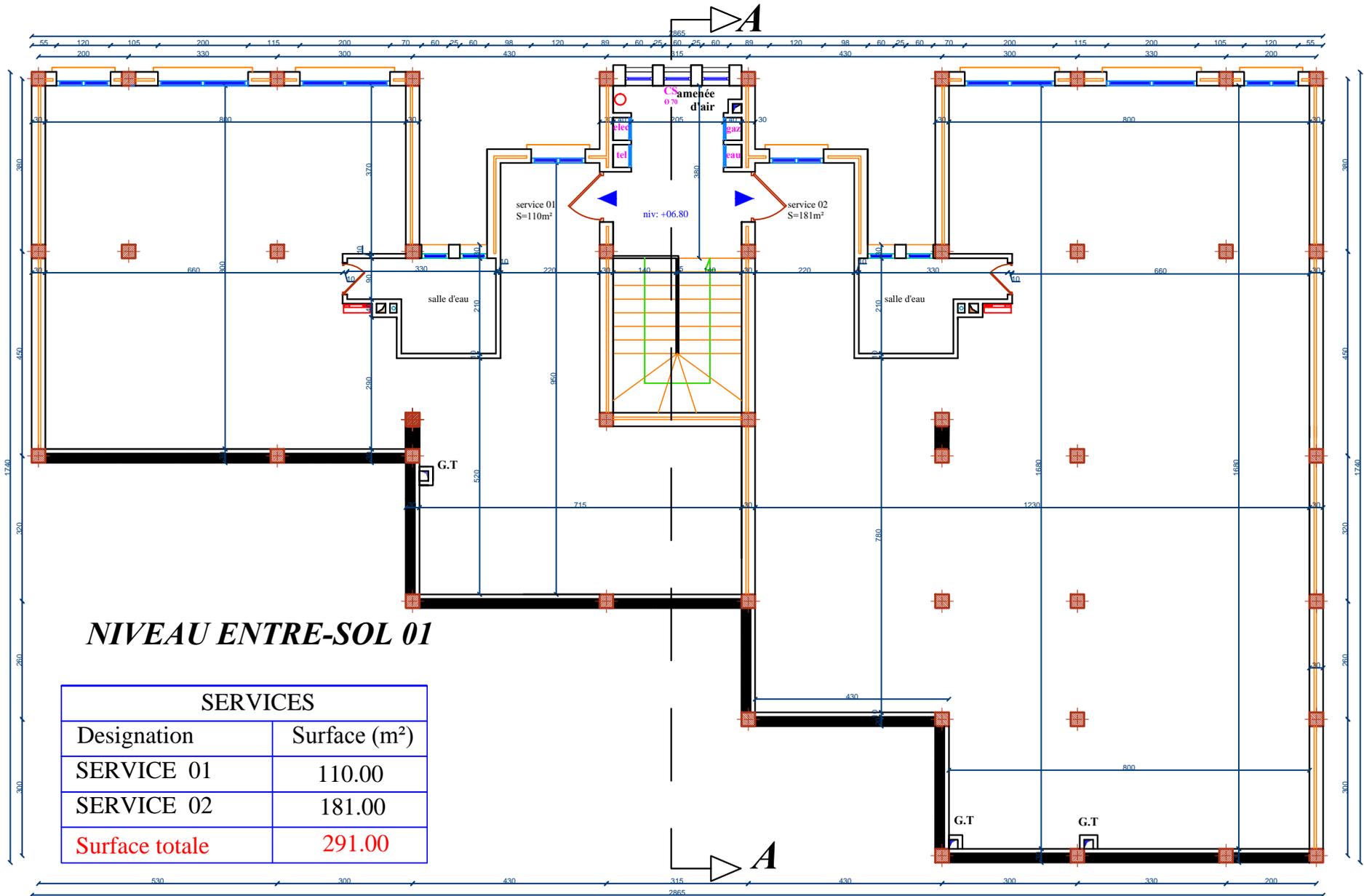
SECTION RÉLLEX D'ARMATURES

Section en cm² de N armateur ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	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	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
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



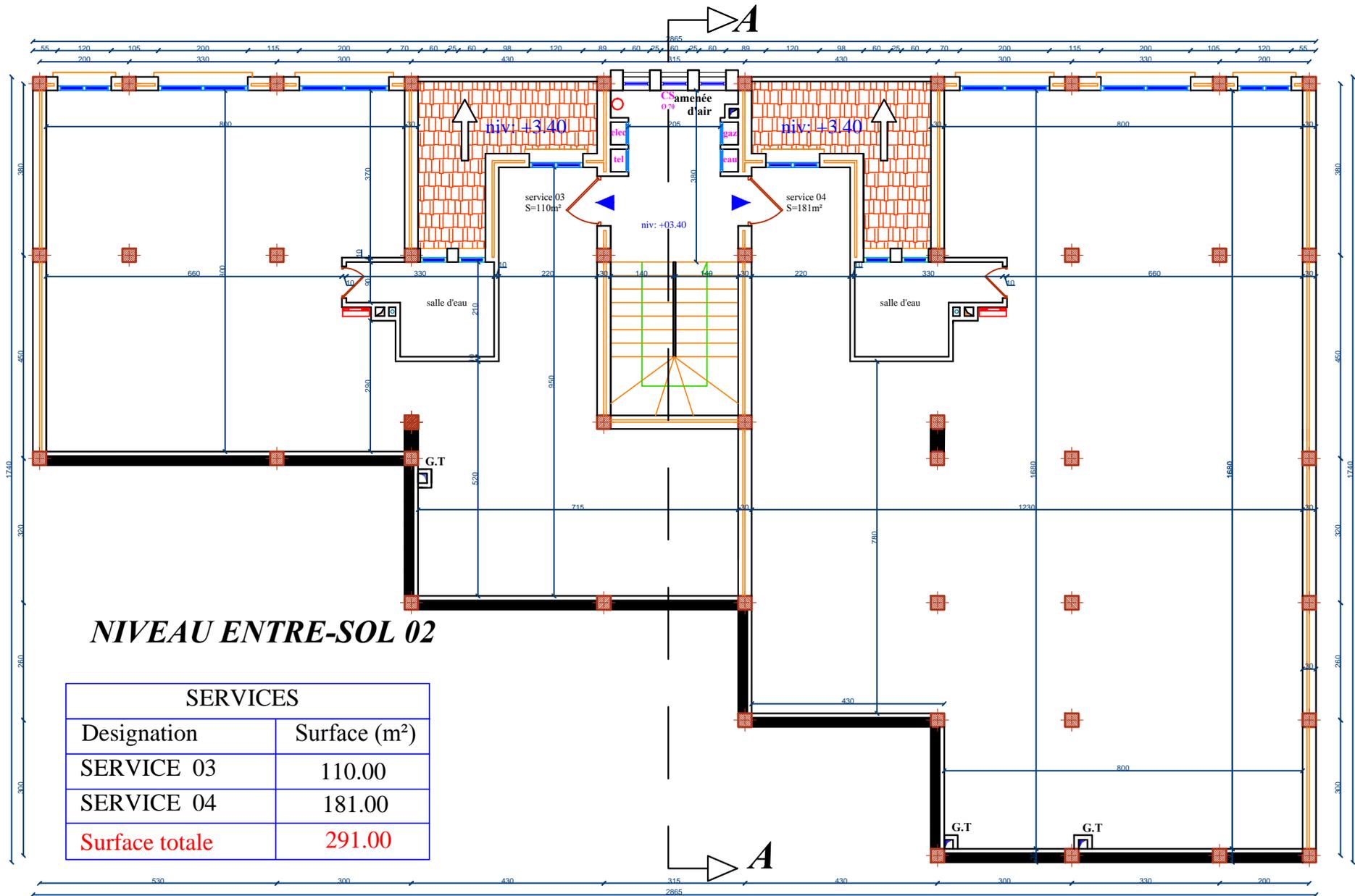
COUPE A-A

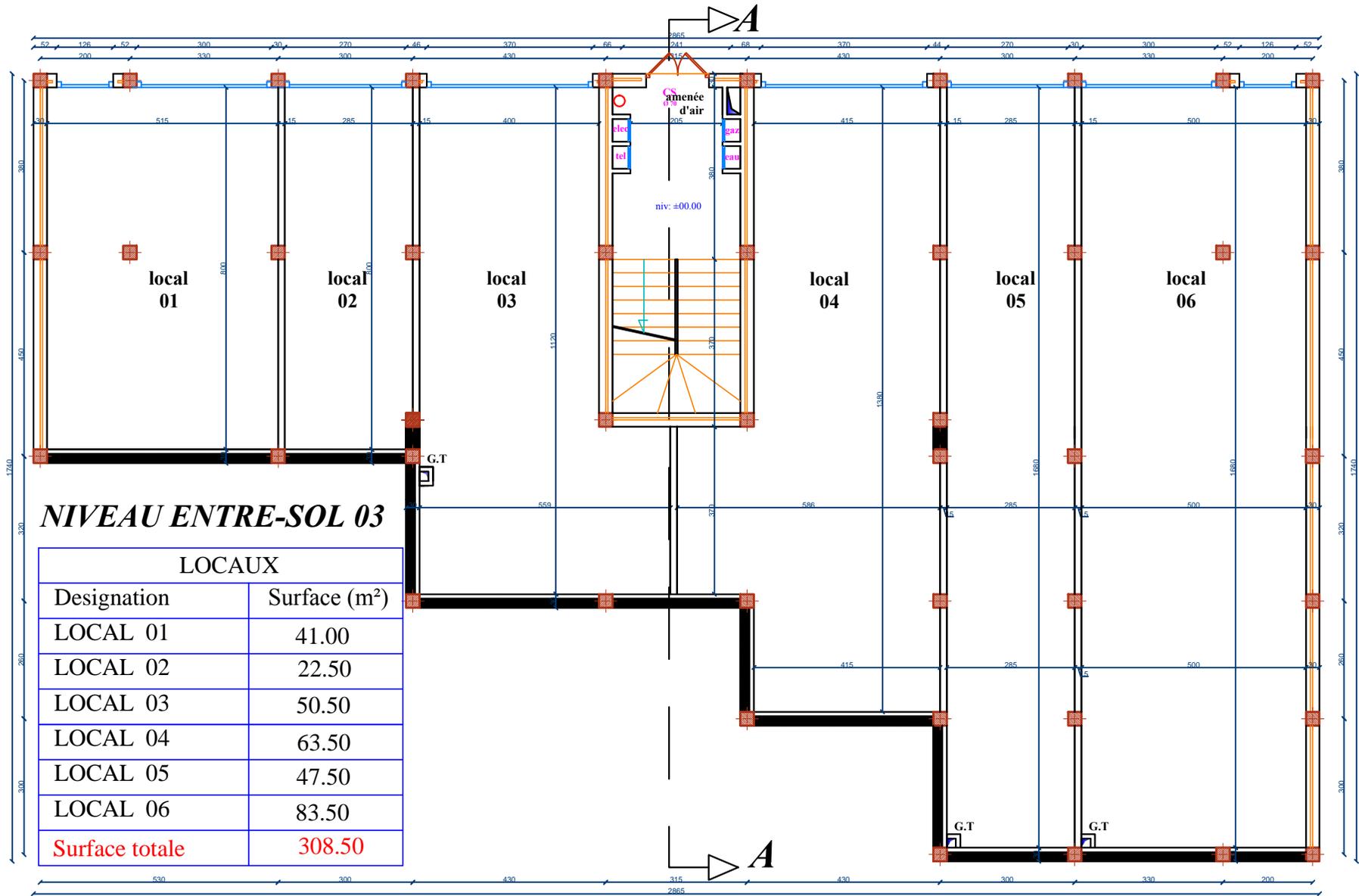


NIVEAU ENTRE-SOL 01

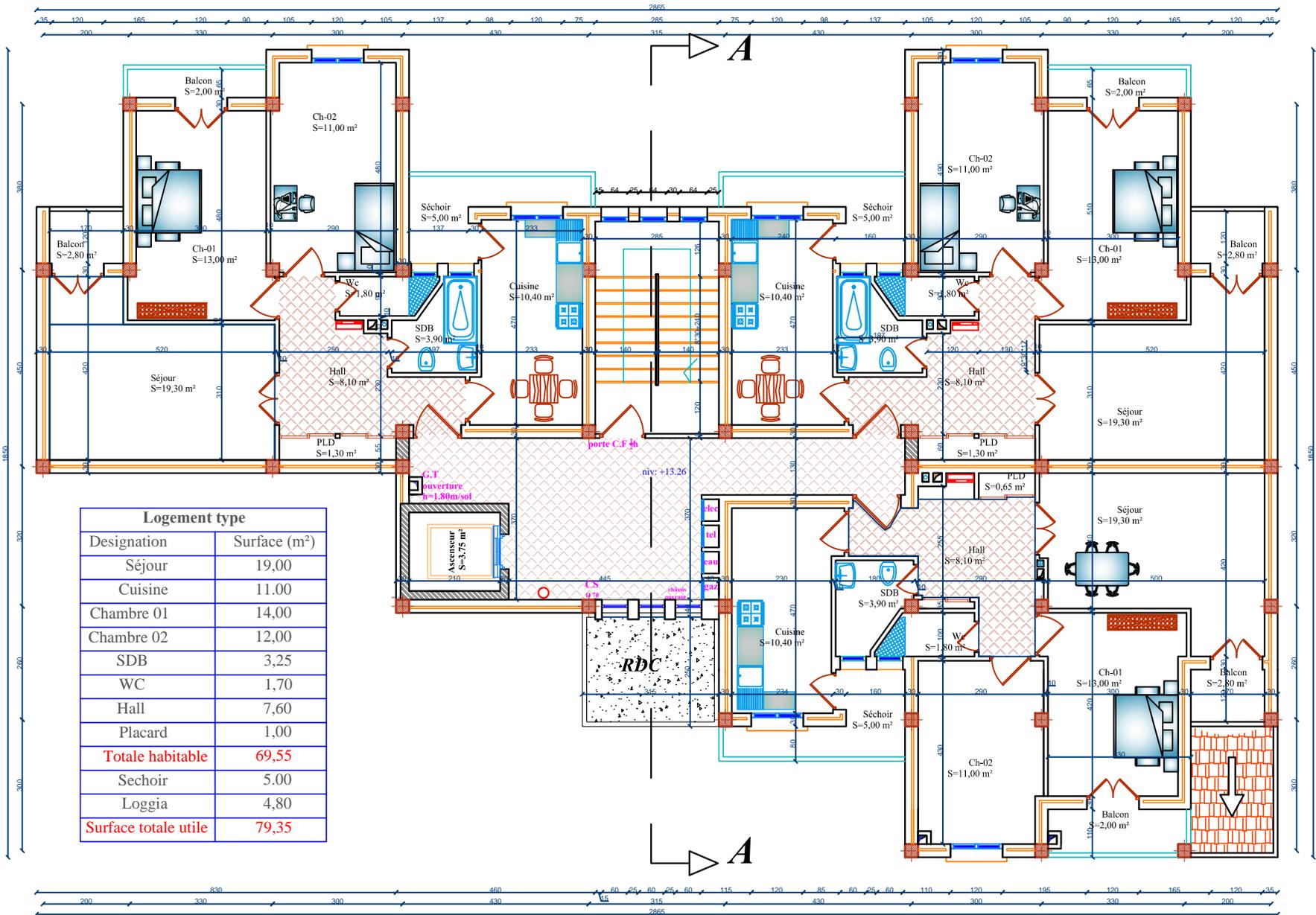
SERVICES	
Designation	Surface (m ²)
SERVICE 01	110.00
SERVICE 02	181.00
Surface totale	291.00

PLAN ENTRE-SOL 01



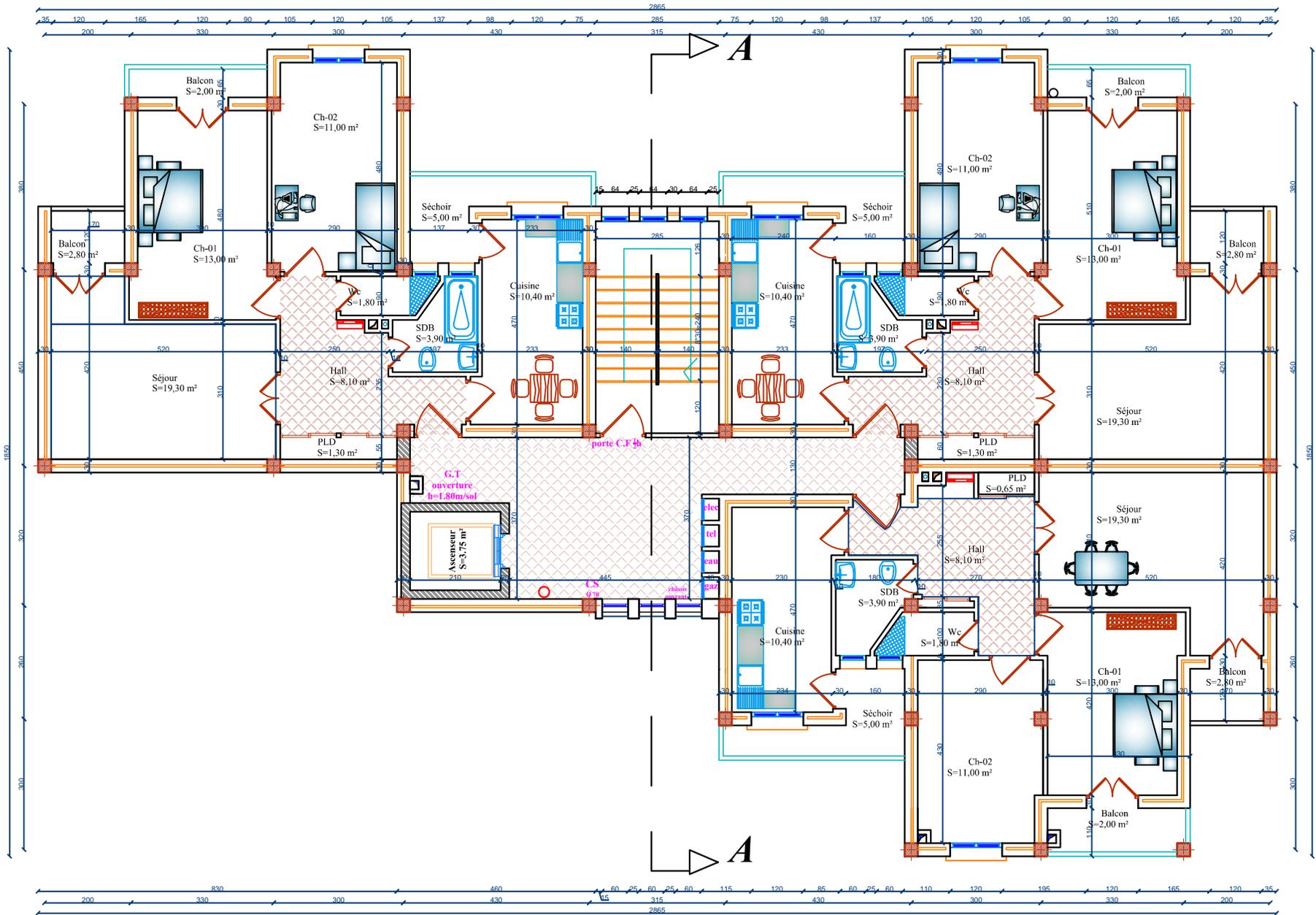


PLAN ENTRE-SOL 03



Logement type	
Designation	Surface (m ²)
Séjour	19,00
Cuisine	11,00
Chambre 01	14,00
Chambre 02	12,00
SDB	3,25
WC	1,70
Hall	7,60
Placard	1,00
Totale habitable	69,55
Sechoir	5,00
Loggia	4,80
Surface totale utile	79,35

PLAN ETAGE 01



PLAN ETAGE COURANT(2,3,4,5,6 et 7 ème étage)

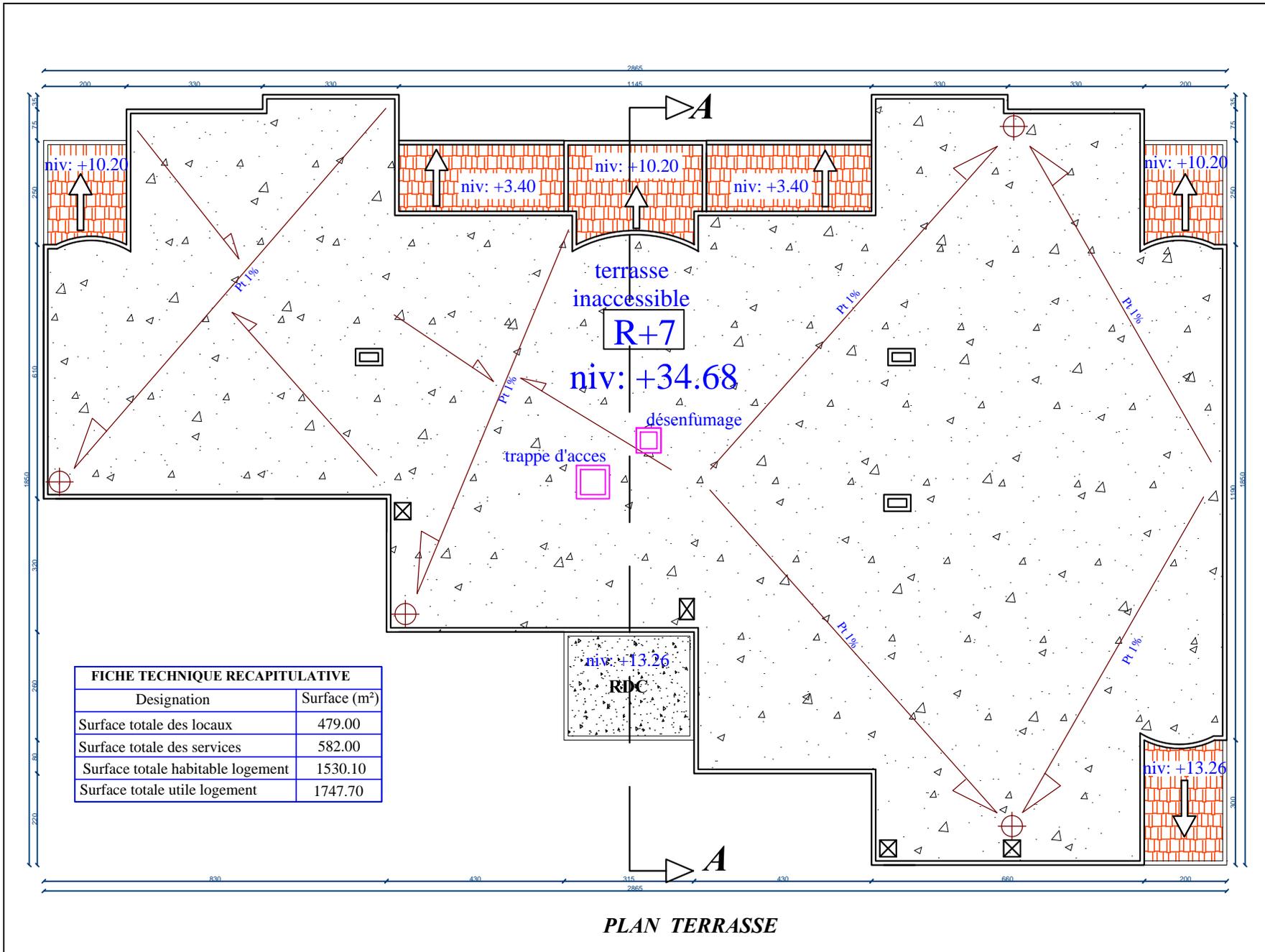


FACADE PRINCIPALE

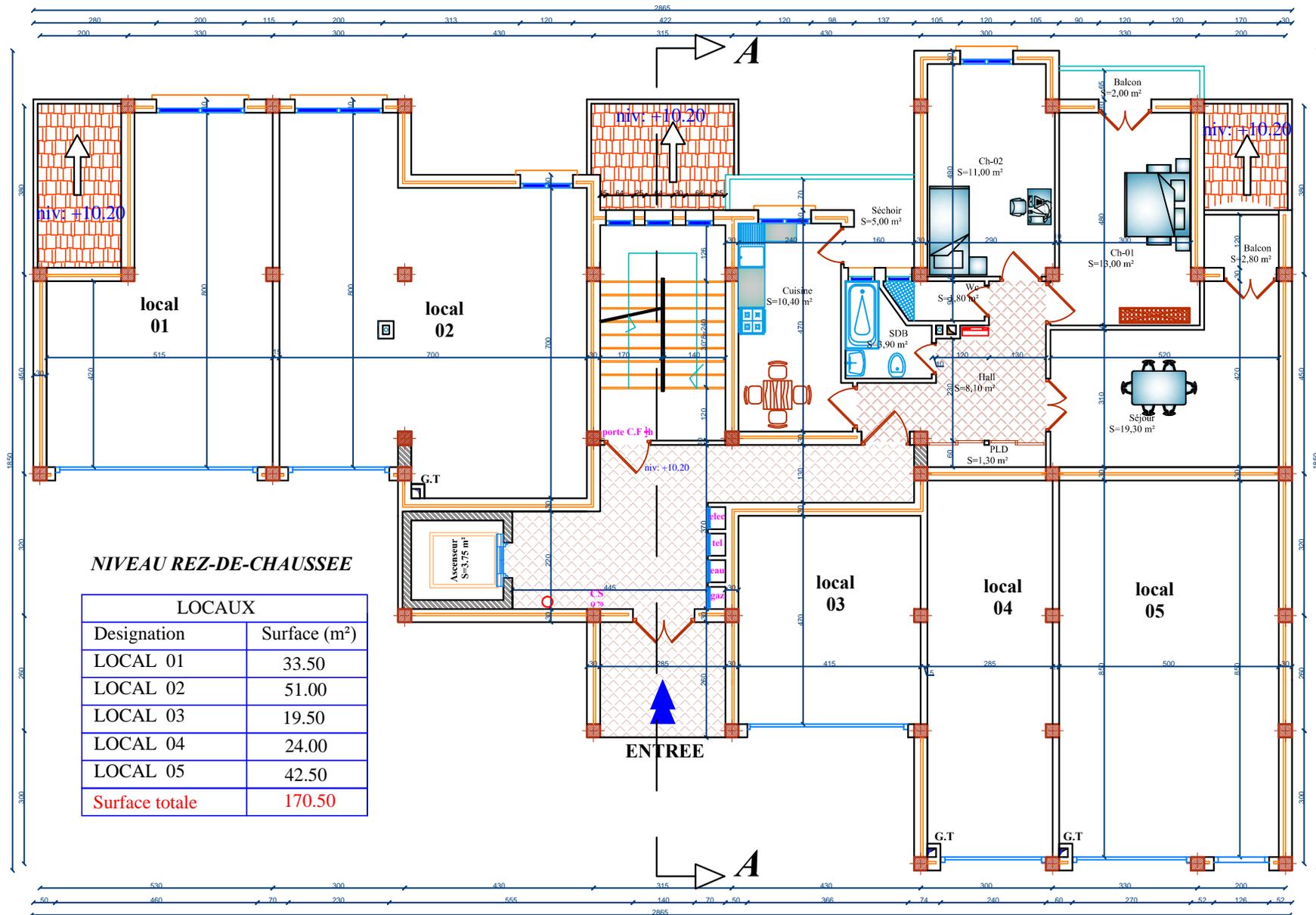
LA BIBLIOGRAPHIE :

- Le CBA93(Code De béton Armé).[1]
- Le RPA 99 révisée 2003 (Règlement Parasismique Algérien).[2]
- Le BAEL91(Béton Armé Aux Etats Limites).[3]
- DTR-BC2.2 (Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges).[4]
- DTR-BC2.331 (Règles De calculs Des Fondations Superficielles).[5]
- Cours de béton armé, 3ème et 1 ère année master de génie civil.[6]
- Anciens mémoires de fin d'étude.[7]

PLAN DE LA STRUCTURE



PLAN TERRASSE



PLAN REZ DE CHAUSSEE