



UNIVERSITE ABDERHMANE MIRA DE BEJAIA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

Département de Génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civile

Option : Structures

Thème :

Etude d'un bâtiment en béton armé (R+10 + entre sol+ sous-sol) contreventé par un système mixte, a usage multiple.

Réalisé par :

BENSIDHOUM Adel

AROUA Mohand Tahar

Encadré par :

M^{me} K.LAOUBI

Membres de jury :

Mr A.OURABAH

Mr A.BOUROUBA

Année universitaire : 2022-2023

Remerciements

A l'issue de ce modeste travail, nous tenons avant tout à remercier Allah tout Puissant de nous avoir donné la force et la volonté de mener à bien cette tâche.

Une pensée particulière à nos familles respectives qui ont su être à nos côtés pour nous encourager et nous soutenir tout le long de notre parcours scolaire puis étudiantin.

*Nos vifs remerciements à **Mme K. Laoubi**, notre encadreuse qui nous a accompagnés et guidés le long des différentes étapes que compte ce travail.*

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude aux membres du Jury qui ont accepté d'évaluer et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Nous n'oublions pas tous les enseignants qui ont contribué à assurer notre formation durant tout notre cycle universitaire.

Nombreux sont ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet et que l'espace ne nous permet pas de citer individuellement.

Dédicace

Les mots manquent parfois pour exprimer ce sentiment de satisfaction face à un travail achevé quoiqu'imparfait.

*On ne peut s'empêcher de penser à nos parents, mon père **Farid**, ma mère **Naima** qui, au prix d'énormes sacrifices, nous ont accompagnés depuis notre naissance, se sont inquiétés de notre avenir, qu'ils trouvent ici le témoignage d'une reconnaissance éternelle et d'un amour indéfectible.*

*A mon unique frère **Aimad**.*

A mes grands-parents qui ont toujours été là pour moi.

A toute ma famille la petite et la grande.

*A notre ingénieur **Mr A.hamma**, qui nous lui présente notre sincère gratitude qui a participé dans la direction de ce mémoire*

*A notre encadreuse **Mme K.Laoubi**, qu'elle trouve ici l'expression de notre gratitude en espérant ne pas trop la décevoir.*

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chers.

*Enfin, je remercie mon ami et binôme **Md-tahar** pour sa présence et son désir de bien faire.*



Bensidhoum Adel

Dédicace

Les mots manquent parfois pour exprimer ce sentiment de satisfaction face à un travail achevé quoiqu'imparfait.

*On ne peut s'empêcher de penser à nos parents, mon père **HAFID**, ma mère **SALIMA** qui, au prix d'énormes sacrifices, nous ont accompagnés depuis notre naissance, se sont inquiétés de notre avenir, qu'ils trouvent ici le témoignage d'une reconnaissance éternelle et d'un amour indéfectible.*

*A mes chères sœurs et frère **hadjer, islam, imane, aymen, malak***

*A notre encadreuse **Mme K.Laoubi**, qu'elle trouve ici l'expression de notre gratitude en espérant ne pas trop la décevoir.*

*A toute ma famille, et tous mes amis en particulier ; **simo, moka, salim, yasmine,***

*Enfin, je remercie mon ami et binôme **adel** pour sa présence et son désir de bien faire.*

AROUA MD-TAHAR

Symboles et Notations

Symboles	Notations
A', A_{ser}	Section d'acier comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
A_t	Section d'un cours d'armature transversale.
A	Coefficient d'accélération de zone.
α	Coefficient de la fibre neutre.
B	Aire d'une section de béton.
B_r	Section réduite.
b	La largeur en générale.
c	Cohésion du sol.
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
E_i	Module de Yong instantané.
E_v	Module de Yong différé.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.
f_{bu}	Contrainte de compression du béton.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
f_{t28}	Résistance à la traction du 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_{pi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitation.
f_{gv}	Flèche différé due aux charges permanentes.
Δf	Flèche totale.
Δf_{adm}	Flèche admissible.
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
h_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier.
h_{cc}	Hauteur du corps creux.
h_{dc}	Hauteur de la dalle de compression.
h_e	Hauteur libre d'étage.
h_r	Hauteur de la dalle du radier.
I	Moment d'inertie.
I'	Moment d'inertie fissuré.
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
L	Portée d'un élément.
L_{max}	Longueur maximal entre deux éléments porteurs.
L_x	Distance entre de deux poutrelles.
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de dispositif des poutrelles.
M	Moment en générale.
M_a	Moment en appui.
M_t	Moment en travée.

SYMBOLES ET NOTATIONS

M_0	Moment isostatique.
N	Effort normal.
n	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton
R	Coefficient de comportement global.
S	Section d'un élément.
St	Espacement des armatures.
$T1, T2$	Périodes caractéristique 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 traction dans l'acier.
γ_w	Pois volumique de l'eau.
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
σ_{adm}	Contrainte admissible.
τ	Coefficient de cisaillement.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
C_T	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
β	Coefficient de pondération.
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé.
φ	Coefficient de fluage
\emptyset	Diamètre d'une armature longitudinale

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Généralités

1. Présentation du projet	Erreur ! Signet non défini.
1.1. Description architecturale de l'ouvrage	Erreur ! Signet non défini.
1.2. Données géotechniques du site	Erreur ! Signet non défini.
2. Hypothèses de calcul aux états limites	Erreur ! Signet non défini.
2.1. Etat limite Ultime « ELU », CBA93 (art A.4.3.2).....	Erreur ! Signet non défini.
2.2. Etat limite de service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).	2
3. Caractéristiques des matériaux utilisés	Erreur ! Signet non défini.
3.1. Béton.....	Erreur ! Signet non défini.
3.2. Acier	3
4. Règlements et normes utilisés	3

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments 4

1. Introduction	4
2. Pré dimensionnement des éléments secondaires	4
2.1. Planchers.....	4
2.1.1. Planchers corps creux.....	4
2.1.2. Dalle pleine	7
2.2. L'acrotère	8
2.3. Escaliers.....	Erreur ! Signet non défini.
2.3.1. Escalier droit à trois volées.....	9
3. Pré dimensionnement des éléments structuraux	12
3.1. Les poutres	Erreur ! Signet non défini.
3.2. Les voiles	Erreur ! Signet non défini.
3.3. Les poteaux	14
4. L'évaluation des charges et surcharges	15
5. Pré dimensionnement des poteaux	Erreur ! Signet non défini.
5.1. La descente de charge	Erreur ! Signet non défini.
5.2. Lois de dégression des charges d'exploitation DTR (B.C 2.2.art.6.3).....	Erreur ! Signet non défini.
6. Vérification à faire	Erreur ! Signet non défini.
6.1. Vérification à la compression simple.....	25
6.2. Le critère de stabilité de forme (vérification au flambement) :	26
6.3. Vérification des conditions du RPA 99/2003.....	28
7. Conclusion	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires	30
1. Introduction	30
2. Calcul des planchers	30
2.1. Plancher à corps creux	30
2.1.1. Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles.....	30
2.1.2. Type de poutrelle	32
2.1.3. Choix de la méthode de calcul des sollicitations	33
2.1.4. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (T2).....	33
2.1.5. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (T1).....	37
2.1.6. Ferrailage des poutrelles	40
2.1.7. Vérifications nécessaires.....	42
2.2. Calcul des dalles pleines	53
2.2.1. Calcul des sollicitations	53
2.2.2. Calcul de ferrailage	54
3. Etude de l'ascenseur	61
4. Etude de la poutre de chaînage	65
4.1. Calcul des sollicitations.....	65
5. Etude de l'acrotère	67
6. Etude des escaliers	72
6.1. Étude de la première volée	72
6.2. Etude de la deuxième et la troisième volée.....	75
6.3. Etude de la poutre brisée	78
CHAPITRE IV : Etude dynamique	83
1. Introduction	83
2. Modélisation	83
3. Choix de la méthode de calcul	83
3.1. Méthode statique équivalente.....	83
3.2. Méthode dynamique qui regroupe	84
4. Présentation de la méthode modale spectrale :	84
4.1. Le spectre de réponse de calcul.....	86
4.2. Résultats obtenus.....	87
4.3. Disposition des voiles de contreventement :.....	87
4.4. Période de vibration et participation massique :	88
5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003	89
5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :	89
5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base	91
5.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveau	92
5.4. Justification vis-à-vis de l'effort ($p-\Delta$).....	93
5.5. Vérification de l'effort normal réduit.....	94
6. Conclusion	94

CHAPITRE V : Etude des Eléments structuraux	96
1. Introduction	96
2. Etude des poteaux	96
3. Etude des poutres	104
4. Etudes des voiles	112

CHAPITRE VI : Infrastructure

1. Introduction :.....	120
2. Combinaisons de calcul :	120
3. Reconnaissance du sol :	120
4. Choix du type de fondation :.....	120
5. Etude de radier	Erreur ! Signet non défini.
5.1. Ferrailage de radier	Erreur ! Signet non défini.
6. Etude des nervures.....	126
6.1. Définition.....	126
6.2. Les sollicitations sur les nervures	127
6.3. Ferrailage des nervure	129
7. Etude du voile périphérique.....	132
7.1. Ferrailage du voile.....	133

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Plan de la structure

LISTE DES FIGURES

Figure	Page
CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments	
Figure II.1. Coupe transversale du plancher à corps	4
Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles entre sol, RDC, étage 01	5
Figure II.3. Plan de disposition des poutrelles etage 02 jusqu'à 10	6
Figure II.4. Coupe transversale d'une poutrelle	6
Figure II.5. Coupe transversal de l'acrotère	8
Figure II.6. Vue en 3D escalier	9
Figure II.7. Vue en plan de la cage d'escaliers	10
Figure II.8. Vue en élévation de la cage d'escaliers	10
Figure II.9. Vue en élévation de la première volée	10
Figure II.10. Vue en élévation de la deuxième et la troisième volée	11
Figure II.11. Coupe du voile en élévation	13
CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires	
Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle T2	33
Figure III.2. Schéma statique de la poutrelle T1	37
Figure III.3. Schéma de Ferrailage des poutrelles	53
Figure III.4. Schéma de Ferrailage de la dalle D1	59
Figure III.5. Schéma de Ferrailage de la dalle D2	60
Figure III.6. Schéma de Ferrailage de la dalle D3	60
Figure III.7. Schéma de Ferrailage de la dalle D4	61
Figure III.8. Schéma statique d'un ascenseur	61
Figure III.9. Schéma de ferrailage De l'ascenseur	54
Figure III.10. Schéma statique de la poutre de chainage	64
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la poutre de chainage	67
Figure III.13. coupe transversale de l'acrotère	67
Figure III.14. coupe transversale de l'acrotère	67
Figure III.15. Schéma de ferrailage de l'acrotère	71
Figure III.17. Schéma statique de la volée 1	71
Figure III.18. Schéma de ferrailage de la volée 1	75
Figure III.19. Schéma statique des volées 2 et 3	75
Figure III.29. Schéma de ferrailage de la volée 2 et 3	77
Figure III.20. Schéma statique de la poutre brisée	78
Figure III.20. Schéma de ferrailage de la poutre palière	82
CHAPITRE IV : Etude dynamique	
Figure IV.1. spectre de réponse	86
Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement	87
Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS V16	87
Figure IV.4. Mode 1 (translation suivant l'axe X-X)	88

LISTE DES FIGURES

Figure IV.5. Mode 2(translation suivant l'axe Y-Y)	89
Figure IV.6. Mode 3(Rotation suivant l'axe Z-Z)	89
CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux	
Figure V.1. Zone nodale	97
Figure V.2. ancrage des armatures transversales	98
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux du E. sol, S. sol, RDC et étage 1	102
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux d'Etages 2, 3,4 et 5	103
Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux d'Etages 6, 7,8 et 9	103
Figure V.6. Schéma de ferrailage des poteaux étage 10	104
Figure V.7. répartition des moments dans les zones nodale	108
Figure V.8. Schéma de ferrailage de la poutre principale E. sol, S. sol, RDC	110
Figure V.9. Schéma de ferrailage de la poutre principale étages 1,2,3	110
Figure V.10. Schéma de ferrailage de la poutre principale étages 4 jusqu'à 10	111
Figure V.11. Schéma de ferrailage de la poutre secondaires E. sol, S. sol, RDC , étage 4 jusqu'à 10	111
Figure V.12. Schéma de ferrailage de la poutre secondaires étages 1,2, 3	112
Figure V.13. Schéma des contraintes	115
Figure V.14. Schéma de ferrailage des voile Vx au S.sol, E.sol, RDC	119
Chapitre VI : infrastructure	
Figure VI.1. semelle filante dans le sens X-X	121
Figure VI.2. Semelle filante dans le sens Y-Y	121
Figure VI.3. Schéma de ferrailage de radier	126
Figure VI.4. .Schéma des lignes de rupture	127
Figure VI.5. Répartition des charges sur les nervures X-X	128
Figure VI.6. Répartition des charges sur les nervures Y-Y	128
Figure VI.7. Section de la nervure à ferrailer	129
Figure VI.8. Schéma de ferrailage des nervures X-X	131
Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures Y-Y	132
Figure VI.10. Poussée des terres sur le voile périphérique	132
Figure VI.11. Schéma de ferrailage du voile périphérique	135

LISTE DES TABLEAUX

Tableaux	Page
CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments	
Tableau II.1. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux	15
Tableau II.2. évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux	15
Tableau II.3. Évaluation des charges revenant aux balcons à corps creux	16
Tableau II.4. Évaluation des charges revenant au plancher courant à dalle pleine	16
Tableau II.5. Évaluation des charges revenant aux plancher terrasse inaccessible en dalle pleine	17
Tableau II.6. Évaluation des charges revenant au séchoir en dalle pleine	17
Tableau II.7. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs	17
Tableau II.8. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier	18
Tableau II.9. Évaluation des charges revenant aux volées	18
Tableau II.10. Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres	19
Tableau II.11. Résultats de la descente de charge de poteau B4	23
Tableau II.12. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux	26
Tableau II.14. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux	27
Tableau II.15. Pré-dimensionnements des éléments	28
CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires	
Tableau III.1. Types de poutrelle	32
Tableau III.2. condition d'application de la méthode forfaitaire ou de Caquot	33
Tableau III. 3.charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions	34
Tableau III. 4. Charges qui reviennent sur le plancher	37
Tableau III. 5. Sollicitation maximales sur la poutrelle de RDC	39
Tableau III. 6. sollicitation maximale pour les poutrelles de étage 01	39
Tableau III.7. sollicitation maximale pour les poutrelles de étage 02 jusqu'à étage 10	39
Tableau III.8. sollicitation maximale pour les poutrelles plancher terrasse inaccessible	39
Tableau III.9. Sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles	40
Tableau III.10. Vérification de la flèche	48

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.11. Calcul de ferrailage a l'ELU dans les différents niveaux	48
Tableau III.12. Vérification a l'ELU	49
Tableau III.13. Vérification des contraintes à ELS	50
Tableau III.14. Vérification de la flèche à l'ELS	50
Tableau III.15. Schéma de ferrailage des poutrelles par niveau	52
Tableau III.16. Les sollicitations maximales dans la dalle pleine	57
Tableau III.17. ferrailage de la dalle pleine à la flexion simple	57
Tableau III.18. Vérification de l'effort tranchant	58
Tableau III.19. Vérification des contraintes à ELS	58
Tableau III.20. Recalculassions des section d'armature	58
Tableau III.21. vérification de la flèche après l'augmentation de la section d'armature	59
Tableau III.22. les armatures de répartitions et les espacements dans les dalles qui travail d'une une seul direction	59
Tableau III.23. ferrailage de la dalle d'ascenseur	63
Tableau III.24. Vérification des contraintes à l'ELS	63
Tableau III.25. Vérification des contraintes à ELS	64
Tableau III.26. Ferrailage de la poutre de chaînage F.S	65
Tableau III.27. Vérification des contraintes à l'ELS	66
Tableau III.29. Les sollicitation de calcul d'acrotère	68
Tableau III.30. Les sollicitations dans l'escalier	72
Tableau III.31. Ferrailages les escaliers (volée 1)	73
Tableau III.32. Vérification des contraintes à l'ELS	73
Tableau III.33. Les sollicitations dans l'escalier	76
Tableau III.34. Ferrailages les escaliers (volée 2 et 3)	76
Tableau III.35. Vérification des contraintes à L'ELS	78
Tableau III.36. Ferrailage de poutre brisée en flexion simple	78
Tableau III.39. Ferrailage de poutre brisée	80
CHAPITRE IV : Etude dynamique	
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités	85
Tableau IV.2. périodes et taux de participation massique de la structure	89
Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales	90
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontale sens X-X	90
Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous	91

LISTE DES TABLEAUX

charges horizontale sens Y-Y	
Tableau IV.6. Vérification des forces sismiques à la base	91
Tableau IV.7. Vérification des forces sismiques à la base après majoration de l'action sismique	91
Tableau IV.8. vérification des déplacements de niveaux sens X-X	92
Tableau IV.9. vérification des déplacements de niveaux sens Y-Y	92
Tableau IV.10. Justification vis-à-vis de l'effet ($p-\Delta$)	93
Tableau IV.12. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	93
Tableau IV.13. Les dimensions définitives des éléments structuraux	94
CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux	
Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux	97
Tableau V.2. sollicitations dans les différents poteaux	98
Tableau V.3. ferraillage longitudinal des poteaux	99
Tableau V.4. Ferraillage transversales des poteaux	99
Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux	100
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton	100
Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement	101
Tableau V.8. ferraillage des poutres principales (30*35) cm ²	105
Tableau V.9. Ferraillage des poutres secondaires (30*30) cm ²	105
Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles	106
Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	107
Tableau V.12. vérification de l'état limite de compression du béton	107
Tableau V.13. Moments résistants dans les poteaux	107
Tableau V.14. Moments résistants dans les poutres principales	108
Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres Secondaires	108
Tableau V.16. Vérification des zones nodales selon le sens principale	109
Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens Secondaires	109
Tableau V.18. Les Sollicitations dans le voile Vx1,vx2,vx3,VX4	114
Tableau V.20. Sollicitations maximales dans les voiles Vx1,Vx2,Vx3,Vx4 (0, 20 × 1, 65)	116
Tableau V.21. Sollicitations maximales dans les voiles Vx1,Vx2,Vx3,Vx4 (0, 15 × 1, 65)	116
Tableau V.22. Sollicitations maximales dans le voile Vy1(0, 25 × 3, 05)	116
Tableau V.23. Sollicitations maximales dans le voile Vy1(0, 20 × 3, 05)	116

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.24. Sollicitations maximales dans les voiles dans le sens VY1(0, 15 × 3, 05)	116
Tableau V.25. Sollicitations maximales dans les voiles dans le sens VY2(0, 25 × 2, 60)	116
Tableau V.26. Sollicitations maximales dans les voiles dans le sens VY1(0, 20 × 2, 60)	116
Tableau V.27. Sollicitations maximales dans les voiles dans le sens VY1(0, 15 × 2, 60)	116
Tableau V.28. Sollicitations et ferrailage voile Vx1,vx2,vx3,VX4	117
Tableau V.29. Sollicitations et ferrailage voile VY1	118
Tableau V.30. Sollicitations et ferrailage voile Vy2	118
CHAPITRE VI : Infrastructure	
Tableau VI.1. Section des armatures de radier	125
Tableau VI.2 . Vérification des contraintes à l'ELS	126
Tableau VI.3. Calcul des armatures à l'ELS	126
Tableau VI.4. Sollicitation de la nervure sens x-x	129
Tableau VI.6. Sollicitation de la nervure sens Y-Y	129
Tableau VI.8. Ferrailage des nervures	130
Tableau VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS	131
Tableau VI.10. Calcul à l'ELS	132
Tableau VI.11. Ferrailage des voiles périphériques	134
Tableau VI.12. Vérification des contraintes à l'ELS	135

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil a évolué au fil des siècles en s'adaptant à des contraintes nouvelles dictées par l'expérience passée mais aussi par les différentes catastrophes qui ont jalonné l'Histoire de l'Humanité tels que les tremblements de terre, les éruptions volcaniques, les inondations...

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement qui est devenue depuis quelques années une préoccupation réelle.

L'Algérie se situant, à l'instar de la Turquie, de l'Italie et de la Grèce, dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle est donc considérée comme étant une région à activité sismique intense.

A chaque séisme important, on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique, ce qui incite les spécialistes à actualiser les législations en vigueur et à les adapter à de nouvelles situations. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés par le tremblement de terre de **Boumerdès**, le 21 Mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui visent à améliorer la résistance et la stabilité de la structure.

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment (R+10+sous-sol et entre sol) à usage multiple (habitation, crèche, commerce, parking) implanté à Bejaïa zone sismique « zone II a », d'où nécessité de l'étude dynamique tout en respectant les exigences RPA vu que la hauteur du bâtiment dépasse 14 mètres, tels que le contreventement est mixte (poteau-voile).

Le présent travail est réparti sur six chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste à faire la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et des matériaux à utiliser ;
- Le deuxième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux;
- Le troisième chapitre est le calcul des éléments secondaires;
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres à la structure (selon le logiciel ETABS 2016)
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux fondé sur les résultats du logiciel ETABS 2016 est abordé dans le cinquième chapitre;
- Le dernier chapitre comporte l'étude de l'infrastructure suivi d'une conclusion générale.

Chapitre 01

Généralités

1. Présentation du projet

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+10+ entre sol+ sous-sol), classé d'après les règles parasismiques algérienne RPA99 /V2003 dans le groupe 2 ayant une importance moyenne, situé à Bejaia classé selon RPA99 en zone sismique « zone II a ».

1.1. Description architectural de l'ouvrage

- ✓ Longueur total : 27,05 m
- ✓ Largeur total : 13,85 m
- ✓ Hauteur total (du sous-sol à l'acrotère) : 42,81 m
- ✓ Hauteur sous-sol : 3,23 m
- ✓ Hauteur entre sol : 2,80 m
- ✓ Hauteur RDC : 5,04 m
- ✓ Hauteur étage 1 : 3,40 m
- ✓ Hauteur étage 2 jusqu'à 10 : 3,06 m

Selon RPA99, toute structure dépasse quatre (04) niveaux (ou quatorze (14) mètres), le contreventement est mixte (poteau-voile).

1.2. données géotechnique du site

- Le terrain réservé pour la réalisation de 200 logements promotionnels à amizour est essentiellement constitué d'argiles marneuses associées à des encroutements calcaires.
- D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S2 (sol ferme), La contrainte admissible du sol est 2,4 bars.
- Les fondations dévoient être ancrées de 6 m de profondeur par rapport a la cote de chemin de wilaya (CW158).

2. Hypothèses de calcul aux états limites

2.1. Etat limite Ultime « ELU », CBA93 (art A.4.3.2).

- les sections droites restant planes après déformation
- Pas de glissement relatif 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‰ en flexion, et à 2‰ dans la cas de la compression simple
- Le diagramme des contraintes de déformation (σ ; ϵ) 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, tendus ou comprimés, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15%.

2.2. Etat limite de service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

- Les trois premières hypothèses citées en (2.1).
- 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.

3. Caractéristiques des matériaux utilisés

3.1. Béton

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \\ E_{vj} = 1/3 \times E_{ij} \end{cases} \begin{cases} E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \\ E_{ij} = 1/3 \times E_{vj} \end{cases}$$

Donc,

- ✓ Résistance à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa

Pour un béton soumis à des contraintes normales d'une
Durée d'application inférieure à 24 heures

- ✓ $F_{t28} = 2,1$ MPa

Pour un béton soumis à des contraintes normales d'une
Longue durée

- ✓ $E_{vj} = 10703,404$ MPa
- ✓ $E_{ij} = 32164,20$ MPa
- ✓ $\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.
- ✓ $\gamma_b = 1,15$ coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentelles.

3.2. Acier

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

- ✓ $F_e E400 = 400$ MPa.
- ✓ $\gamma_s = 1,15$ (situation courantes).
- ✓ $\gamma_s = 1,00$ (situation accidentel).

4. Règlements et normes utilisés sont :

- ✓ Règles parasismiques algériennes/ RPA99 version 2003.
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93

- ✓ DTR B.C.2.2 charges permanentes et charge d'exploitation.
- ✓ Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91/version 99.
- ✓ DTR BC2.33.2 calcul des fondations superficiel.

Chapitre 02

Pré dimensionnement et calcul

Des éléments secondaires

1. Introduction

En respectant les recommandations du CBA93 et du RPA 99 version 2003, On pré dimensionne tons les éléments secondaire et structurales du projet pour qu'elle reprenne les efforts dus aux différentes sollicitations.

2. Pré dimensionnement des Eléments secondaires

2.1. Planchers

Le plancher est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers :

- plancher à corps creux
- dalle pleine

2.1.1. Planchers corps creux

Un plancher à corps est composé de :

- Poutrelles en béton armé coulé sur place
- Corps creux
- Dalle de compression en béton armé

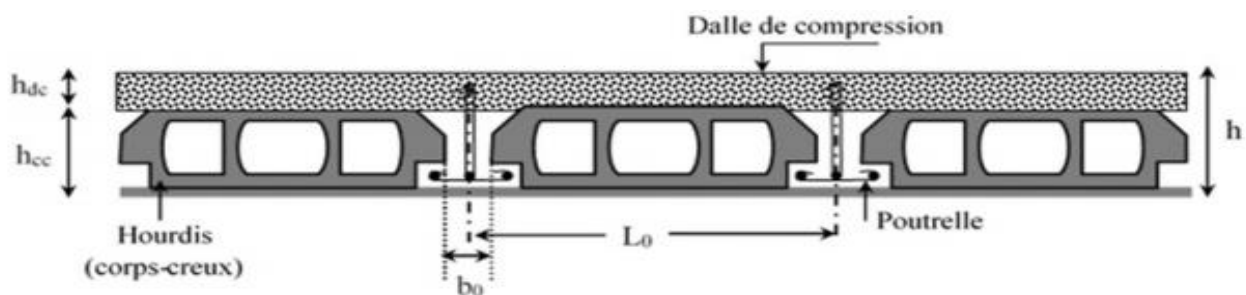


Figure II.1 : Coupe transversale du plancher à corps

Avec :

h_{cc} : hauteur du corps creux

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

b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.

L_0 : Distance entre axe des poutrelles.

Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de la flèche donnée par :

$$\text{CBA93 (Art B.6.8.4.2.4): } h \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

L_{max} : Distance maximale entre nus d'appuis des poutrelles selon le sens de la disposition.

$$L_{max} = 540 - 30 = 510 \text{ cm} \Rightarrow h = \frac{510}{22,5} \Rightarrow h \geq 22,67 \text{ cm.}$$

On prend $h = 24 \text{ cm}$ soit un plancher (20+4) cm

Tel que :

- h : est la hauteur totale de plancher.

➤ **Disposition des poutrelles**

Pour la disposition des poutrelles il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition qui sont :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
 - **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.
- La disposition des poutrelles retenue dans notre projet comme suit :

- **Dispositions des poutrelles en entre sol et RDC, étage 01 :**

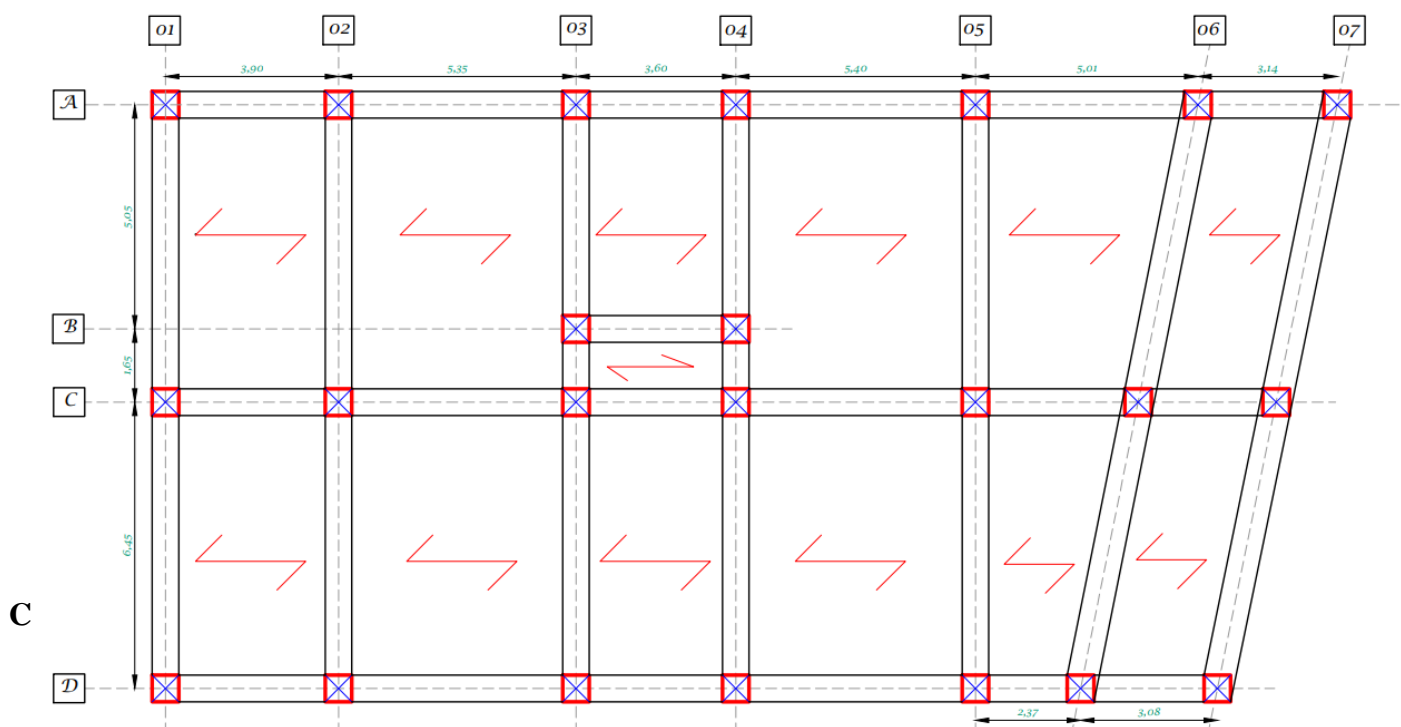


Figure II.2 : Plan de disposition des poutrelles entre sol et RDC, étage 01.

- Dispositions des poutrelles étages 02 jusqu'à étage 10 :

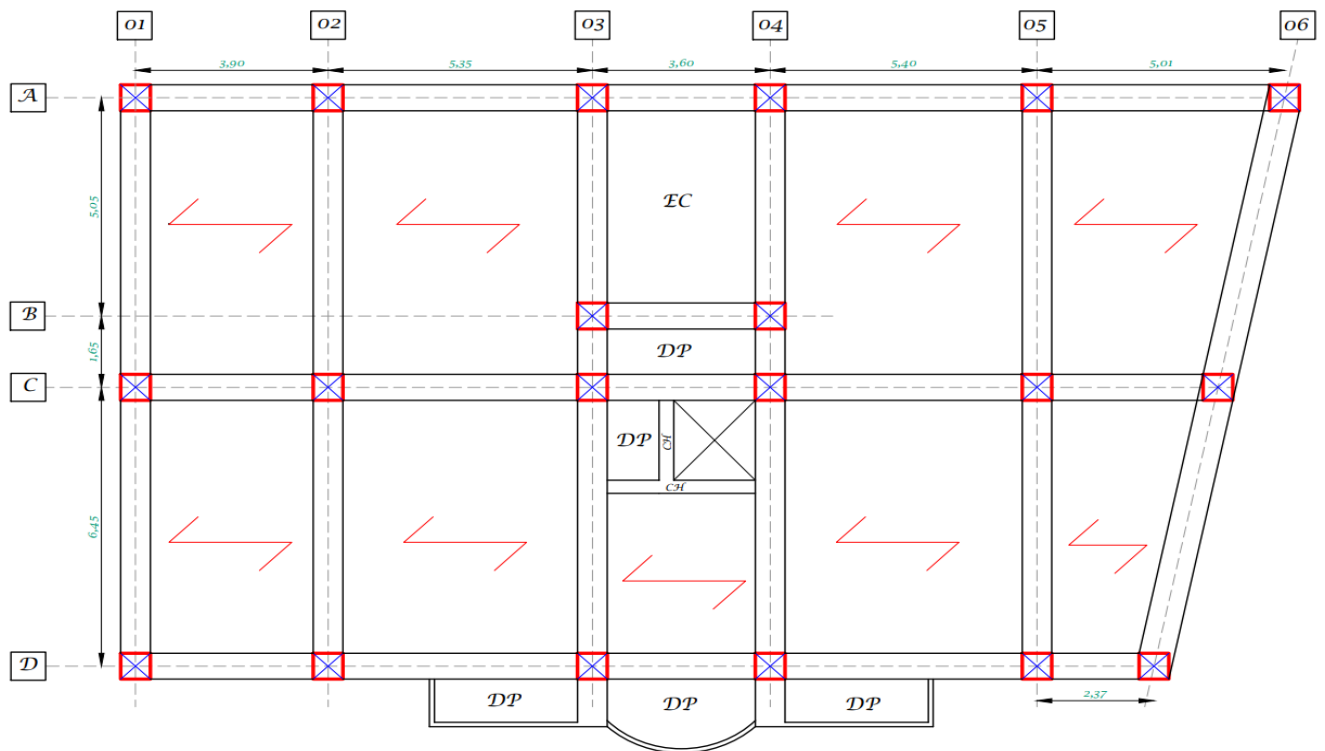


Figure II.3 : Plan de disposition des poutrelles étages 02 jusqu'à étage 10.

➤ Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression)

h : hauteur totale de la poutrelle (hauteur de plancher)

h₀ : hauteur de la dalle de compression

b₀ : largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : largeur efficace

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \dots \dots \dots (\text{CBA93.Art4.1.3})$$

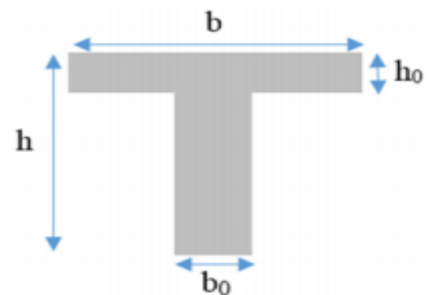


Figure II.4 coupe transversale d'une poutrelle

Avec :

L_x : distance entre nus de deux poutrelles successives.

L_y : longueur minimale d'une travée dans le sens de la disposition des poutrelles entre nus d'appuis.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

H = 24cm ; h₀ = 4 cm ; b₀ = 10 cm

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

$$L_y = 360 - 30 = 330 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \frac{b-10}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{55}{2}; \frac{330}{10} \right) \Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \text{Min} (27.5 \text{ cm}; 33 \text{ cm})$$

$$b = 2 * 27,5 + b_0$$

$$b = 2 * 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Ce qui donne $b = 65 \text{ cm}$

2.2. Dalle pleine

Une dalle pleine est un élément porteur horizontal en béton armé d'une épaisseur mince à contour divers (plusieurs formes géométriques peuvent-être adaptées) dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles), on a 2 type de dalle :

- Dalle sur un seul appui
- Dalle sur trois appuis

➤ Pré dimensionnement des dalles pleines

On désigne par :

L_x : la plus petite portée.

;

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

L_y : la plus grande.

;

e : épaisseur de la dalle pleine

➤ Résistance à la flexion

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

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow$ Pour une dalle hyperstatique (3 appuis et 4 appuis) et $\rho < 0,4$

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow$ pour une dalle hyperstatique (3 appuis et 4 appuis) et $\rho \geq 0,4$.

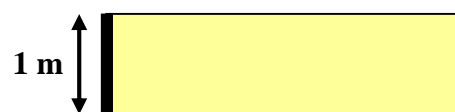
➤ Critère de résistance de feu (coupe-feu)

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

➤ Types de dalles pleines

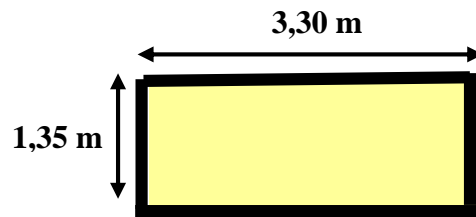
❖ Dalle (D1) sur un seul appui :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{1}{20} = 5 \text{ cm} \\ e = 5 \text{ cm} \end{array} \right.$$



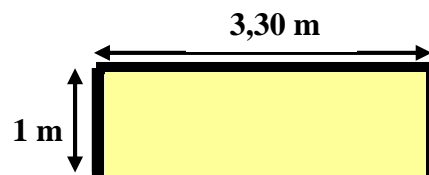
❖ Dalle (D2) sur quatre appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{1,35}{3,30} = 0,41 > 0,4 \\ \frac{1,35}{45} \leq e \leq \frac{1,35}{40} \\ e = 3 \text{ cm} \end{array} \right.$$



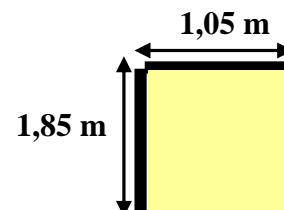
❖ Dalle (D3) sur trois appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{1}{3,30} = 0,30 < 0,4 \\ \frac{1}{35} \leq e \leq \frac{1}{30} \\ e = 3 \text{ cm} \end{array} \right.$$



❖ Dalle (D4) sur deux appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{1,05}{1,85} = 0,57 > 0,4 \\ e \geq \frac{1,05}{20} \\ e = 5,25 \text{ cm} \end{array} \right.$$



Donc on opte pour l'ensemble de dalles pleines l'épaisseur **e= 12 cm**.

2.3. L'acrotère

Le rôle de l'acrotère est d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles. Elle soumit à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_{get} une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

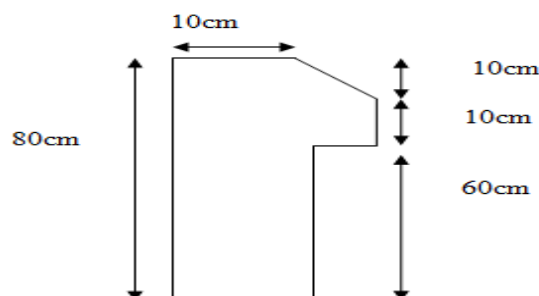


Figure II.5. Coupe transversal de l'acrotère

Soit :

S : la section de l'acrotère

$$S = (80 * 10) + (10 * 10) + \frac{10 * 10}{2} = 950 \text{ cm}^2$$

2.4. Les escaliers

L'escalier est une construction en béton armé constituée d'une suite régulière de marches et des contre marches reposant sur une pailasse, permettant le passage d'un étage à un autre les différents éléments de l'escalier sont nommés comme suit :

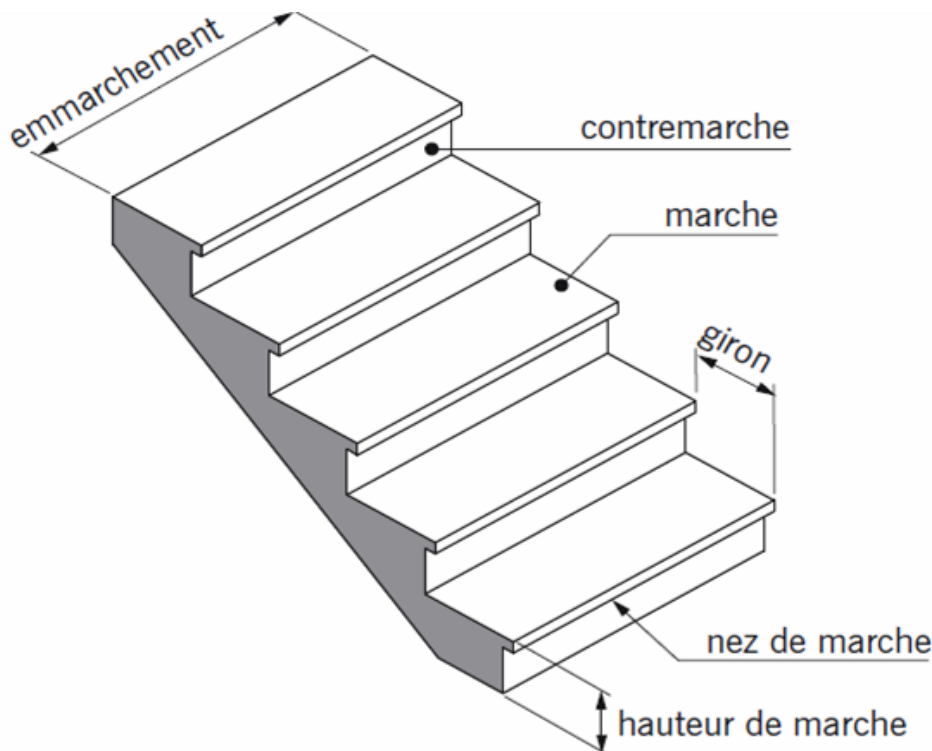


Figure II.6. Vue en 3D escalier

2.4.1. Escalier droit à trois volées :

On doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL.

La formule Blondel vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron qui est donnée par : $60\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm}$ (1), est utilisé Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches pour avoir un escalier confortable.

Soit (n) le nombre de contre marches et $(n-1)$ le nombre de marches

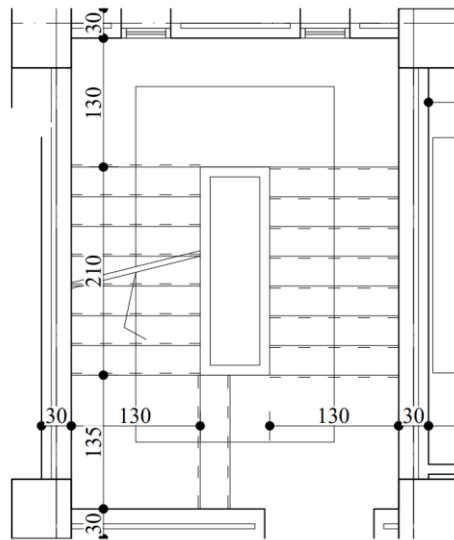


Figure II.7. Vue en plan de la cage d'escalier

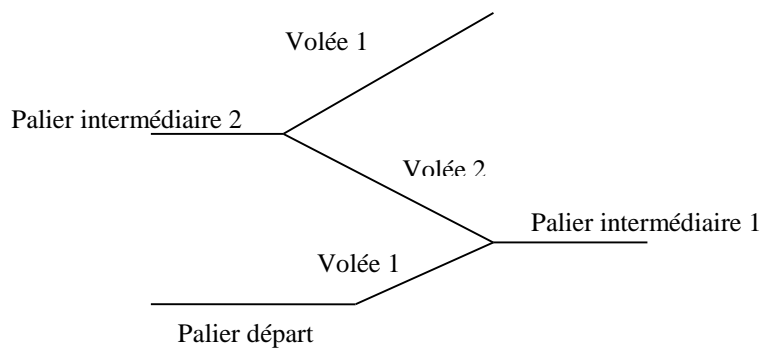


Figure II.8. : Vue en élévation de la cage d'escalier

• Pour la première volée :

- H : la hauteur de la volée.
- L : longueur totale en appui inclinée.
- L₀ : La longueur projetée de la volée.
- L_{p1} : La longueur de palier départ.
- L_{p2} : La longueur de palier d'arrivée.

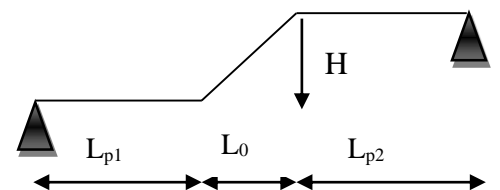


Figure II.9. : Vue en élévation de la première volée

Tels que : L_{p1} = 1,35 m , L₀ = 60 m , L_{p2} = 1,35 m

$$N = \frac{H}{h} = 2$$

$$H = 34 \text{ cm}$$

$$h = 0,17 \text{ m}$$

$$g = 0,3 \text{ m}$$

➤ **l'inclinaison de la paille**

$$\alpha = \text{tg}^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \text{tg}^{-1}\left(\frac{34}{60}\right) = 29,53^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = 0,870$$

➤ **la longueur de la paille**

$$L_V = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{0,60^2 + 0,34^2} = 0,70$$

$$L = L_{P1} + L_V + L_{P2} = 1,35 + 0,70 + 1,35 = 3,40 \text{ m}$$

➤ **Epaisseur de la paille**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \frac{340}{30} = 11,33 \text{ cm} \leq e \leq \frac{340}{20} = 17 \text{ cm}$$

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

• **Pour la deuxième et la troisième volée :**

Volée 2 et volée 3 sont identique donc on fait les calculs juste pour un seul volée.

$$N = \frac{H}{h} = 8$$

$$N-1 = 7$$

$$H = 1,36 \text{ m}$$

$$h = 0,17 \text{ m}$$

$$g = 0,30 \text{ m}$$

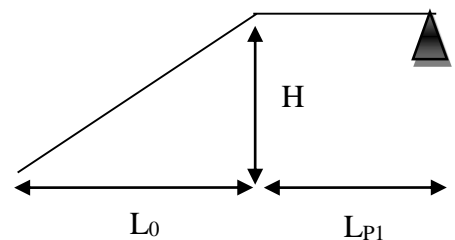


Figure II.10. : Vue en élévation de la deuxième volée et la première volée

➤ **l'inclinaison de la paille**

$$\alpha = \text{tg}^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \text{tg}^{-1}\left(\frac{1,36}{2,10}\right) = 32,92^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = 0,839$$

➤ **la longueur de la paille**

$$L_V = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{2,10^2 + 1,36^2} = 2,50 \text{ m}$$

$$L = L_{P1} + L_V = 1,3 + 2,50 = 3,80 \text{ m}$$

➤ **Epaisseur de la paille**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \implies \frac{380}{30} = 12,66 \text{ cm} \leq e \leq \frac{380}{20} = 19 \text{ cm}$$

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

• **Dimension de la poutre brisée :**

$$L = 5,45 - 0,30 = 5,15 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (\text{BAEL 91/99}).$$

$$\frac{515}{15} \leq h \leq \frac{515}{10} \Rightarrow 34,33 \text{ cm} \leq h \leq 51,5 \text{ cm}$$

On prend $h=40 \text{ cm}$ et $b = 35 \text{ cm}$

- **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.5.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,16 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

3. Pré dimensionnement des Eléments structuraux

3.1. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne droit à section rectangulaire, on distingue deux types (poutres principales et poutres secondaires).

- Selon la condition de la flèche on a :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} (\text{BAEL 91/99}).$$

Avec

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

➤ **Les poutres principales(PP)**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Avec :

$$L_{max} = 6,70 - 0,3 = 6,40 \text{ m}$$

$$\frac{640}{15} \leq h \leq \frac{640}{10} \Rightarrow 42,66 \text{ cm} \leq h \leq 64 \text{ cm}$$

On prend $h=45 \text{ cm}$ et $b = 35 \text{ cm}$

- **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.5.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,28 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ **Les Poutres secondaires(PS)**

Elles sont disposées parallèles aux poutrelles

Avec :

$$L_{max} = 540 - 30 = 510 \text{ cm}$$

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm}$$

On prend $h=35$ cm et $b = 30$ cm

Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,16 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ **Poutre de chaînage**

D’après le **RPA 99(Art 9.3.3)**, la dimension minimale (la largeur (b)) de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2 sur 3 de l’épaisseur de l’élément supporté.

$$b \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 24\text{cm} ; 15 \text{ cm}\right) \longrightarrow b \geq 16 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA 99(Art 9.3.3)},$$

❖ **Condition de la fleche**

$$L = 3,60 - 0,30 = 3,30 \text{ m}$$

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \longrightarrow \frac{330}{15} = 22 \leq h \leq \frac{330}{10} = 33$$

On prend $h = 30$ cm , $b = 25$ cm

Vérification des exigences de RPA 99 (Article 7.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,2 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

3.2. Les voiles :

- Les voiles sont des éléments continus assurant, d’une part le transfert des charges verticales et d’autre part la stabilité sous l’action des charges horizontales.
- Le dimensionnement d’un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003(**Article 7.7.1**)

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

Avec :

- h_e : hauteur libre du voile (hauteur d’étage – épaisseur de la dalle)
- e : épaisseur de voile.

✓ **Sous-sol**

$$h_e = 332 - 30 = 302 \text{ cm}$$

$$e \geq \max\left(\frac{302}{20} ; 15 \text{ cm}\right) \iff e \geq \max(15,10 ; 15 \text{ cm})$$

Au final on prend $e = 25$ cm

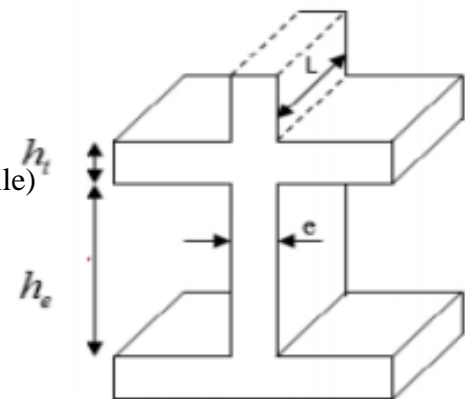


Figure II.11 Coupe du voile en élévation

✓ **Entre sol**

$$h_e = 280 - 30 = 250 \text{ cm}$$

$$e \geq \max\left(\frac{250}{20}; 15 \text{ cm}\right) \implies e \geq \max(12,50; 15 \text{ cm})$$

Au final on prend $e = 20 \text{ cm}$

✓ **RDC**

$$h_e = 504 - 30 = 474 \text{ cm}$$

$$e \geq \max\left(\frac{474}{20}; 15 \text{ cm}\right) \implies e \geq \max(23,7; 15 \text{ cm})$$

Au final on prend $e = 25 \text{ cm}$

✓ **Etage 01**

$$h_e = 340 - 30 = 310 \text{ cm}$$

$$e \geq \max\left(\frac{310}{20}; 15 \text{ cm}\right) \implies e \geq \max(15,50; 15 \text{ cm})$$

Au final on prend $e = 20 \text{ cm}$

✓ **Autres étage**

$$h_e = 306 - 30 = 276 \text{ cm}$$

$$e \geq \max\left(\frac{276}{20}; 15 \text{ cm}\right) \implies e \geq \max(13,80; 15 \text{ cm})$$

Au final on prend $e = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.7.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} l \geq 4e \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ e \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

3.3. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, en appliquant les deux critères suivant:

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

En outre, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du **RPA99/ 2003 (Article 7.4.1)** suivantes:

- ✓ $\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone II
- ✓ $\text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- ✓ $1,4 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, en vérifiant les recommandations du **RPA99 Version 2003** citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposés:

- ✓ Sous-sol et entre sol : poteau (60×55) cm²
- ✓ RDC et 1^{er} étages : poteau (55×50) cm²

- ✓ 2^{ème} étages et 3^{ème} étages : poteau (50×45) cm²
- ✓ 4^{ème} étages et 5^{ème} étage : poteau (45×40) cm²
- ✓ 6^{ème} étages et 7^{ème} étages: poteau (40×35) cm²
- ✓ 8^{ème} étages et 9^{ème} étages et 10^{ème} étages : poteau (35×30) cm²

4. L'évaluation des charges et surcharges :

➤ Plancher à corps creux :

N ⁰	désignation les éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids G (KN/m ²)
1	Carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux (20+4)	/	0,20+0,04	3,10
5	Cloisons	10	0,1	1
6	Enduit en plâtre	10	0,1	0,27
Charge permanent G				5,57
Charge d'exploitation Q				1,5
Charge d'exploitation Q usage commercial				5
Charge d'exploitation Q étage service				2,5

Tableau II.1.Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N ⁰	Désignation les éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids G (KN/m ²)
1	Protection gravillon	17	0,05	0,85
2	Étanchéité multicouche	6	0,05	0,3
3	Forme de pente	22	0,10	2,20
4	Isolation thermique	4	0,04	0,16
5	Corps creux	/	0,20+0,04	3,10
6	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanent G				6,81
Charge d'exploitation Q				1

Tableau II.2.évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

➤ Dalle pleine :

N ⁰	*Désignation les éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids G (KN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Plancher en dalle pleine	25	0,12	3
5	Enduit du ciment	18	0,015	0,27
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				5,43
Charge d'exploitation Q				1,5

Tableau II.3. Évaluation des charges revenant aux plancher courant en dalle pleine

N ⁰	*Désignation les éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids G (KN/m ²)
1	Protection gravillon	17	0,05	0,85
2	Étanchéité multicouche	6	0,05	0,3
3	Forme de pente	22	0,10	2,20
4	Isolation thermique	4	0,04	0,16
5	Plancher en dalle pleine	25	0,12	3
6	Enduit du ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				6,78
Charge d'exploitation Q				1

Tableau II.4. Évaluation des charges revenant aux plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

N ⁰	*Désignation les éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids G (KN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Plancher en dalle pleine	25	0,12	3
5	Enduit du ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				4,43
Charge d'exploitation Q				3,5

Tableau II.5. Évaluation des charges revenant à la dalle du balcon

➤ **Murs extérieurs double parois en brique creuses :**

N0	Désignation les éléments	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseur(m)	Poids G (KN/m ²)
1	Enduit du ciment	18	0,02	0,36
2	Brique creuse	/	0,1	0,9
3	Brique creuse	/	0,15	1,3
4	Enduit du ciment	18	0,02	0,36
Charge permanent G				2,92

Tableau II.6. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.

➤ **Murs intérieurs une seule paroi en brique creuse :**

N ⁰	Désignation les éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids G (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	18	0,02	0,36
2	Brique creuse intérieur	/	0,10	0,9
3	Enduit en ciment	18	0,02	0,36
Charge permanent G				1,62

Tableau II.7. Evaluation des charges dans les murs intérieurs

➤ Escaliers :

N ^o	Désignation les éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,14	3,5
5	Enduit du ciment	18	0,02	0,27
Charge permanent G				4,97
Charge d'exploitation Q				2,5

➤ **Tableau II.8.** Charge permanente et d'exploitation revenant au palier

N ^o	Désignation les éléments		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	Horizontal	20	0,01	0,20
		verticale	20	0,01	0,20
2	Mortier de pose	Horizontal	20	0,01	0,20
		Verticale	20	0,01	0,20
3	marche		25	h/2	2,125
4	Paillasse		25	0,17/ (cos32,92)	5,06
5	Enduit de ciment		18	0,015	0,27
6	Garde corps		/	/	0,10
Charge permanent G					8,355
Charge d'exploitation Q					2,5

Tableau II.9.Évaluation des charges revenant aux volées.**5. Pré dimensionnement des poteaux**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

1. Critères de résistance ;
2. Critères de stabilité de forme (flambement);

3. Conditions de RPA ;

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour avoir le cas le plus défavorable, on va considérer des poteaux (30*30) cm² pour le calcul des surfaces afférentes, et des poteaux de dimensions préliminaires définies ci-après pour le calcul des poids propres de ces derniers.

- **Dimension préliminaires des poteaux et leurs poids propres**

Niveau	Dimensions (b×h) cm ²	Poids propre g(KN) $g = h b h \gamma_c$
Sous-sol	(55 ×60)	29,64
entre sol	(55×60)	23,10
RDC	(50 ×55)	34,65
Etage 01	(50 ×55)	23,375
Etage 02 et 03	(45×50)	17,212
Etage 04 et 05	(40 ×45)	13,77
Etage 06 et 07	(35 ×40)	10,71
Etage 08 et 09 et Etage 10	(30 ×35)	8,032

Tableau II.10 : Dimension préliminaires des poteaux et leurs poids propres

Avec :

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton

H : hauteur d'étage

5.1. La descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

5.2. Lois de dégression des charges d'exploitation DTR (B.C 2.2.art.6.3)

Comme il est rare que les charges d'exploitations agissent simultanément on applique la loi de dégression qui consiste dans notre cas à réduire les charges identiques à chaque étage à 0.5Q.

Dans notre cas on a :

Q0: la surcharge d'exploitation sur la terrasse inaccessible.

Q1=Q2=Q3=Q4=Q5=Q6=Q7=Q8=Q9=Q10=Q11 pour les étages courants.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 1 : Q0

Niveau 2 : Q0+Q1

Niveau 3: $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$

Niveau 4: $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$

Niveau 5: $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

A partir de $n \geq 5$ On utilise le coefficient $(3+n) / 2n$ don on aura :

$$Q_n = Q_0 + (3+n)/2n (Q_1+Q_2+\dots+Q_n)$$

➤ **La descente de charge pour le poteau B4 :**

Les surfaces afférentes :

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$S_1 = 2,375 \times 1,65 = 3,91 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2,375 \times 2,55 = 6,056 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 0,675 \times 1,65 = 1,11 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 0,675 \times 2,55 = 1,721 \text{ m}^2$$

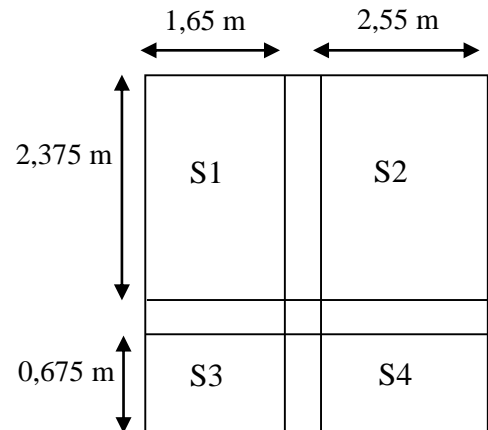
$$\Sigma S_{\text{affG}} = 12,97 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{affQ}} = [0.3 (2,375+0,675+1,65+2,55)] + S_{\text{IG}}$$

$$S_{\text{affQ}} = 15,145 \text{ m}^2$$

$$P_G = G \times S_{\text{affG}} = 6,81 \times 12,97 = 88,32 \text{ KN}$$

$$P_Q = Q \times S_{\text{affQ}} = 1 \times 15,145 = 15,145 \text{ KN}$$



❖ **Plancher des étages 2 jusqu'à 10 :**

$$S_2 = 2,375 \times 2,55 = 6,056 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 0,675 \times 2,55 = 1,721 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{palier}} = 1,35 \times 1,35 = 1,8225 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{volée}} = 1,35 \times 0,30 + 1,025 \times 1,30 = 1,74 \text{ m}^2$$

$$S_3 = S_{\text{DP}} = 0,675 \times 1,65 = 1,11 \text{ m}^2$$

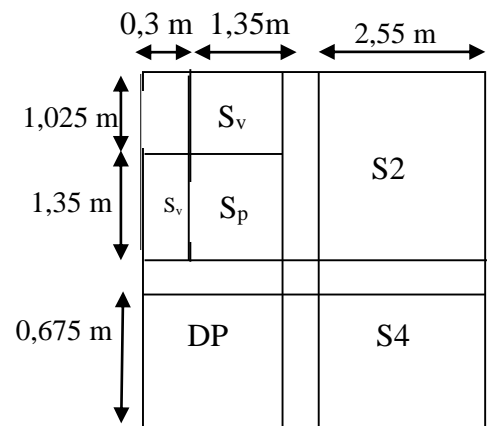
$$\Sigma S_{\text{aff}} = 11,93 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} P_{G \text{ c.c.}} = 5,57 \times (1,721 + 6,056) = 43,31 \text{ KN} \\ P_{Q \text{ c.c.}} = 1,5 \times (1,721 + 6,056) = 11,66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_{G \text{ DP}} = 4,43 \times (1,11) = 4,91 \text{ KN} \\ P_{Q \text{ DP}} = 2,5 \times (1,11) = 2,77 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_{G \text{ Palier}} = 4,97 \times 1,8225 = 9,057 \text{ KN} \\ P_{Q \text{ Palier}} = 2,5 \times 1,8225 = 4,56 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_{G \text{ Volée}} = 8,355 \times 1,74 = 14,53 \text{ KN} \\ P_{Q \text{ Volée}} = 2,5 \times 1,74 = 4,35 \text{ KN} \end{cases}$$



Le totale :

$$\begin{cases} P_G = 71,80 \text{ KN} \\ P_Q = 23,34 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Plancher étage 01 :**

$$\begin{aligned} S_2 &= 2,375 \times 2,55 = 6,056 \text{ m}^2 \\ S_4 &= 0,675 \times 2,55 = 1,721 \text{ m}^2 \\ S_{\text{palier}} &= 1,35 \times 1,35 = 1,8225 \text{ m}^2 \\ S_{\text{volée}} &= 1,35 \times 0,30 + 1,025 \times 1,30 = 1,74 \text{ m}^2 \\ S_3 = S_{\text{DP}} &= 0,675 \times 1,65 = 1,11 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\Sigma S_{\text{aff}} = 11,93 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} P_{G_{c.c}} = 5,57 \times (1,721 + 6,056) = 43,31 \text{ KN} \\ P_{Q_{c.c}} = 2,5 \times (1,721 + 6,056) = 19,44 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_{G_{\text{DP}}} = 4,43 \times (1,11) = 4,91 \text{ KN} \\ P_{Q_{\text{DP}}} = 2,5 \times (1,11) = 2,77 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_{G_{\text{Palier}}} = 4,97 \times 1,8225 = 9,057 \text{ KN} \\ P_{Q_{\text{Palier}}} = 2,5 \times 1,8225 = 4,56 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_{G_{\text{Volée}}} = 8,355 \times 1,74 = 14,53 \text{ KN} \\ P_{Q_{\text{Volée}}} = 2,5 \times 1,74 = 4,35 \text{ KN} \end{cases}$$

Le totale :

$$\begin{cases} P_G = 79,58 \text{ KN} \\ P_Q = 23,34 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Plancher étage RDC :**

$$\Sigma S_{\text{aff}} = 11,93 \text{ m}^2$$

$$P_G = G \times S_{\text{aff}G} = 5,57 \times 11,93 = 66,45 \text{ KN}$$

$$P_Q = Q \times S_{\text{aff}Q} = 5 \times 11,93 = 59,65 \text{ KN}$$

❖ **Plancher étage sous-sol et entre sol :**

$$\Sigma S_{\text{aff}} = 13,93 \text{ m}^2$$

$$P_G = G \times S_{\text{aff}G} = 5,57 \times 13,93 = 77,57 \text{ KN}$$

$$P_Q = Q \times S_{\text{aff}Q} = 1,5 \times 13,93 = 20,90 \text{ KN}$$

➤ **La descente de charge pour le poteau C5 :**

Les surfaces afférentes :

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$S1=3,2 \times 2,55 = 8,16 \text{ m}^2$$

$$S2= 3,2 \times 1,685 = 5,392 \text{ m}^2$$

$$S3=3,075 \times 2,55 = 7,841 \text{ m}^2$$

$$S4=3,075 \times 1,685 = 5,181 \text{ m}^2$$

$$\Sigma S_{\text{affG}} = 26,574 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{affQ}} = [0.3 (3,20+3,075+1,685+2,55)] + S_{\text{IG}}$$

$$S_{\text{affQ}} = 29,727 \text{ m}^2$$

$$P_G = G \times S_{\text{affG}} = 6,81 \times 26,574 = 180,96 \text{ KN}$$

$$P_Q = Q \times S_{\text{affQ}} = 1 \times 29,727 = 29,727 \text{ KN}$$

❖ **Plancher des étages 2 jusqu'à 10 :**

$$\Sigma S_{\text{aff}} = 26,574 \text{ m}^2$$

$$P_G = G \times S_{\text{affG}} = 5,57 \times 26,574 = 148,017 \text{ KN}$$

$$P_Q = Q \times S_{\text{affQ}} = 1,5 \times 26,574 = 39,861 \text{ KN}$$

❖ **Plancher étage 1 :**

$$\Sigma S_{\text{affG}} = 26,574 \text{ m}^2$$

$$P_G = G \times S_{\text{affG}} = 5,57 \times 26,574 = 148,017 \text{ KN}$$

$$P_Q = Q \times S_{\text{affQ}} = 2,5 \times 26,574 = 66,435 \text{ KN}$$

❖ **Plancher étage RDC :**

$$\Sigma S_{\text{affG}} = 26,574 \text{ m}^2$$

$$P_G = G \times S_{\text{affG}} = 5,57 \times 26,574 = 148,017 \text{ KN}$$

$$P_Q = Q \times S_{\text{affQ}} = 5 \times 26,574 = 132,87 \text{ KN}$$

❖ **Plancher étage sous-sol et entre sol :**

$$\Sigma S_{\text{affG}} = 26,574 \text{ m}^2$$

$$P_G = G \times S_{\text{affG}} = 5,57 \times 26,574 = 148,017 \text{ KN}$$

$$P_Q = Q \times S_{\text{affQ}} = 1,5 \times 26,574 = 39,861 \text{ KN}$$

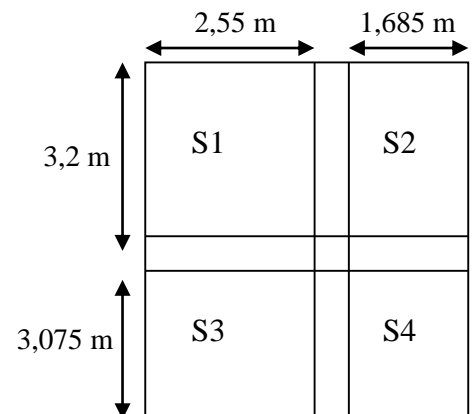
- La descente de charge va se faire pour le poteau (POT C5) car c'est lui qui présente la configuration la plus défavorable en se référant à la surface afférente et les charges permanentes et exploitation.

➤ **Le poids des poutres :**

$$P_{PP} = 25 \times 0,45 \times 0,35 \times 6,275 = 24,70 \text{ KN.}$$

$$P_{PS} = 25 \times 0,35 \times 0,30 \times 4,235 = 11,11 \text{ KN.}$$

$$P_{P \text{ total}} = 24,70 + 11,11 = 35,81 \text{ KN.}$$



- Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau B4 sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Etages	Niveau	Eléments	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
Etage 10	12	Plancher terrasse inaccessible	180,96	29,727
		Poutre	35,81	
		Poteau	8,032	
	Somme		224,802	29,727
Etage 9	11	Venant de 10	224,802	39,861
		Plancher courant	148,017	
		Poutre	35,81	
		Poteau	8,032	
Somme		415,941	69,588	
Etage 8	10	Venant de 9	415,941	39,861
		Plancher courant	148,017	
		Poutre	35,81	
		Poteau	8,032	
Somme		607,80	105,46	
Etage 7	9	Venant de 8	607,80	39,861
		Plancher courant	148,017	
		Poutre	35,81	
		Poteau	10,71	
Somme		802,337	137,35	
Etage 6	8	Venant de 7	802,337	39,861
		Plancher courant	148,017	
		Poutre	35,81	
		Poteau	10,71	
Somme		996,874	165,25	
Etage 5	7	Venant de 6	996,874	39,861
		Plancher courant	148,017	
		Poutre	35,81	
		Poteau	13,77	
Somme		1194,471	189,17	
Etage 4	6	Venant de 5	1194,471	39,861
		Plancher courant	148,017	
		Poutre	35,81	

		Poteau	13,77	
		Somme	1385,068	209,10
Etage 3	5	Venant de 4	1385,068	39,861
		Plancher courant	148,017	
		Poutre	35,81	
		Poteau	17,212	
		Somme	1596,107	
Etage 2	4	Venant de 3	1596,107	39,861
		Plancher courant	148,017	
		Poutre	35,81	
		Poteau	17,212	
		Somme	1797,146	
Etage 1	3	Venant de 2	1797,146	66,435
		Plancher courant	148,017	
		Poutre	35,81	
		Poteau	23,375	
		Somme	2004,348	
RDC	2	Venant de 1	2004,348	132,87
		Plancher courant	148,017	
		Poutre	35,81	
		Poteau	34,65	
		Somme	2222,825	
Entre sol	1	Venant de RDC	2222,825	39,861
		Plancher courant	148,017	
		Poutre	35,81	
		Poteau	23,10	
		Somme	2429,752	
Sous-sol	0	Venant de entre sol	2429,752	39,861
		Plancher courant	148,017	
		Poutre	35,81	
		Poteau	29,64	
		Somme	2643,20	
		ELU	1,35G = 3568,345	1,5Q = 786
		Effort normal à la base du poteau	$N'_u = 1,35G + 1,5Q = 4354,345$	

Tableau II.11 : Résultats de la descente de charge B4

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

$$N_u = 1,1 N'u = 1,1 \times 4354,345 = 4789,78 \text{ KN}$$

6. Vérification à faire

6.1. Vérification à la compression simple

➤ Exemple de calcul

✓ Vérification du poteau à la base « poteau de l'entre sol (60*55) cm² »

On doit vérifier la condition suivante :

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = 14,20 \text{ MPA}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}} = \frac{4789,77 \times 10^{-3}}{14,2} = 0,337 \text{ m}^2$$

Avec :

B : la section de poteau

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

- Pour le poteau à la base (poteau du sous-sol) : $B = 0,6 \times 0,55 = 0,33 \text{ m}^2$

Donc $B = 0,33 \text{ m}^2 < 0,337 \text{ m}^2$ **Condition n'est pas vérifiée**

➤ Il faut augmenter la section des poteaux, tels que :

Niveau	Dimensions (b×h) cm ²
Sous-sol et entre sol	(65 ×70)
RDC et étage 01	(60 ×65)
Etage 02 et 03	(55×60)
Etage 04 et 05	(50 ×55)
Etage 06 et 07	(45×50)
Etage 08 et 09	(40×45)
Etage 10	(35×40)

Tableau II.12 : Dimension des poteaux après l'augmentation

- Pour le poteau de base (sous-sol) : $B = 0,65 \times 0,70 = 0,455 \text{ m}^2$

Donc : $B = 0,445 \text{ m}^2 \geq 0,337 \text{ m}^2$ **Condition vérifiée**

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, On va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après :

Etages	Nu (Kn)	Compression ($B \geq B^{calc}$)		Observation
		B (m ²)	B ^{calc} (m ²)	
10	382,88	0,14	0,026	Vérifiée
9	725,825	0,18	0,051	Vérifiée
8	1076,59	0,18	0,075	Vérifiée
7	1418,09	0,225	0,099	Vérifiée
6	1753,02	0,225	0,123	Vérifiée
5	2085,91	0,275	0,146	Vérifiée
4	2401,84	0,275	0,169	Vérifiée
3	2748,11	0,33	0,193	Vérifiée
2	3079,54	0,33	0,216	Vérifiée
1	3178,95	0,39	0,223	Vérifiée
RDC	4040,52	0,39	0,284	Vérifiée
Entre sol	4413,58	0,445	0,31	Vérifiée
Sous-sol	4789,77	0,445	0,337	Vérifiée

Tableau II.13 : Vérification à la compression simples des poteaux les plus sollicitée à tous les niveaux

6.2. Le critère de stabilité de forme (vérification au flambement) :

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement), D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivant est indispensable :

$$N_u \leq \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \implies B_r \geq \frac{N_u}{\left[\alpha \times \left[\left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right) + \left(\frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right) \right] \right]}$$

Avec :

- B_r : section réduite du béton $B_r = (a - 2)(b - 2)$
- A_s : section d'acier
- γ_b : 1,5 : coefficient de sécurité du béton (cas durable)
- γ_s : 1,15 : coefficient de sécurité d'acier
- α : coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement (λ)

On a :

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} \text{ Si } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ Si } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

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

l_f : la longueur de flambement, tels que $l_f = 0,7 \times l_0$

l_0 :Hauteur d'étage.

$$i = \text{rayon de giration} : i = \sqrt{\frac{I}{B \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \quad \text{et} \quad I = \frac{B \times h^3}{12}$$

Exemple de calcul :

➤ Vérification du poteau à la base (poteau sous-sol)

On a : $l_0 = 3,23 \implies l_f = 0,7 \times 3,23 = 2,261 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{0,70^2}{12}} = 0,202 \text{ m}$$

Ce qui donne : $\lambda = \frac{2,261}{0,202} = 11,19 < 50$

Donc :

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0,832$$

Selon le BAEL : A_s

On aura : $B_r \geq \frac{N_u}{\left[\alpha \times \left[\left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b}\right) + \left(\frac{f_e}{100 \times \gamma_s}\right)\right]\right]}$

Dans notre cas, $B_r = (70 - 2)(65 - 2) \times 10^{-4} = 0,4284 \text{ m}^2$

Et $B_r^{calc} = 0,261 \text{ m}^2$

$B_r = 0,4284 \text{ m}^2 > B_r^{calc} = 0,261 \text{ m}^2$ **Condition vérifiée**

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

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

Niveau	N_u (KN)	i(m)	λ	α	$(B_r \geq B_r^{calc})$		Observation
					B_r	B_r^{calc}	
10	382,88	0,115	18,62	0,804	0,1254	0,021	Vérifiée
9	725,825	0,129	16,60	0,849	0,1634	0,038	Vérifiée
8	1076,59	0,129	16,60	0,849	0,1634	0,057	Vérifiée
7	1418,09	0,144	14,87	0,820	0,2064	0,078	Vérifiée
6	1753,02	0,144	14,87	0,820	0,2064	0,097	Vérifiée
5	2085,91	0,158	13,55	0,825	0,2544	0,115	Vérifiée
4	2401,84	0,158	13,55	0,825	0,2544	0,132	Vérifiée
3	2748,11	0,173	12,38	0,829	0,3074	0,150	Vérifiée
2	3079,54	0,173	12,38	0,829	0,3074	0,169	Vérifiée

1	3178,95	0,187	12,72	0,828	0,3654	0,174	Vérifiée
RDC	4040,52	0,187	18,86	0,803	0,3654	0,228	Vérifiée
Entre sol	4413,58	0,202	9,70	0,837	0,4284	0,239	Vérifiée
Sous-sol	4789,77	0,202	11,19	0,832	0,4284	0,261	Vérifiée

Tableau II.14 : Vérification aux flambement des poteaux les plus sollicités à tous les niveaux

6.3. Vérification des conditions du RPA 99/2003

Notre projet est implanté dans la zone II_a, donc la section des poteaux doit répondre aux exigences suivantes :

Min (b, h) = 30 cm > 25 cm Vérifiée

Min (b, h) = 30 cm > $\frac{h_e}{20} = 25,20$ cm Vérifiée

$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$ Vérifiée

9. Conclusion :

- Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur.
- Après que nous avons fini le pré-dimensionnement des éléments secondaires et que nous avons toutes les vérifications nécessaires, nous avons opté le pré-dimensionnement suivant :

Éléments		La longueur b (cm)	La largeur h (cm)	Epaisseur (cm)
P. principale		35	45	/
P. secondaire		30	35	/
P. chaînage		25	30	/
Voile	S/soul, E/sol RDC	/	/	25
	Étage 1 à l'étage 10	/	/	20
Corp. Creux		/	/	20+4
Dalle pleine		/	/	12
Escalier	palier	/	/	14
	Volée	/	/	14

Tableau II.15 : Pré-dimensionnement des éléments

- le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

Chapitre 03

Etude des éléments secondaires

1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement.

On distingue Durant ce chapitre les éléments suivants :

- ✓ Les planchers (plancher à corps creux
- ✓ La dalle pleine
- ✓ Les poutres de chaînage
- ✓ L'acrotère
- ✓ La cage d'escaliers
- ✓ L'ascenseur

2. Calcul des planchers

2.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis) qui ne sont que des éléments de remplissage et de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

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)

❖ Condition d'application (BAEL .Art.6.2.210)

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

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$.
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 du béton armé ni celle de ses revêtements (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 ($M_a \leq 0$)

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0 & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées} \\ -0,5M_0 & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives} \\ -0,4M_0 & \text{sur tous les autres appuis intermédiaires} \end{cases}$$

Avec :

- M_0 : moment isostatique maximal dans la travée

✓ Moment en travées

$$\dots\dots\dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max [1,05M_{0i} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{0i}]$$

$$(2) \dots\dots\dots M_{ti} \geq \begin{cases} \left[\frac{1 + 0,3 \alpha}{2} \right] M_{0i} \dots\dots\dots \text{Pour une travée intermédiaire} \\ \left[\frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} \right] M_{0i} \dots\dots\dots \text{Pour une travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$: Degré de surcharge.
- 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 tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

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

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

❖ 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 ($Q > \min(5 \text{KN/m}^2 ; 2G)$)

❖ 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 :

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

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

✓ Moment en appui :

$$M_i = \frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

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
- $l' = \begin{cases} 0,8 l & \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire} \\ l & \dots\dots\dots \text{travée de rive} \end{cases}$

✓ **Efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM

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

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



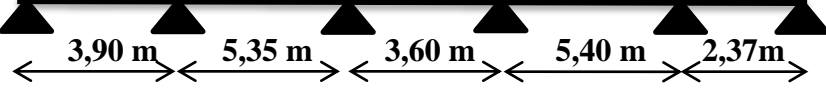

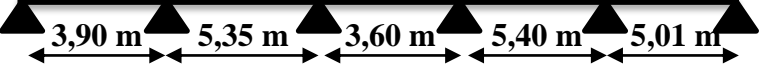
Remarque

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 au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3G$.

2.1.2. Types de poutrelle :

On distingue 6 types de poutrelle :

Tableau III.1 : Types des poutrelles

Types	étage	Schéma statique
T1	Etage 2 jusqu'à étage 10	
T2	Etage 2 jusqu'à étage 10	
T3	Tous les étages sauf RDC et entre sol	
T4	entre sol et RDC étage 01	
T5	Terrasse inaccessible	

T6	entre sol et RDC étage 01	
-----------	------------------------------	--

2.1.3. Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Dans notre projet, on dispose un seul nature de poutrelles :

- ✓ **Poutrelles hyperstatiques (continues)** : les sollicitations se déterminent 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.2 : Condition d'application de la méthode forfaitaire ou de Caquot

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
T2	Vérifier	$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$ F P N I = Constant	Méthode forfaitaire
T1, T3 et T4, T5, T6	Non Vérifier	$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$ F P N I = Constant	Méthode de caquot ménorée

Pour l'étude des poutrelles, on exposera 2 exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire, soit le type 2 du plancher étage courant et le deuxième sera sur la méthode de Caquot minorée Type 1 du plancher étage courant.

2.1.4. Calcul des sollicitations dans la poutrelle T2 (Méthode forfaitaire) :

➤ Schéma statique

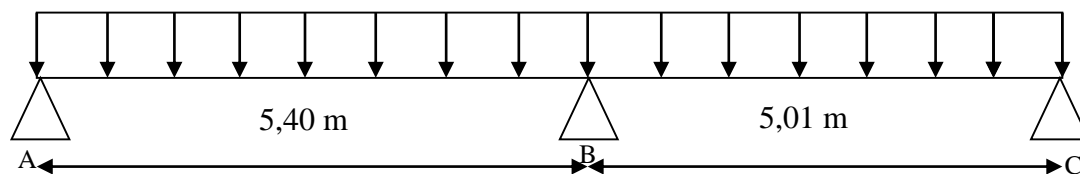


Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle T2

Les combinaisons d'actions et le calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont donnés dans le tableau qui suit :

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L ₀ (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m ²)		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m ²)
Etage courant	5.57	1.5	0.65	ELU	P _u =1,35 G+1,5Q P _u = 9.769	q _u =p _u ×l ₀ q _u =6.35
				ELS	P _s =G+Q P _s = 7.07	q _s =p _s ×l ₀ q _s =4.60

Tableau III.3. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaison d'actions

- **Condition de la méthode forfaitaire**

La méthode que nous allons utiliser est la méthode forfaitaire, car les conditions suivants sont vérifiées :

$$\checkmark \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{5,4}{5,01} = 10,77 \in [0,8; 1,25]$$

- ✓ **Plancher étage courant :**

$$G = 5,57 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

Ce qui donne : $1,5 \leq \min(2 \times 5,57; 5) \text{ KN/m}^2$ Vérifiée.

- ✓ Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.
- ✓ Fissuration peu nuisible.

- **Les sollicitations :**

- **A l'ELU et a l'ELS :**

M_0 : Moment isostatique maximum.

$$M_{0u}^{max} = \frac{p_u \times l_{AB}^2}{8} = \frac{6,35 \times 5,4^2}{8} = 23,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{0s}^{max} = \frac{p_s \times l_{AB}^2}{8} = \frac{4,60 \times 5,4^2}{8} = 16,76 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur les appuis :**

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0,15 \times M_0^{max}$

$$- \text{ A l'ELU : } \begin{cases} M_A = M_C = 0 \\ M_B = 0,6 \times M_0^{max} = 0,6 \times 23,14 = 13,88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$- \text{ A l'ELS : } \begin{cases} M_A = M_C = 0 \\ M_B = 0,6 \times M_0^{max} = 0,6 \times 16,76 = 10,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les moments fléchissant en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,57} = 0,212$$

- Travée A-B : à l'ELU

$$\text{On a : } M_d = M_B = -13,88 \text{ KN.m}$$

$$M_g = M_A = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 23,14 \text{ KN.m}$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1 + 0,3 \times 0,212 = 1,06$$

$$\frac{1,2+0,3 \times \alpha}{2} = 0,631$$

$$\text{Max} \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \times M_0 \\ 1,05 M_0 \end{cases} = \max(1,06M_0, 1,05M_0) = 1,063M_0$$

$$M_t + \frac{0+13,88}{2} \geq 1,06 \times 23,14$$

$$M_t \geq 17,58 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3 \times \alpha}{2} \times 23,15$$

$$M_t \geq 14,61 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = 17,58 \text{ KN.m}$$

- Travée A-B : à l'ELS

$$M_0 = 16,76 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } M_d = M_B = -10,06 \text{ KN.m}$$

$$M_g = M_A = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{0+10,06}{2} \geq 1,06 \times 16,76$$

$$M_t \geq 12,73 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3 \times \alpha}{2} \times 16,76$$

$$M_t \geq 12,57 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = 12,73 \text{ KN.m}$$

- Travée B-C : à l'ELU :

$$M_d = M_c = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_g = M_B = 13,88 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{6,35 \times 5,01^2}{8} = 19,92 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{0+13,88}{2} \geq 1,06 \times 19,92$$

$$M_t \geq 14,17 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3 \times \alpha}{2} \times 19,92$$

$$M_t \geq 12,58 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = 14,17 \text{ KN.m}$$

- **Travée B-C : à l'ELS :**

$$M_0 = 14,43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } M_d = M_C = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_g = M_B = -10,06 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{0+10,06}{2} \geq 1,06 \times 14,43$$

$$M_t \geq 10,26 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3 \times \alpha}{2} \times 14,43$$

$$M_t \geq 9,11 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = 10,26 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des efforts tranchants :**

On calcule V_0 pour chaque travée :

$$V_0 = \frac{p \times l}{2} \text{ comme on a :}$$

$$P_u = 6,35 \frac{\text{KN}}{\text{m}} ; l_1 = l_{AB} = 5,40 \text{ m} ; l_2 = 5,01 \text{ m}$$

$$\text{Pour la travée A-B : } V_0 = \frac{6,35 \times 5,40}{2} = 17,14 \text{ KN}$$

$$\text{Pour la travée B-C : } V_0 = \frac{6,35 \times 5,01}{2} = 15,90 \text{ KN}$$

• **Calcul des efforts tranchants :**

Pour une poutre à deux travées l'effort tranchant est déterminé par la méthode générale (forfaitaire) :

$V = 1,15 \times V_0$ (l'effort tranchant hyperstatique en appuis = 15% V_0) pour les poutres à deux travées

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} V_A = V_0 = 17,14 \text{ KN} \\ V_B = 1,15 V_0 = 19,71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} V_B = 1,15 \times 15,90 = 18,28 \text{ KN} \\ V_C = V_0 = 15,90 \text{ KN} \end{cases}$$

2.1.5. Calcul des sollicitations dans la poutrelle T1 (méthode caquot ménorée) :

➤ Schéma statique

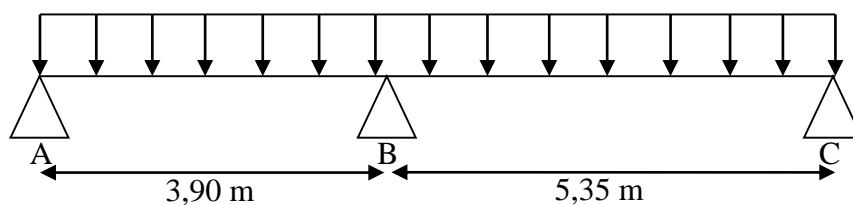


Figure III.2. Schéma statique de la poutrelle T1

Les combinaisons d'actions et le calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont donnés dans le tableau qui suit :

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L ₀ (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m ²)		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m ²)
Etage courant	5.57	1.5	0.65	ELU	P _u =1,35 G+1,5Q P _u = 9.769	q _u =p _u ×l ₀ q _u =6.35
				ELS	P _s =G+Q P _s = 7.07	q _s =p _s ×l ₀ q _s =4.60

Tableau III.4. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaison d'actions

• Calcul des sollicitations dans la poutrelle

La méthode que nous allons utiliser est la méthode de Caquot minorée, car :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,9}{5,35} = 0,72 \notin [0,8; 1,25]$$

Calcul des moments**✓ Moments aux appuis**

$$G' = 2/3G = 3,713 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{ELU : } q' = 4.720 \text{ KN/m}^2$$

$$M_A = M_C = -0,15 M_0$$

Avec :

$$M_0^1 = \begin{cases} \text{ELU : } 8,973 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } 6,44 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad M_0^2 = \begin{cases} \text{ELU : } 16,88 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } 12,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{D'où, } M_A = M_C = \begin{cases} \text{ELU : } -2,532 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } -1,818 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_B = \frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)} = \begin{cases} \text{ELU : } - \frac{4,72 \times (3,9)^3 + 4,72 \times (5,35)^3}{8,5 \times (3,9 + 5,35)} \\ \text{ELS : } - \frac{3,39 \times (3,9)^3 + 3,39 \times (5,35)^3}{8,5 \times (3,9 + 5,35)} \end{cases}$$

$$M_B = \begin{cases} \text{ELU : } -12,75 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } -9,16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travées**➤ Travée AB**

$$X_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{3,9}{2} - \frac{12,75}{6,35 \times 3,9} = 1,43 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = q \times \frac{x_0}{2} (1 - x_0) = 6,35 \times \frac{1,43}{2} (3,9 - 1,43) = \begin{cases} \text{ELU} = 11,21 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = 8,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

$$\text{Donc, } M_t^{AB} = \begin{cases} \text{ELU : } 11,21 - 12,75 \times \left(\frac{1,43}{3,9}\right) = 6,53 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } 8,12 - 9,16 \times \left(\frac{1,43}{3,9}\right) = 4,76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Travée BC

$$X_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{5,35}{2} + \frac{12,75}{6,35 \times 5,35} = 3,05 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = q \times \frac{x_0}{2} (1 - x_0) = q \times \frac{3,05}{2} (5,35 - 3,05) = 3,50 \times q = \begin{cases} \text{ELU} = 22,22 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = 16,1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

$$\text{Donc, } M_t^{BC} = \begin{cases} \text{ELU: } 22,22 - 12,75 \times \left(1 - \frac{3,05}{5,35}\right) = 16,73 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 16,1 - 8,12 \times \left(1 - \frac{3,05}{5,35}\right) = 12,61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **L'effort tranchant**

$$V = V_0 + \frac{M_d - M_g}{l} \quad \text{Et} \quad V_0 = \frac{ql}{2}$$

$$\text{Travée AB} \begin{cases} V_A = \frac{q_u \times l_1}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_1} = \frac{6,35 \times 3,9}{2} - \frac{12,75}{3,9} = 9,11 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{q_u \times l_1}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_1} = -\frac{6,35 \times 3,9}{2} - \frac{12,75}{3,9} = -15,65 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} V_B = \frac{q_u \times l_2}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_1} = \frac{6,35 \times 5,35}{2} + \frac{12,75}{5,35} = 19,34 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{q_u \times l_2}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_2} = -\frac{6,35 \times 5,35}{2} + \frac{12,75}{5,35} = -14,60 \text{ KN} \end{cases}$$

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

➤ **Pour le plancher RDC :**

- **Remarque :** Vu la charges d'exploitation importante au niveau de RDC, on a proposé de mettre deux poutre de chaînage une au milieu de la travée BC et l'autre sur la travée EF pour réduire les moments, et voici les résultats obtenu :

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort Tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T4	-2,784	-10,95	13,491	21,846	-1,96	-7,625	9,529
T6	-2,784	-10,95	13,491	21,846	-1,96	-7,625	9,529

Tableau III.5 : Sollicitation maximales pour les poutrelles de RDC

➤ **Pour le plancher de l'étage 1 :**

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort Tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T5	-2,677	-14,823	16,168	21,308	-1,896	-10,511	11,623
T3	-1,622	-11,282	17,132	17,251	-1,149	-8	12,337

Tableau III.6 : Sollicitation maximales pour les poutrelles d'étage 01

➤ Pour le plancher entre sol et étage 02 jusqu'à étage 10 courant :

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort Tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-2,532	-12,75	16,73	18,222	-1,818	-9,16	12,61
T2	0	-13,88	17,58	19,71	0	-10,06	12,73
T3	-1,345	-9,351	15,216	17,251	-0,966	-6,713	11,06
T4	-1,345	-14,774	14,286	17,251	-0,966	-10,606	10,393
T6	-1,345	-9,351	15,208	17,251	-0,966	-6,713	11,055

Tableau III.7 : Sollicitation maximales pour les poutrelles étage 02 jusqu'à étages 10

➤ Pour le plancher terrasse inaccessible :

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort Tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T5	-3,27	-12,905	15,834	19,988	-2,38	-9,371	11,588
T3	-1,414	-9,823	-17,007	19,872	-1,11	-7,13	12,457

2.1.6. Ferrailage des poutrelles

➤ Ferrailage longitudinal

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 4 types de ferrailage :

Plancher	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	Effort Tranchant Vu(KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
RDC	-2,784	-10,95	13,491	21,846	-1,96	-7,625	9,529
etage 01	-2,677	-14,823	17,132	21,308	-1,896	-10,511	12,337
Entre-sol, étage courant	-2,532	-14,774	17,58	18,222	-1,818	-10,606	12,73
Terrasse inaccessible	-3,27	-12,905	17,007	19,988	-2,38	-9,371	12,457

Tableau III. 9. sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles.

Exemple de calcul du ferrailage (terrasse inaccessible) :

Données :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 17,007 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -12,905 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -3,27 \text{ KN.m} \\ V = 19,988 \text{ KN} \end{cases} ; \quad \text{ELS} \begin{cases} M_t = 12,457 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -9,371 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -2,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65\text{cm}; \quad b_0 = 10\text{cm}; \quad h = 24\text{cm}; \quad h_0 = 4\text{cm}; \quad d = 0,9 \times h = 21,6\text{cm}$$

$$f_e = 400\text{Mpa}; \quad f_{c28} = 25\text{Mpa}.$$

➤ **Calcul à l'ELU**

Calcul des armatures longitudinales **CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)**

a. En travée

Calcul du moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

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

Si $M_t^{max} \geq M_{tu}$ l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

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

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \times \left(0,216 - \frac{0,04}{2} \right) = 72,363 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 72,363 \text{ KN.m} > M_t = 15,834 \text{ KN.m}$$

Donc on fait un calcul d'une section rectangulaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{17,007 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,216^2} = 0,039$$

$$\mu_{bu} < 0,186 ; \quad A' = 0 \implies \text{pivot A} ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de A : } A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,039} \right) = 0,050$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,211 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{17,007 \times 10^{-3}}{0,211 \times 348} = 2,31 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité **CBA93 (Art A.4.2.1)**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,216 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{calculé}} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

b. En appui

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

➤ **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{12,905 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,216^2} = 0,194$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \quad \text{Pivot A} \quad \text{et} \quad \mu_{bu} < \mu_l \implies A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } A_a = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,194} \right) = 0,273$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,211 \text{ m}$$

$$A_a^{inter} = \frac{12,905 \times 10^{-3}}{0,192 \times 348} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{calculé}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,260 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{calculé}$ condition vérifier

➤ **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{3,27 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,216^2} = 0,049$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \quad \text{Pivot A} \quad \text{et} \quad \mu_{bu} < \mu_l \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } A_a = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049}) = 0,063$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,210 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = \frac{3,27 \times 10^{-3}}{0,210 \times 348} = 0,447 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{calculé}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,1 \times 0,216 \times \frac{2,1}{400} = 0,260 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{calculé}$ condition vérifier

➤ **Choix des barres**

En travée :.....A = 2,04 cm² → Soit 3HA10 = 2,36 cm²

En appui intermédiaire:.....A = 1,92 cm² → Soit 2HA12 = 2,26 cm²

En appui de rive :..... A = 0,447 cm² → Soit 1HA12 = 0,79 cm²

➤ **Ferraillage transversal**

$$\phi_t \geq \min(\phi_l^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}) \quad \text{BAEL91(Article H.III.3)}$$

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \min(10 \text{ mm}; 6,85 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

$$\phi_t \geq 6,85 \text{ cm} ; \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte pour $A_t = 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

2.1.7. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification à l'ELU**

✓ **Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{19,988 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,216} = 0,925 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] = 3,33 MPa$$

FPN ; $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement

$$St \leq \min \begin{cases} (0,9 \times d ; 40cm) & \rightarrow St \leq 19,44 cm \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0,4} & \rightarrow St \leq 57 cm \\ \frac{0,8f_e \times A_t \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0,3f_{tj} \times k)} & \rightarrow St \leq 124,08 cm \end{cases} \quad \text{CBA 93 (Article A. 5. 1. 2. 2)}$$

Avec :

- $\alpha = 90^\circ$ Flexion simple, armature droite

- K=1 (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

D'où, **St = 15cm**

✓ **Vérification des armatures longitudinales (Al) à l'effort tranchant Vu**

❖ **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 19,988 \times 10^{-3}}{400} = 0,574 cm^2$$

$$\text{Or, } A_l = A_{travé} + A_{appui} = 2,36 + 0,79 = 3,14 cm^2$$

❖ **Appui intermédiaire**

On doit vérifier

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a^{inter}}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(19,988 \times 10^{-3} + \frac{-12,905 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,216} \right) = -0,133 cm^2$$

$$\text{Or, } A_l = A_{travé} + A_{appui} = 2,36 + 2,26 = 4,62 cm^2$$

✓ **Vérification de la bielle :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \sigma_{bc} \quad \text{avec } a = \min(0,9d ; (40-4)cm) = 19,44cm$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \leftrightarrow 19,988 < 129,762 \dots \dots \dots$ Vérifiée

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

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad \text{Tel que : } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27,5 cm \quad \text{BAEL99 (Art A.5.1.2.1.1)}$$

$$\tau_u = \frac{19,988 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times 0,216 \times 0,65 \times 0,04} = 1,087 MPa < 3,25 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Donc il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Les vérifications à L'ELS**

- Vérification des contraintes.
- Vérification de la flèche.

a) **Vérification des contraintes.**

$$\text{On doit vérifier } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad \text{(BAEL E.III.2)}$$

Remarque :

Si $H > 0$ L'axe neutre est passé par la table de compression ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b \times h$. il suffit de mettre $b_0 = b$ et $h_0 = 0$

Si $H < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

❖ En travée

- Position de l'axe neutre (H) :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,36 \times (21,6 - 4) = -103,04 \text{ cm}^3$$

$H < 0$ Vérification des contraintes pour une section en T

- Calcul de y :

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

$$\frac{10}{2} \times y^2 + (220 + 15 \times 2,36)y - (440 + 15 \times 2,36 \times 21,6) = 0$$

$$5 \times y^2 + 255,4 \times y - 1204,64 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c$$

$$\Delta = 89321,96$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2 \times a} = 4,34 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie I

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

$$\frac{65 \times 4,34^3}{3} - 0,72 + 15 \times 2,36(21,6 - 4,34)^2 = 1771,17 - 0,72 + 10546$$

$$= 12316,37 \text{ cm}^4$$

• Contrainte

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{12,457 \times 10^{-3}}{12316,37 \times 10^{-8}} \times 4,34 \times 10^{-2} = 4,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ En appui intermédiaire

- Position de l'axe neutre (H) :

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15 \times A(d - h_0) = \frac{10 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,26 \times (21,6 - 4) = -516,64 \text{ cm}^3$$

$H < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

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

$$\frac{10}{2} \times y^2 + [(15 \times 2,26) + 4(65 - 10)] \times y - 15 \times 2,26 \times 21,6 - (65 - 10) \frac{4^2}{2} = 0$$

$$5 \times y^2 + 253,9 \times y - 528,14 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c \quad ; \quad \Delta = 253,9^2 + 4 \times 5 \times 528,14 \quad ; \quad \Delta = 75028,01$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2 \times a} = 2 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65 \times 2^3}{3} + (65 - 10) \frac{(2 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,26 \times (21,6 - 2)^2$$

$$I = 173,33 - 146,66 + 13023,024$$

$$I = 13049,69 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9,371 \times 10^{-3}}{13049,69 \times 10^{-8}} \times 2 \times 10^{-2} = 1,43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,43 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche

✓ **Condition de la vérification de la flèche**

Données :

$$l = 5,4 \text{ m} ; M_{0s} = 18,50 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 12,457 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 0,673 M_{0s}$$

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{(BAEL 91 (Article B.6.5))}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots \text{(BAEL 91 (Article B.6.5))}$$

$$\frac{A_t}{d \times b_0} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots \text{(CBA 93)}$$

Avec :

- h : est la hauteur de la poutrelle.
- l : longueur de la travée.
- M_{ts} : moment en travée à l'ELS.
- M_{0s} : moment isostatique de cette travée à l'ELS.
- A : section des armatures choisies.

Dans notre cas :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{0,24}{5,4} = 0,0444 < \frac{1}{16} =$$

0,0625 condition non vérifiée

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow \frac{0,24}{5,4} = 0,0444 \leq \frac{12,457}{10 \times 18,50} = 0,067 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$3) \frac{A_t}{d \times b_0} \geq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{A_t}{d \times b_0} = \frac{2,36}{21,6 \times 10} = 0,0109 \geq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La 1^{ère} et 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul de la flèche qui est conduit Selon la méthode exposée à l'article B.6.5.2 des règles BAEL91.

➤ **Vérification de la flèche**

On a:

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

- f_{gv} : La flèche différée due à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtements + cloisons).
- f_{gi} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtements + cloisons).
- f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des cloisons G sans revêtement

- f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

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

$$f_{adm} = 0,5 + \left(\frac{l}{1000}\right) \implies f_{adm} = 0,5 + \left(\frac{540}{1000}\right) = 1,04 \text{ cm} \dots \text{CBA93.art (B.6.5.3)}$$

La flèche f est calculée par les expressions suivantes :

$$f = \begin{cases} \frac{M_t l^2}{10 E I_f} & \text{pour les travées (sur 2 appuis)} \\ \frac{M_t l^2}{10 E I_f} & \text{pour les consoles (1 seul appui)} \end{cases}$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoin de :

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0,673 \times q_s^g \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,673 \times q_s^j \times \frac{l^2}{8} ; \\ M_{ser}^p = 0,673 \times q_s^p \times \frac{l^2}{8} \end{cases}$$

Avec :

- $q_s^j = l_0 \times J$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.
- $q_s^g = l_0 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.
- $q_s^p = l_0 \times p$: La charge permanente + la charge d'exploitation

Donc :

- $G = 6,81 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- $J = G - G_{revet} = 6,81 - (0,85 + 0,3 + 2,2 + 0,16 + 0,2) = 3,1 \text{ KN/m}^2$
- $P = G + Q = 7,81 \text{ KN/m}^2$

Donc :

- $q_s^j = 0,65 \times 3,1 = 2,015 \text{ KN/m}$
- $q_s^g = 0,65 \times 6,81 = 4,42 \text{ KN/m}$
- $q_s^p = 0,65 \times 7,81 = 5,076 \text{ KN/m}$

- $M_{ser}^g = 10,84 \text{ KN.m}$
- $M_{ser}^j = 4,94 \text{ KN.m}$
- $M_{ser}^p = 12,45 \text{ KN.m}$

✓ Module de Young instantané et différé

$$Y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (Ad + A'd')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A + A')}$$

$$Y_G = \frac{\frac{10 \times 24^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 21,6}{(10 \times 24) + (65 - 10) \times 4 + 15 \times 2,36} = \frac{4084,64}{495,4} = 8,24 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{b \times Y_G^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - Y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (Y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_G)^2 + 15 \times A'$$

$$I_0 = \frac{65 \times 8,24^3}{3} + \frac{10 \times (24 - 8,24)^3}{3} - \frac{(65 - 10) \times (8,24 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (21,6 - 8,24)^2 = 30091,16 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul des coefficients λ_i et λ_v**

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} & \text{avec : } \rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{2,36}{21,6 \times 10} = 0,011 \\ \lambda_v = 0,4 \times \lambda_i \end{cases}$$

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times 65 \times 2,1}{(2 \times 65 + 3 \times 10) \times 0,011} = 3,87 \dots \text{Déformation instantanée} \\ \lambda_v = 0,4 \times 3,87 = 1,55 \dots \dots \dots \text{Déformation différée} \end{cases}$$

➤ **Calcul des déformations E_i et E_v**

$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_i = 3 \times E_v = 32456,58 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

➤ **Contraintes :**

σ_{st} : Contraintes effectives de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

Pour calculer σ_{st} , on doit calculer la position de l'axe Y et le moment d'inertie I

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

Si $H > 0 \rightarrow$ le calcul se fait comme une section rectangulaire

Si $H < 0 \rightarrow$ le calcul se fait comme une section en T

a) Calcul de H

$$H = 65 \frac{4^2}{2} - 15 \times 2,36(21,6 - 4) = -103,04 < 0$$

Donc le calcul se fait comme une section en T tels que d'après le calcul précédent on a :

- $Y = 4,34 \text{ cm}$

- $I = 12316,37 \text{ cm}^4$

Donc :

$$\begin{cases} \sigma_{st}^j = 15 \frac{M_{ser}^j \times (d-y)}{I} = 15 \frac{4,94 \times (0,216 - 4,34 \times 10^{-2})}{12316,37 \times 10^{-8}} \\ \sigma_{st}^g = 15 \frac{M_{ser}^g \times (d-y)}{I} = 15 \frac{10,84 \times (0,216 - 4,34 \times 10^{-2})}{12316,37 \times 10^{-8}} \\ \sigma_{st}^p = 15 \frac{M_{ser}^p \times (d-y)}{I} = 15 \frac{12,45 \times (0,216 - 4,34 \times 10^{-2})}{12316,37 \times 10^{-8}} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^j = 103,84 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^g = 227,86 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 261,70 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ Coefficients μ

$$\begin{cases} \mu_j = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,448 \\ \mu_g = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,697 \\ \mu_p = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,730 \end{cases}$$

➤ Inertie fictive (I_f)

On a

$$Y_G = 6,84 \text{ cm Et } I_0 = 30091,16 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 12063,73 \text{ cm}^4 \\ I_{fgi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8907,2 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 8609,4 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 15864,32 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 3,68 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 10,59 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 12,99 \text{ mm} \\ f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 18,44 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 17,16 \text{ mm} \longrightarrow \Delta f = 15,75 \text{ mm} < f_{adm} = 10,40 \text{ mm}$$

Donc la flèche n'est pas vérifiée.

On remarque que la flèche n'est pas vérifiée, on propose d'augmenter la section d'acier. Les résultats obtenus après augmentation des sections d'armatures, sont résumé dans le tableau suivant :

Plancher	$A_s(\text{cm}^2)$	$I(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm}^2)$	$\Delta_{ft}(\text{mm}^2)$	$f_{adm}(\text{mm}^2)$	Observation
Terrasse inaccessible	2HA16+HA12=5,15	23477,1	6,07	9,87	10,40	Vérifiée

Tableau III.10: Vérification de la flèche pour les poutrelles de terrasse inaccessible

- On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.11. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Plancher	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
entre sol Etage courants	Travée	17,58	0,040	0,052	0,211	2,38	1,69	3HA12 = 3,39
	Appui inter	14,774	0,223	0,320	0,188	2,25	0,260	2HA12 = 2,26
	Appui de rive	2,532	0,038	0,048	0,211	0,343	0,260	1HA12 = 1,13
RDC	Travée	13,491	0,031	0,039	0,216	1,828	1,69	3HA10 = 2,36
	Appui inter	10,95	0,165	0,227	0,196	1,48	0,260	2HA10=1,57
	Appui de rive	2,784	0,042	0,053	0,211	0,379	0,260	1HA10=0,79
Etage 01	Travée	17,132	0,039	0,049	0,211	2,37	1,69	3HA12 = 3,39
	Appui inter	14,823	0,224	0,321	0,188	2,25	0,260	2HA12 = 2,26
	Appui de rive	2,677	0,040	0,051	0,211	0,363	0,260	1HA12 = 1,13
Terrasse inaccessible	Travée	17,007	0,050	0,050	0,211	2,31	1,69	2HA16+1H12 = 5,15
	Appui inter	12,905	0,194	0,273	0,211	1,92	0,260	2HA12 = 2,26
	Appui de rive	3,27	0,049	0,063	0,210	0,447	0,260	1HA12 = 1,13

Remarque :

Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

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

✓ Vérification des poutrelles aux états limite (ELU et ELS)

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau II.12 .Vérification nécessaire à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ MPa	Armatures longitudinales $A_l^{min} \text{ cm}^2 \geq$		Bielle $V_u \leq 0,267 \times \alpha \times b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_u^1 \leq \tau$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$	$\frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a^{inter}}{0,9 \times d} \right)$		
entre sol Etage courants	0,843 < 3,33	0,523 < 4,18	-0,165 < 5,65	18,222 < 129,62	1,07 < 3,33
RDC	1,01 < 3,33	0,628 < 4,18	-0,216 < 8,01	21,486 < 129,62	1,17 < 3,33
Etage 01	0,986 < 3,33	0,612 < 4,52	-0,158 < 5,65	21,308 < 129,62	1,16 < 3,33
Terrasse inaccessible	0,925 < 3,33	0,574 < 3,14	-0,133 < 4,62	19,998 < 129,62	1,087 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.13. Vérification des contraintes à l'ELS

Plancher	En travée				En appui			
	M_s KN.m	Y cm	I cm ⁴	σ_{bc} MPa	M_s KN.m	Y cm	I cm ⁴	σ_{bc} MPa
entre sol Etage courants	12,73	5,08	16718,32	3,87	10,606	4,25	11868,72	3,80
RDC	9,529	4,34	12316,33	3,36	7,625	3,62	8642,1	3,19
Etage 01	12,337	5,08	16718,32	3,75	10,511	4,52	11868,72	3,76
Terrasse inaccessible	12,457	3,34	12316,37	4,38	9,371	2	13049,69	1,43
Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$				$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$			
	Vérifiée				Vérifiée			

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

Plancher	Sous-sol, entre sol Etage courants	RDC	Etage 01	Terrasse inaccessible
M_{ser}^g (KN.m)	6,50	6,10	5,52	10,84
M_{ser}^j (KN.m)	3,62	3,40	3,07	4,94
M_{ser}^p (KN.m)	8,25	11,59	8,01	12,45
I_0 (cm ⁴)	32736,14	30091,26	32763,14	36974,11
ρ	0,015	0,010	0,015	0,023
λ_i	2,71	3,90	2,71	1,78
λ_v	1,08	1,56	1,08	0,715
I (cm ⁴)	16718,32	12316,33	16718,32	23477,18
σ_{st}^j (MPa)	53,65	71,49	45,60	49,03
σ_{st}^g (MPa)	96,41	128,46	81,94	107,71
σ_{st}^p (MPa)	122,37	243,78	118,72	123,52
μ_j	0,327	0,296	0,259	0,457
μ_g	0,549	0,523	0,492	0,702
μ_p	0,624	0,711	0,615	0,735
I_{fji} (cm ⁴)	19054,76	15338,23	21133,18	22362,45
I_{fgi} (cm ⁴)	14458,13	10873,58	15407,55	18015,21
I_{fpi} (cm ⁴)	13363,10	8758,5	13486,28	17565,75
I_{fgv} (cm ⁴)	26567,98	18210,9	28109	30637,02
f_{ji} (mm)	1,70	1,039	1,30	1,98
f_{gi} (mm)	4,04	2,633	3,22	5,41
f_{pi} (mm)	5,55	6,204	5,33	6,36
f_{gv} (mm)	7,77	4,717	6,35	5,41

Δf	7,57	7,24	7,15	9,78
f_{adm} (mm)	10,40	7,8	10,40	10,40
Observation	vérifié	vérifié	vérifié	Vérifié

On remarque que la flèche est vérifiée dans tous les niveaux.

Tableau III.15. schema de ferrailage des poutrelles par niveaux

Plancher	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
entre sol Etage 02 jusqu'à étage 10			
	RDC		

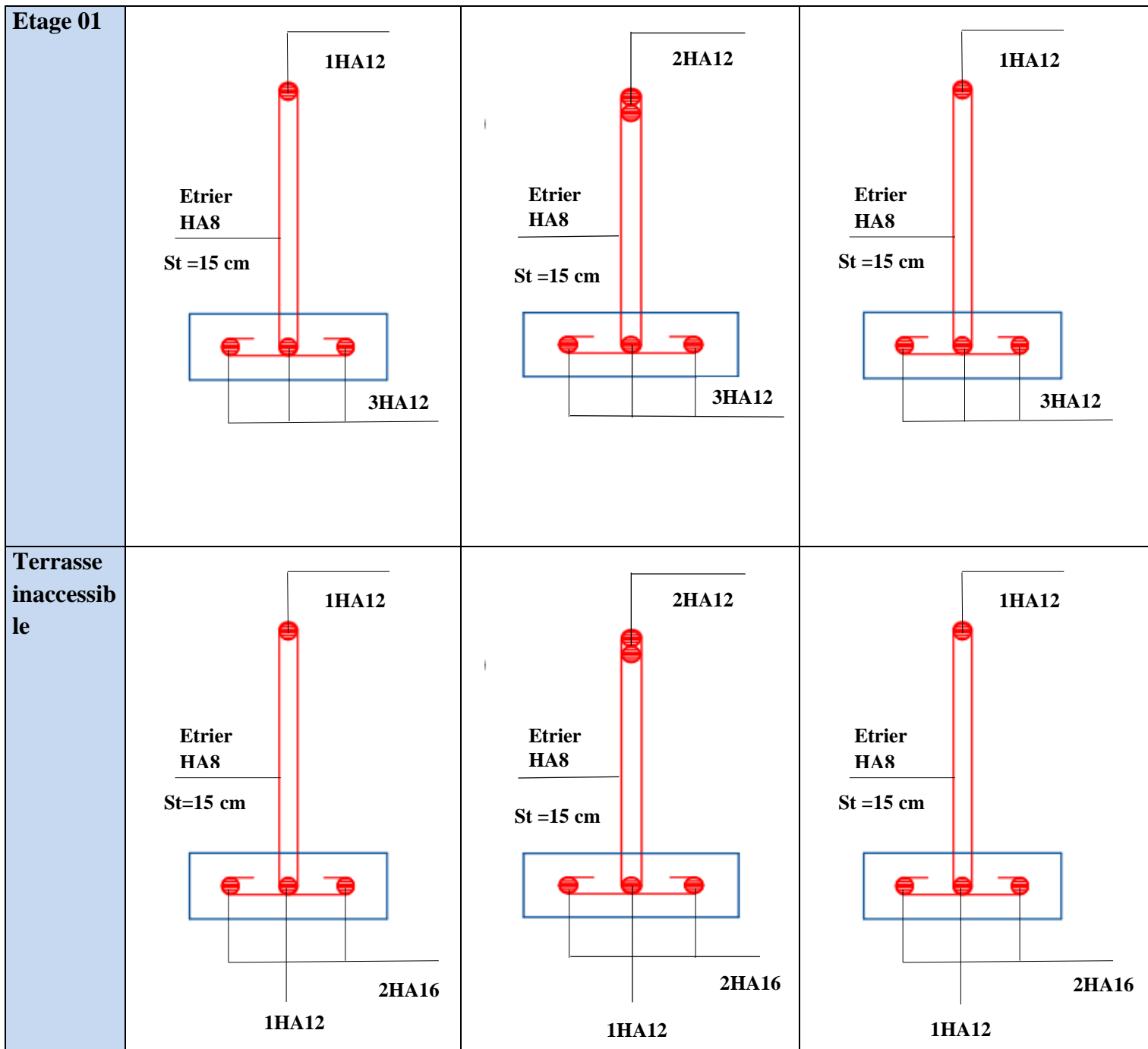


Figure III.3. Schéma de ferrailage des poutrelles par niveau

2.1.7. Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est armée d'un quadrige de barre généralement un treillis soudée, son est d'éviter la fissuration de la dalle.

La section de ces aciers est donnée par le CBA (B.6.8.2.3), en fonction de l'entraxe des nervures.

Armature perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/ml$$

Armature parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : $A_{\perp} = 5\phi 6 = 1,41 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

$$A_{\parallel} = 4\phi 6 = 1,13 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 Vérifiée.

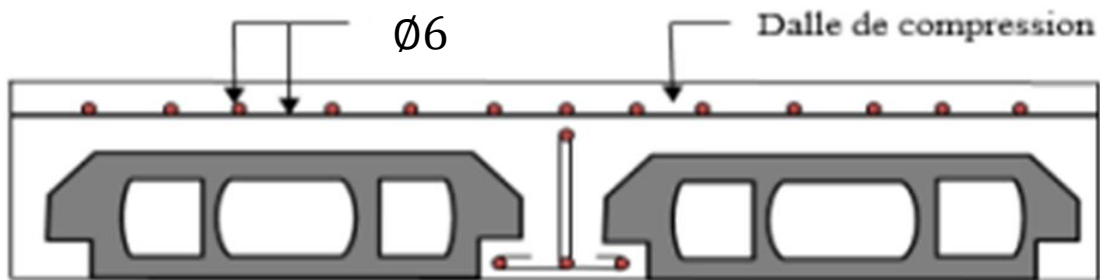


Figure III.3. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

2.2. Calcul des dalles pleines

➤ Introduction

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$\rho \leq 0,4$: la dalle travaille suivant un seul sens.

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

- On a 4 types de dalle pleine (voir les figures page 8 chapitre 02)

2.2.1. Calcul des sollicitations

❖ panneau D3 sur 03 appuis

$$\rho = \frac{1}{3,30} = 0,30 < 0,4$$

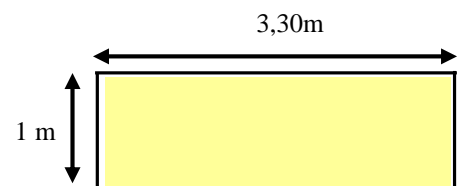
La dalle travaille selon un seul sens :

Donc les moments sont donnés par :

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2}{3} q l_x^3 \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

La correction des moments pour tenir compte des semi-encastres :

$$\begin{cases} M_t^{x,y} = [0,75 \text{ à } 0,85] M_0^{x,y} \\ M_a^{x,y} = [-0,3 \text{ à } 0,5] M_0^{x,y} \end{cases}$$



✓ **Calcul des moments**

$$\begin{cases} G = 4,43 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 4,43 + 1,5 \times 3,5 = 11,23 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 4,43 + 3,5 = 7,93 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELU

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{11,23 \times 1^2 \times 3,30}{2} - \frac{2}{3} \times 11,23 \times 1^3 = 11,04 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{11,23 \times 1^3}{6} = 1,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 9,384 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 1,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appui :

$$\begin{cases} M_a^x = -0,4 \times M_0^x = -4,41 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,4 \times M_0^y = -0,748 \text{ KN.m} \end{cases}$$

A L'ELS

$$\begin{cases} M_0^x = \frac{7,93 \times 1^2 \times 3,30}{2} - \frac{2}{3} \times 7,93 \times 1^3 = 7,80 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{7,93 \times 1^3}{6} = 1,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 6,63 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 1,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appui :

$$\begin{cases} M_a^x = -0,4 \times M_0^x = -3,12 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,4 \times M_0^y = -0,448 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2.2.2. Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple et est calculé comme une poutre rectangulaire pour une bande de 1 ml.

a) En travée✓ **Sens x-x**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{9,384 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,09^2} = 0,081$$

$$\mu_{bu} < 0,186 ; A' = 0 \Rightarrow \text{pivot A ; } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de A : } A_t^x = \frac{M_t^x}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,081}) = 0,105$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,086 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{9,384 \times 10^{-3}}{0,086 \times 348} = 3,15 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité** CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e \leq A_{\text{calculé}} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ car il s'agit de barres HA Fe400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 1 \times 0,12 = 0,96 \text{ cm}^2 < 3,13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) En appui

✓ **Sens x-x**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{4,41 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,09^2} = 0,038$$

$$\mu_{bu} < 0,186 ; A' = 0 \implies \text{pivot A} ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de A : } A_a^x = \frac{M_a^x}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,038}) = 0,048$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,088 \text{ m}$$

$$A_a^x = \frac{4,41 \times 10^{-3}}{0,088 \times 348} = 1,44 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité** CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e \leq A_{\text{calculé}} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ car il s'agit de barres HA Fe400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 1 \times 0,12 = 0,96 \text{ cm}^2 < 1,44 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Choix des barres :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } A_t = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui : } A_a = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

➤ **L'espacement**

1) **En travée**

$$S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/4 = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{BAEL91/99 (A.8.2,42)} \end{cases}$$

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

2) **En appui**

$$S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/3 = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Soit } S_t = 33 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_y = A_t/4 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots (\text{BAEL91/99})$$

$$\text{Soit } A_y = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec:

$$S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/3 = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Soit } S_t = 33 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{v}{b \times d} \leq \tau_u = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} \quad \text{Avec } V = \frac{q \times l}{2} = 5,61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{5,61 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} \leq \tau_u = \frac{0,07}{1,5} \times 25$$

$$\tau_u = 0,062 \text{ MPa} < \tau_u = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Verifications des contraintes**- **En travée :**

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - (15 \times A_s \times d) = 0 \rightarrow 50y^2 + 58,95y - 530,55 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times A \times C$$

$$\sqrt{\Delta} = 331,03$$

$$Y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2A} = 2,72 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 \rightarrow 33,33 \times 2,72^3 + 15 \times 3,93 \times (9 - 2,72)^2$$

$$I = 2995,61 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \frac{6,63 \times 10^{-3}}{2995,61 \times 10^{-8}} \times 2,89 \times 10^{-2}$$

$$6,39 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s^t}{I} (d - Y) \leq \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\sigma_{st} = 208,48 \text{ MPa} > 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

- **En appui :**

$$Y = \frac{b}{3} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - (15 \times A_s \times d) = 0 \rightarrow 33,33y^2 + 35,4y - 318,6 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times A \times C$$

$$\sqrt{\Delta} = 43728,912$$

$$Y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2A} = 2,60 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 \rightarrow 33,33 \times 2,60^3 + 15 \times 2,36 \times (9 - 2,60)^2$$

$$I = 2035,79 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \frac{3,12 \times 10^{-3}}{2035,79 \times 10^{-8}} \times 2,60 \times 10^{-2}$$

$$3,98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s^t}{I} (d - Y) \leq \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\sigma_{st} = 147,12 \text{ MPa} > 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Remarque : la condition de la contrainte σ_{st} n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS :

➤ **En travée :**

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{6,63 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 201,63} = 4,06 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$$

D'après les itérations qu'on a effectuées, on trouve $\alpha = 0,30$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} = \frac{6,63 \times 10^{-3}}{0,09 \left(1 - \frac{0,30}{3}\right) 201,63} = 4,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad ; \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Les armatures de répartition

$$A_y = A_s/4 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots(\text{BAEL91/99})$$

$$\text{Soit } A_y = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec:

$$S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/3 = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Soit } S_t = 33 \text{ cm}$$

- Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III.16. Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Type	Sollicitation							
	ELU					ELS		
	$M_x^{travée}$ (KN.m)	$M_y^{travée}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)	$M_x^{travée}$ (KN.m)	$M_y^{travée}$ (KN.m)	M_a^{rive} (KN.m)
D1	9,55	/	/	14,17	/	6,88	/	10,85
D2	1,82	0,46	0,87	4,98	15,17	1,36	0,39	0,64
D3	9,384	/	4,41	5,61	/	6,63	/	3,12
D4	0,89	0,23	0,42	3,87	5,19	0,67	0,30	0,31

Tableau III.17. ferrailage la dalle à la flexion simple

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
D1	X-X	9,55	0,083	0,108	0,086	3,19	0,96	5HA10= 3,93
D2	X-X	1,82	0,0162	0,020	0,089	0,60	1,24	4HA8=2,01
	Y-Y	0,46	0,004	0,005	0,089	0,149	0,96	4HA8= 2,01
	Appui	0,87	0,007	0,009	0,089	0,281	1,24	4HA8=2,01
D3	X-X	9,384	0,081	0,105	0,086	3,15	0,96	5HA10=3,93
	Appui	4,41	0,038	0,048	0,088	1,44	0,96	3HA10=2,36
D4	X-X	0,89	0,008	0,0098	0,089	0,28	1,16	4HA8=2,01
	Y-Y	0,23	0,002	0,0025	0,090	0,074	0,96	4HA8=2,01
	Appui	0,42	0,0036	0,0046	0,089	0,13	1,16	4HA8=2,01

Tableau III.18. Verification de l'effort tranchan

	V_x (KN)	$\tau_u \leq \tau_u^-$ (MPa)	Obs	V_y (KN)	$\tau_u \leq \tau_u^-$ (MPa)	Obs
D1	14,17	0,168 < 1,25	vérifiée	/	/	/
D2	4,98	0,055 < 1,25	vérifiée	15,17	0,174 < 1,25	vérifiée
D3	5,61	0,062 < 1,17	vérifiée	/	/	/
D4	3,78	0,042 < 1,25	vérifiée	5,19	0,057 < 1,25	vérifiée

Tableau III.19. Verification des contraintes a l'ELS

Type s	Sens	M_s (KN.m)	y (cm)	I cm^4	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$ (MPa)	Obs
D1	X-X	6,88	2,72	2995,7	6,25 < 15	vérifiée	216,24 > 201,63	N.Vérifiée
D2	X-X	1,36	2,04	1743,5	1,60 < 15	vérifiée	81,563 < 201.63	Vérifiée
	Y-Y	0,39	2,04	1743,5	0,46 < 15	vérifiée	23,84 < 201.63	Vérifiée
	appui	0,64	2,04	1743,5	0,75 < 15	vérifiée	38,38 < 201.63	Vérifiée
D3	X-X	6,63	2,72	2995,6	6,39 < 15	vérifiée	208,48 > 201.63	N.Vérifiée
	appui	4,43	2,60	2035,79	3,98 < 15	vérifiée	147,12 < 201.63	Vérifiée
D4	X-X	0,67	2,04	1743,5	0,80 < 15	vérifiée	40,45 < 201.63	Vérifiée
	Y-Y	0,30	2,04	1743,5	0,35 < 15	vérifiée	18,8 < 201.63	Vérifiée
	appui	0,32	2,04	1743,5	0,37 < 15	vérifiée	19,5 < 201.63	Vérifiée

On remarque que la deuxième condition dans certaines dalles n'est pas vérifiée, ce qui nous a conduits de recalculer la section des armatures à l'ELS (comme le détail dans l'exemple de calcul)

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

Tableau III.20. Recalcul de section d'armatures

Type s	Sens	M_s (KN.m)	β	α	A_{calc} cm^2	A_{adop} cm^2	S_t cm^2
D1	X-X	6,88	0,0042	0,317	4,23	4HA12=4,52	25 cm
D3	X-X	6,63	0,0046	0,30	4,05	4HA12=4,52	25 cm
	appui	4,43	/	/	1,44	3HA10=2,36	33 cm

➤ Evaluation de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right) l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right.$$

✓ Pour la dalle D1

$$12cm > 4,25 cm$$

$$4,52cm^2 > 4,5cm^2$$

On doit vérifier la flèche

✓ Pour la dalle D2

$$12cm > 5,72 cm$$

$$2,01cm^2 < 4,5cm^2$$

La flèche est vérifiée.

✓ Pour la dalle D3

12cm > 4,52 cm.....vérifiée

$A_{t\text{Max}} = 4,52 \text{ cm}^2 > 4,5 \text{ cm}^2$non vérifiée On doit vérifier la flèche

✓ Pour la dalle D4

12 cm > 4,45 cmvérifiée

$A_{t\text{Max}} = 2,01 \text{ cm}^2 < 4,5 \text{ cm}^2$vérifiée

➤ Le tableau suivant illustre le résultat du calcul des différentes flèches

Tableau III.21. Vérification de flèche

Types	Sens	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f \leq f_{adm}(mm)$	Obs
D1	X-X	0,652	0,07	0,578	0,275	0,885 < 4	vérifiée
D3	X-X	0,246	0,046	0,311	0,102	0,409 < 2	vérifiée

Tableau III.22. Les armatures de répartition et les espacements dans les dalles qui travaillent sur une seule direction

		D1	D3
A_l	$A(\text{cm}^2)$	3HA10= 2,36	3HA10= 2,36
	$St(\text{cm})$	33	33

➤ Schémas de ferrailage

- Pour la dalle D1

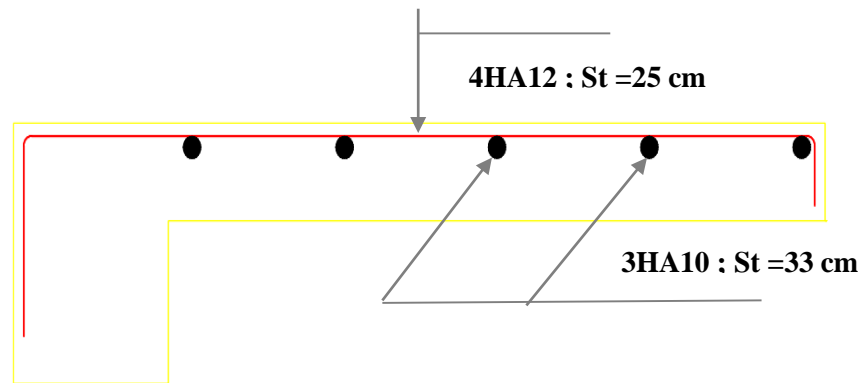


Figure III.4. Schéma de ferrailage de la dalle D1

- Pour la dalle D2

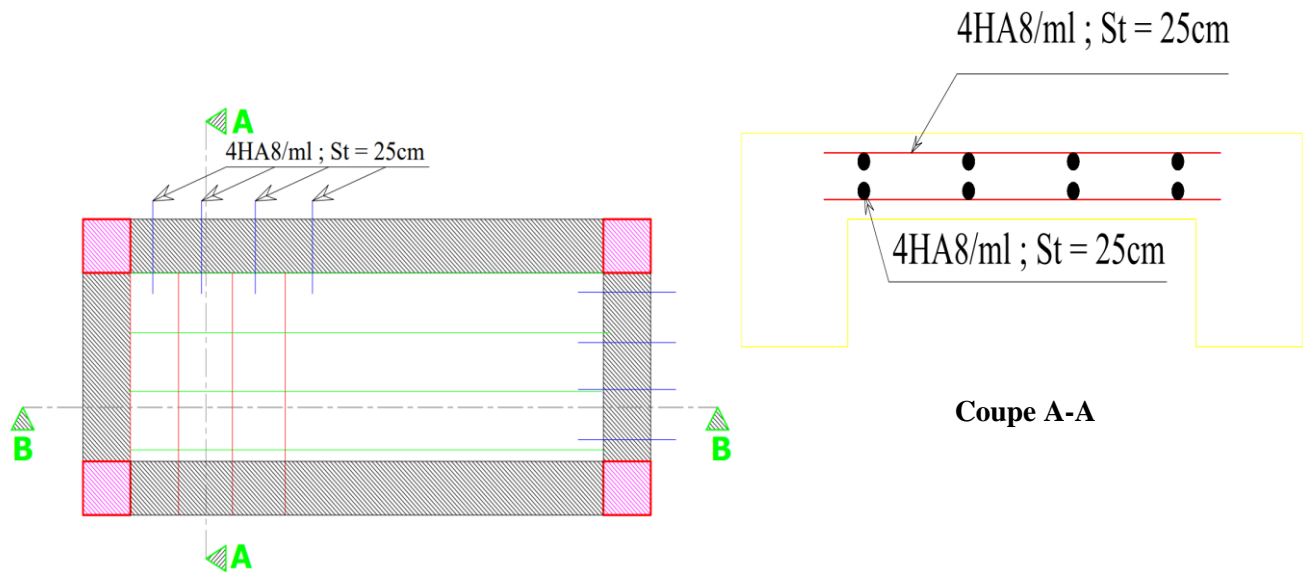


Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle D2

- Pour la dalle D3

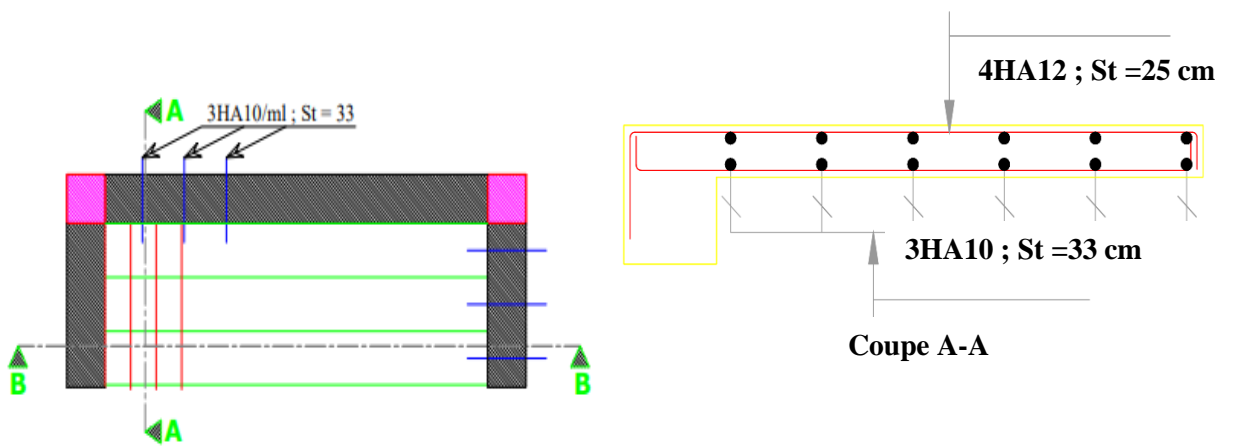


Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle D3

- Pour la dalle D4

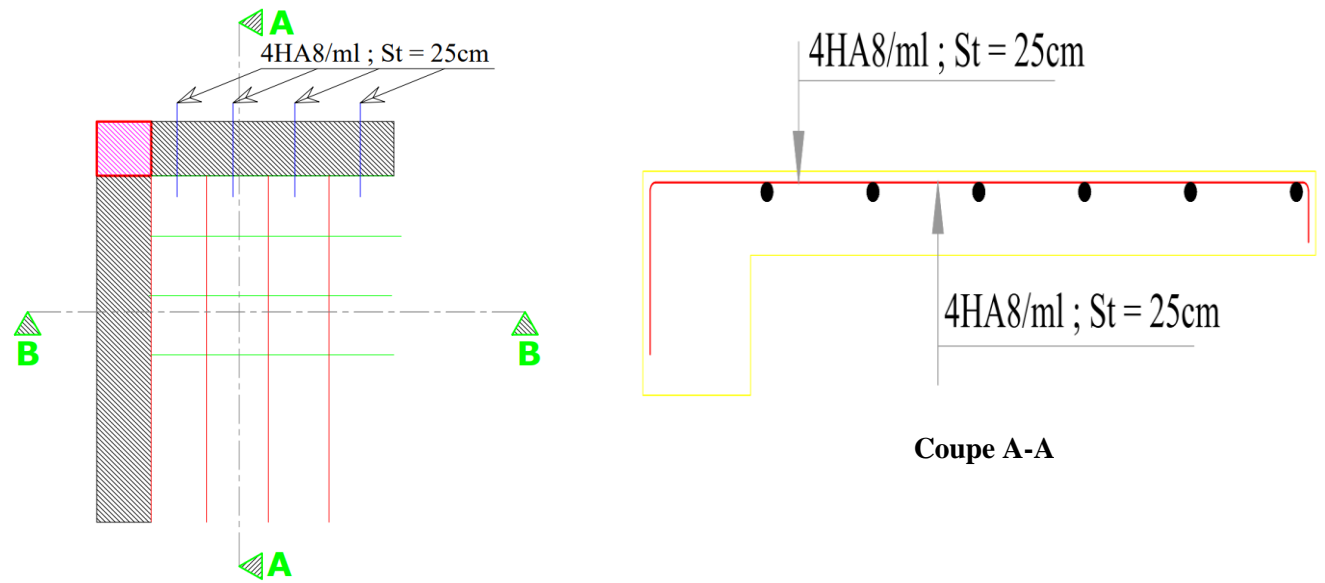


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle D4

3. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine
L'ascenseur qu'on étudie est conçu pour 06 personnes

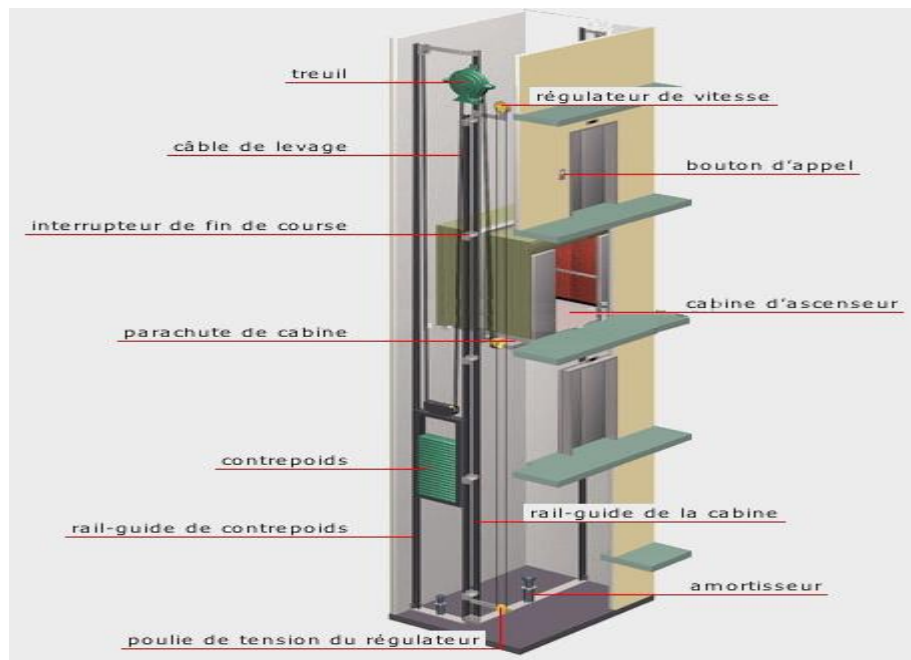


Figure III.9. Schéma statique d'un ascenseur

3.1. Les caractéristiques

- $V = 0,63$ m/s : vitesse de levage
- $P_m = 15$ KN : charge due à la salle de machine
- $D_m = 51$ KN : charge due au poids propre de l'ascenseur
- $F_c = 145$ KN : charge due à la rupture des câbles
- Course maximale = 50 m
- $B_s * T_s = 1,65 * 1,85$ m² dimensions de la gaine
- Le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg

Selon les charges on définit deux types de dalle qui sont :

- 1) Dalle de la salle machine (locale)

- **Evaluation des charges et surcharges :**

$$P = P_m + D_m + \text{charge minimale} = 15 + 51 + 6,3 = 72,3 \text{ KN}$$

- **Poids propre de la dalle de revêtement**

Calcul pour un revêtement de 5cm

$$G_1 = 25 \times 0,12 + 22 \times 0,05 = 4,1 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids de l'ascenseur**

$$G_2 = \frac{145}{3,0525} = 47,50 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids total**

$$G^{tot} = G_1 + G_2 = 51,60 \text{ KN/m}^2$$

- **Combinaison d'action**

- **ELU** : $q_u = 1,35G^{tot} + 1,5Q = 71,16 \text{ KN/m}^2$
- **ELS** : $q_s = G^{tot} + Q = 52,60 \text{ KN/m}^2$

- **Calcul des sollicitations a l'ELU :**

En utilisant les tables BAEL (annexe...), on tire les coefficients μ_x et μ_y en fonction de U/L_x , V/L_y et ρ

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,65}{1,85} = 0,89 \quad ; \quad \frac{U}{l_x} = \frac{99,5}{165} = 0,60 \quad ; \quad \frac{V}{l_y} = \frac{99,5}{185} = 0,54$$

Avec $v = 0$ à l'ELU et $v = 0,2$ à l'ELS :

$$\mu_x = 0,0466 \quad , \quad \mu_y = 0,7635$$

Calcul des moments isostatique

$$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_2^x$$

$$M_0^x = 0,0466 \times 71,16 \times 1,65^2 = 9,02 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 0,7635 \times 9,02 = 6,89 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0,85 \times 9,02 = 7,66 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times 6,89 = 5,85 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_a^x = -0,4 M_0^y = 2,75 \text{ KN.m}$$

3.2.Ferraillage

Tableau III.23. Ferraillage de la dalle d'ascenseur

position		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} cm^2	A^{min} cm^2	A^{adop} cm^2
Travée	X-X	7,66	0,054	0,069	0,097	2,66	0.96	4HA10=3,14
	Y-Y	5,58	0,039	0,049	0,098	1,36	0.96	4HA8= 2,01
Appui		2,75	0,019	0,024	0,099	0,798	0.96	3HA8= 1,51

• Vérification au poinçonnement :

$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$ avec : U_c périmètre du rectangle d'impact

$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (99.5 + 99.5) = 398 \text{ cm}$

$71,16 \leq \frac{0.045 \times 3.98 \times 0.12 \times 25 \times 10^3}{1.5} \rightarrow 71,16 \leq 358.2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

• Vérification de l'effort tranchant :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$T_u = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{71,16}{3 \times 0,995} = 23,83 \text{ KN}$

$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{23,83 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10} = 0,239 \text{ MPa}$

$\tau_U = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$

$\tau_U \leq \tau^-$

• Calcul à l'ELS

Moment engendré par le système de levage

$q_{ser} = 52,60 \text{ KN}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,65}{1,85} = 0,89$

$\mu_x = 0,0537 \quad , \mu_y = 0,5358$

$M_0^x = 0,0537 \times 52,60 \times 1,65^2 = 7,70 \text{ KN.m}$

$M_0^y = 0,5358 \times M_2^x = 4,12 \text{ KN.m}$

La superposition des moments:

$M_{tx} = 0,85 M_0^x = 6,55 \text{ KN.m}$

$M_t^y = 0,85 M_0^y = 3,50 \text{ KN.m}$

$M_{ax} = -0.4 M_0^x = -3,08 \text{ KN.m}$

Tableau III.24. Vérification des contraintes à l'ELS :

Position		M_x (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I(cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$ (MPa)	obs
Travée	X-X	6,55	3,14	2,63	3156,7	5,45 < 15	228,67 > 201.63	Non vérifiée
	Y-Y	3,50	2,01	2,17	2189,1	3,47 < 15	187,13 < 201.63	vérifiée
Appui		3,08	1,51	1,91	1714,70	3,43 < 15	217,68 > 201.63	Non vérifiée

Remarque : Doit augmenter la section d'acier dans le sens X-X (travée) et appui.
Les résultats obtenus après augmentation des sections d'armatures, sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.25. Vérification des contraintes à l'ELS :

Position		M_x (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I(cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$ (MPa)	obs
Travée	X-X	6,55	3,93	2,89	3784,6	$5 < 15$	$184,46 < 201,63$	vérifiée
Appui		3,08	2,01	2,17	2189,1	$3,05 < 15$	$174,68 > 201,63$	vérifiée

➤ Donc on opte pour le ferrailage suivant :

position		A^{adop} (cm^2)	S_t (cm^2)
Travée	X-X	5HA10 = 3,93	20 cm
	Y-Y	5HA8 = 2,51	25 cm
Appui		5HA8 = 2,51	25 cm

- Schémas de ferrailage

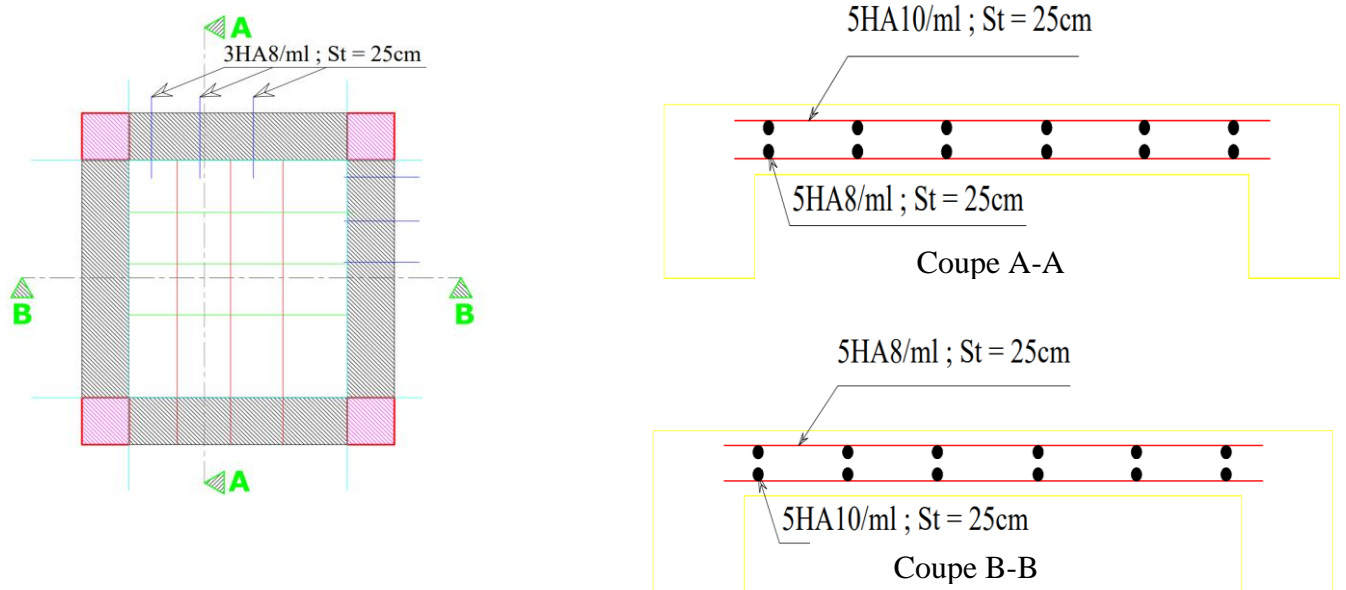


Figure III.10. Schéma de ferrailage de l'ascenseur

4. Etude de la poutre de chaînage

D'après le RPA 99 (Art 9.3.3), la dimension minimale (la largeur (b)) de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

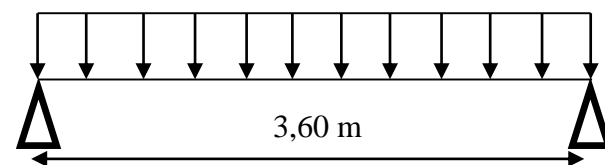


Figure III.11. Schéma statique de la poutre de chaînage

$$b \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 24\text{cm}; 15\text{cm}\right) \rightarrow b \geq 16\text{ cm} \dots\dots\dots\text{RPA 99 (Art 9.3.3)}$$

❖ **Condition de la flèche :**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow 20\text{ cm} \leq h \leq 30\text{ cm}$$

❖ Exigence du RPA 99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30\text{ cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$

Donc on prend : B= 25 cm et H= 30 cm

4.1.Calcul des sollicitations

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

- ❖ Poids propre : $G_p = 25 \times 0,3 \times 0,25 = 1,875\text{ KN/ml}$
- ❖ Poids de la double cloison : $G_c = 2,92 \times (3,06 - 0,3) = 8,06\text{ KN/ml}$
- ❖ Charge d'exploitation sur la poutre : $Q_0 = Q \times b = 1\text{ KN/m}$

$$q_u = 1,35 \times (1,875 + 8,06) + (1,5 \times 1) = 14,91\text{KN/ml} \quad \begin{cases} M_0^u = q_u \frac{l^2}{8} = 24,15\text{ KN.m} \\ V_u = q_u \frac{l}{2} = 26,83\text{ KN} \end{cases}$$

$$q_s = (1,875 + 8,06) + 1 = 10,93\text{KN/ml} \quad \left\{ M_0^s = q_s \frac{l^2}{8} = 17,70\text{ KN.m} \right.$$

✓ **Calcul des moments**

En travée $\begin{cases} M_t^u = 0,85 \times M_0^u = 20,53\text{ KN.m} \\ M_t^s = 0,85 \times M_0^s = 15,06\text{ KN.m} \end{cases}$

En appui $\begin{cases} M_a^u = -0,3 \times M_0^u = -7,25\text{ KN.m} \\ M_a^s = -0,3 \times M_0^s = -5,31\text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Ferraillage**

Le ferraillage de la poutre de chaînage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Ferraillage de la poutre de chaînage en flexion simple

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	a	z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	20,53	0,073	0,094	0,211	2,79	0,845	2HA12+1HA10=3,83
En appui	7,25	0,026	0,032	0,276	0,754	0,845	3HA10=2,36

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26,83 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,28} = 0,383\text{ MPa}$$

$$F.P.N \rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,383\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{ MPa} \quad \text{Donc pas de risque de rupture par cisaillement}$$

✓ **Calcul les armatures transversales**

On fixe St = 15 cm et on calcule A_{trans}

$$A_{tran} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,4 \times b \times st}{f_e} = 0,375 \text{ cm}^2 \\ \frac{b \times st(\tau_u - 0,3f_{t28})}{f_e} = -0,231 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit un cadre Ø8+ un étrier Ø8 $\Rightarrow A_{trans} = 4\text{Ø}8 = 2.1 \text{ cm}^2$

✓ Vérification 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.27. Vérification des contraintes à ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	15,06	9,27	26793,36	5,21	15	Vérifier
En appuis	5,31	7,60	18390	2,19	15	Vérifier

❖ Les vérifications de la flèche

1) $\frac{h}{L} \geq \max \left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right] \longrightarrow \frac{0,3}{3,6} = 0,083 < \frac{15,06}{177} = 0,085$ condition n'est pas vérifiée.

2) $\frac{A_t}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{3,83 \times 10^{-4}}{0,25 \times 0,28} = 0,00191 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$ Condition vérifiée.

3) $L = 3,6\text{m} < 8\text{m}$ Condition vérifiée.

On doit vérifier la flèche

- Le tableau suivant illustre le résultat du calcul de flèche :

Tableau III.28. Vérification de la flèche

M_{ser} (KN.m)	f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf $\leq f_{adm}$ (mm)	Obs
15,06	5,63	0,220	3,381	2,94	5,85 < 7,20	vérifiée

❖ Schéma de ferrailage

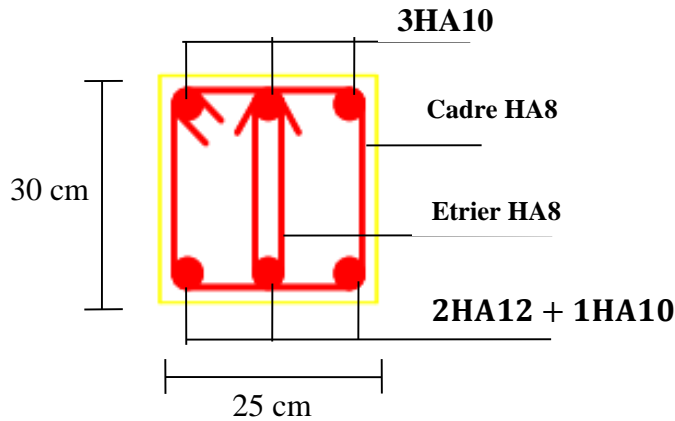


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

5. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

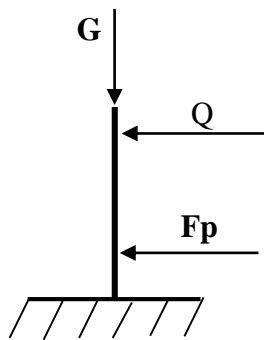


Figure III.13. Coupe transversale de l'acrotère

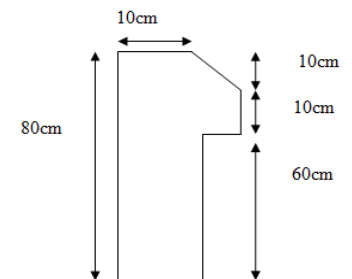


Figure III.14. coupe transversale de l'acrotère

➤ Charge permanente

$$\text{Poids propre} \begin{cases} G = \gamma_b \times S \times 1 \\ G = 25 \times 0,095 = 2,375 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Enduit de ciment

$$G^{rev} = \gamma_c \times e = 18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc } G_{\text{tot}} = W_p = 2,73 \text{ KN/ml}$$

➤ La surcharge d'exploitation

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

➤ **Force sismique**

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots \text{RPA99(Art 6.2.3)}$$

On a les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \text{ (zone IIa) : coefficient d'accélération de la zone} \\ C_p = 0,8 \text{ : facteur de force horizontale} \\ W_p = 2,73 \text{ KN/ml : poids propre de l'acrotère} \end{array} \right.$$

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,73 = 1,31 \text{ KN}$

6. Calcul des sollicitations

a) Centre de gravité

$$X_c = \frac{\sum A_i \times X_c}{A_i} \quad \text{Et} \quad Y_c = \frac{\sum A_i \times Y_c}{A_i}$$

$$X_c = \frac{0,8 \times 0,1 \times 0,05 + 0,1 \times 0,1 \times 0,15 + 0,1 \times 0,05 \times 0,133}{0,095} = 0,065m$$

$$Y_c = \frac{0,8 \times 0,1 \times 0,4 + 0,1 \times 0,1 \times 0,65 + 0,1 \times 0,05 \times 0,733}{0,095} = 0,44m$$

b) Moment engendré par les efforts normaux

$$\begin{cases} N_G = 2,73 \text{ KN/m} & \{ N_Q = 0 \\ M_G = 0 & \{ M_Q = Q \times h = 0,8 \text{ KN/m} \\ N_{FP} = 0 \\ M_{FP} = 1,31 \times 0,44 = 0,58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul se fait en flexion composée de bande de 1m.

Tableau III.29. Les sollicitations de calcul

sollicitations	Les combinaisons		
	accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + E	1,35G+1,5Q	G+Q
N (KN)	2,73	3,69	2,73
M(KN.m)	1,38	1,2	0,8

c) Ferrailage

Calcul de l'excentricité

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,38}{2,73} = 0,505m$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0,8}{6} = 0,13m$$

Donc on a : $e_1 = 0,505m > \frac{H}{6} = 0,13m \dots$ section partiellement comprimée SPC

Le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Un élément soumis à un effort composé dû à une force de compression doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme selon **(B.A.E.L 91 Art 4.4.1)**.

Pour l'excentricité selon (C.B.A Art 4.3.5).

$$e = e_2 + e_1 + e_a$$

Tel que

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right); e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \times h} (2 + a \times \Phi) \text{ et } a = \frac{M_G}{M_Q + M_G}$$

Avec :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_1 : Excentricité structurelle.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

a : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes ; au moment total du premier ordre, le coefficient a est compris entre 0 et 1.

Φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

L_f : Longueur de flambement ; $L_f = 2L_0 + 2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}$

h : hauteur de la section égale à 10cm.

$$a = 0 ; e_2 = 0,0154m ; e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } e = 0,505 + 0,0154 + 0,02 = 0,54 \text{ m}$$

Position de centre de pression

On a : $e_G = 0,505m > \frac{h}{2} = 0,05m \longrightarrow$ (C) est à l'extérieur de la section

Le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

$d = 8 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm}$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1,38 + 2,73 \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 1,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,46 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,08^2} = 0,016 < \mu_t = 0,392 \longrightarrow A' = 0$$

$$a = 0,020$$

$$Z = 0,079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{f_{st} \times Z} = \frac{0,00146}{348 \times 0,079} = 0,53 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,53 \times 10^{-4} - \frac{0,00273}{348} = 0,45 \text{ cm}^2$$

➤ Les vérifications à L'ELU

✓ Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{min} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2 > A_s = 0,45 \text{ cm}^2$$

✓ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures**

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,966 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On adopte } \mathbf{4HA8} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ A_r = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On adopte } \mathbf{4HA8} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}} \end{array} \right.$$

✓ **Espacement**

$$\text{Armature principale} \quad St \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \quad \text{on adopte } St = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Armature de répartition} \quad St \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \quad \text{on adopte } St = 25 \text{ cm.}$$

✓ **Les vérifications au cisaillement**

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

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

$$\text{ELU : } V_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0,0015}{1 \times 0,08} = 0,019 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{pas de risque de cisaillement}$$

$$\text{ELA : } V_u = Q + F_p = 1 + 1,31 = 2,31$$

$$\tau_u = 0,029 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

➤ **Les vérifications à L'ELS**✓ **Vérification des contraintes**

$$\text{F.N} \longrightarrow \sigma = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28}\right) = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{avec } \eta = 1,6 \text{ (HA)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y$$

Calcul de y

$$y = y_c + c$$

Avec

e_G : distance du centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0,8}{2,73} + \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,323 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,323 \text{ m} > d = 0,08 \text{ m} \quad \text{Donc C a l'extérieur}$$

$$c = 0,08 - 0,323 = -0,243 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots \dots (1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -3 \times c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \\ q = -2 \times c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -3 \times (-0,243)^2 + \frac{90 \times 0,000201}{1}(0,08 + 0,243) = -0,171 \text{ m}^2 \\ q = -2 \times (-0,243)^3 - \frac{90 \times 0,000201}{1}(0,08 + 0,243)^2 = 0,027 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

En remplaçant q et p dans (1), sa résolution donne :

$$-c \leq y_c \leq h - c$$

$$0,243 \leq y_c \leq 0,343m$$

On prend $y_c = 0,293m$

$$\text{Donc } y_{ser} = 0,293 - 0,243 = 0,05m$$

Calcul des contraintes

$$\begin{aligned} \mu_t &= \frac{b}{2} \times y_{ser}^2 - A \times (d - y_{ser}) = \frac{1}{2} \times 0,05^2 - 2,01 \times 10^{-4} (0,08 - 0,05) \\ &= 1,244 \times 10^{-3} m^3 \end{aligned}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,73 \times 10^{-3}}{1,244 \times 10^{-3}} \times 0,05 = 0,110 MPa \leq \sigma_{bc} = 15 MPa \\ \sigma_{sc} = \frac{15 \times N_{ser}}{\mu_t} \times (d - y) = \frac{15 \times 2,73 \times 10^{-3}}{1,244 \times 10^{-3}} \times (0,08 - 0,05) = 0,988 MPa \leq \sigma_{sc} = 201,63 MPa \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées.

➤ **Schéma de ferrailage**

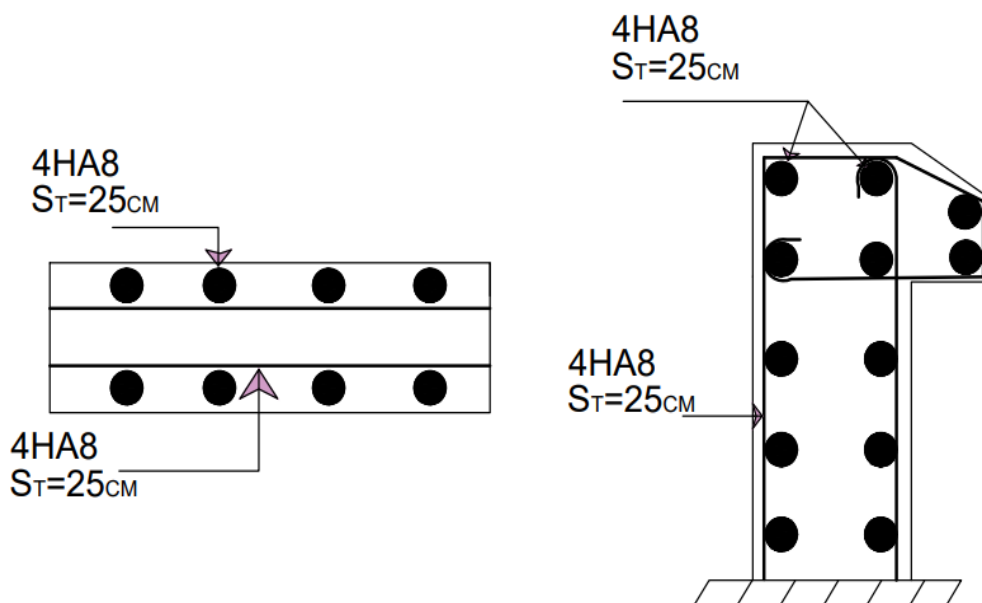


Figure III.15. Schéma de ferrailage de l'acrotère

6. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient.

6.1. Etude de la première volée :

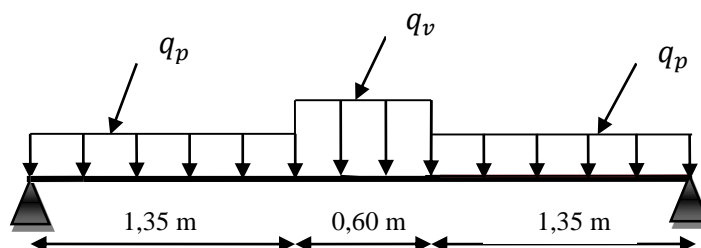


Figure III.16 : Schéma statique de la volée 1

$$\text{Charge et la surcharge} \begin{cases} \text{Palier : } G_p = 4,97 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Volée : } G_v = 8,355 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{escalier} = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ calcul du chargement qui revient sur l'escalier

Le calcul se fait pour une bande de 1m

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_{escalier}) \times 1 = 15,029 \text{ KN/ml} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_{escalier}) \times 1 = 10,459 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_{escalier}) \times 1 = 10,855 \text{ KN/ml} \\ q_{sp} = (G_p + Q_{escalier}) \times 1 = 7,47 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

➤ calcul des réactions aux appuis:

$$\text{ELU} : \sum F/x = 0 : R_A + R_B = q_{uv} \times 0,6 + q_{up} \times (1,35 + 1,35) = 37,25 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : \sum F/x = 0 : R_A + R_B = q_{sv} \times 0,6 + q_{sp} \times (1,35 + 1,35) = 26,68 \text{ KN}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} \sum M/A : R_B = 18,62 \text{ KN} \\ \sum M/B : R_A = 18,62 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} \sum M/A : R_B = 13,34 \text{ KN} \\ \sum M/B : R_A = 13,34 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ Calcul des sollicitations

la poutre etudier est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode de la RDM)

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant

Tableau III.30.les sollicitations dans l'escalier

Etat limite	$M_t^{max} (KN.m)$	$M_a^{max} (KN.m)$	$M_0^{max} (KN.m)$	$V_u (KN)$
ELU	16,85	8,14	16,29	18,62
ELS	12,13	5,71	11,69	17,85

Puisque les appuis sont partiellement encastres, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 13,84 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -8,14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec : M_t^{max} pour une section (b×h)= (1ml×e) ; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_a^{max}

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.31. Ferrailages les escaliers

Position	$M(KN.m)$	μ_{bu}	a	$z(cm)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	St
Travée	13,84	0,080	0,105	0,105	3,77	1,328	5HA10 = 3,93	20
Appui	8,14	0,047	0,060	0,107	2,18	1,328	5HA8 = 2,51	20

➤ Armature de répartition

$$A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$$

$$\begin{cases} \text{En travée : } A_{rep} = 0,982 cm^2/ml & \text{soit : } A_{rep} = 4HA8 = 2,01 cm^2/ml ; S_t = 25cm \\ \text{En appui : } A_{rep} = 0,627 cm^2/ml & \text{soit : } A_{rep} = 4HA8 = 2,01 cm^2/ml ; S_t = 25cm \end{cases}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\left\{ \begin{array}{l} v^{max} = 18,62 KN.m \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18,62 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11} = 0,169 MPa < \tau_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{1,5} = 1,17 MPa \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ Vérification a L'ELS

✓ Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

$$\text{On doit vérifier } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 11,69 KN.m \rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_s^{max} = 9,93 KN.m \\ M_{as} = -0,4 M_s^{max} = -4,67 KN.m \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.32. Vérification des contraintes à l'ELS

	M_{ser}	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	Observation
En travée	9,93	3,05	4671,5	6,50	15	Vérifier
En appui	4,67	2,52	3240,8	3,64	15	Vérifier

➤ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée Selon le BAEL (art B.6.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \leftrightarrow \frac{0,14}{3,3} = 0,042 < \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \leftrightarrow \frac{0,14}{3,3} = 0,042 < 0,085 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \leftrightarrow 3,93 \text{ cm}^2 < 12,60 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ l = 3,3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les 2 premières conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètre est définie par le BAEL 91 Comme suite :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \longrightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{3,30}{500} = 6,6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CBA93.art(B.6.5.3)}$$

➤ Calcul des moments en travée sous les chargements g , j et p

j : L'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

g : L'ensemble des charges permanentes

p : La charge permanente + la charge d'exploitation

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

$$\text{Sous } g \left\{ \begin{array}{l} q_v^g = 8,355 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 4,97 \text{ KN/m} \end{array} \right. \rightarrow M_{st}^g = 0,85 \times 8,28 = 7,04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous } j \left\{ \begin{array}{l} q_v^j = 7,375 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 3,50 \text{ KN/m} \end{array} \right. \rightarrow M_{st}^j = 0,85 \times 6,50 = 5,53 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous } p \left\{ \begin{array}{l} q_v^p = 10,855 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 7,47 \text{ KN/m} \end{array} \right. \rightarrow M_{st}^p = 0,85 \times 11,68 = 9,93 \text{ KN.m}$$

$$\rho = 0,0035 \% \quad ; \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 5,87 \\ \lambda_v = 2,35 \end{array} \right. \quad ; \quad I_0 = 164276,5 \text{ cm}^4 \quad ; \quad \left\{ \begin{array}{l} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,58 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$Y = 3,05 \text{ cm} \quad ; \quad I = 4671,5 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul de σ_{st}

$$\sigma_{st}^g = 141,04 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st}^j = 179,62 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st}^p = 253,37 \text{ MPa}$$

✓ Calcul des μ

$$\mu_g = 0,212 \quad ; \quad \mu_j = 0,107 \quad ; \quad \mu_p = 0,357$$

Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} I_{fji} = 1,10 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \\ I_{fgi} = 8,03 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{fpi} = 5,82 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{fgv} = 1,2 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \end{cases} \quad \begin{cases} f_{ji} = 0,167 \text{ mm} \\ f_{gi} = 0,249 \text{ mm} \\ f_{pi} = 0,572 \text{ mm} \\ f_{gv} = 0,588 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,699 \text{ mm} \longrightarrow \Delta f = 0,699 \text{ mm} < f_{adm} = 6,6 \text{ mm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

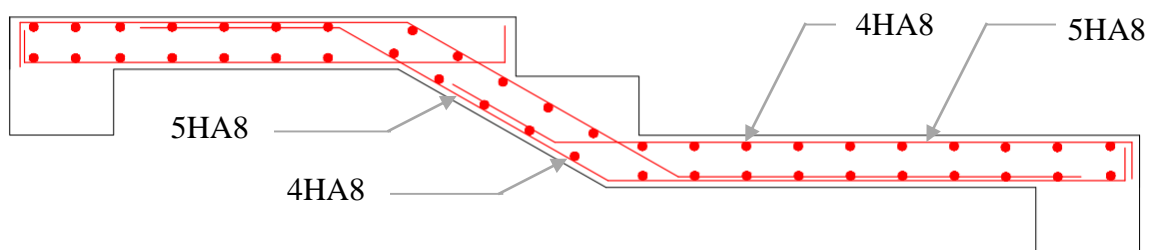
➤ **Schéma de ferrailage**

Figure III.17. Schéma de ferrailage de la volée 1

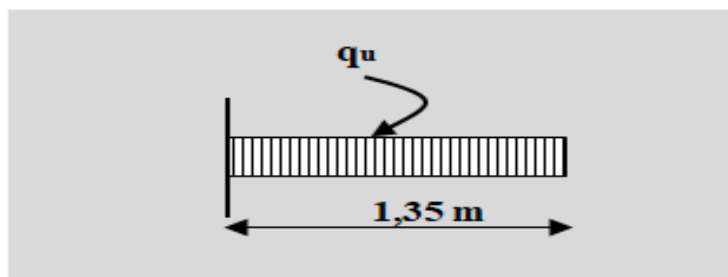
6.2. Etude de la deuxième et la troisième volée :

Figure III.18. schéma statique de la deuxième et la troisième volée

Charge et la surcharge ;

$$G = 8,355 \text{ KN/m}^2 \quad , \quad Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \quad , \quad e = 14 \text{ cm}$$

➤ **calcul du chargement qui revient sur l'escalier**

Le calcul se fait pour une bande de 1m

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU ; } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = 15,029 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS ; } q_{sv} = (G + Q) \times 1 = 10,855 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

✓ **Calcul des sollicitations**

la poutre etudier est une console, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode de la RDM)

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant

Tableau III.33.les sollicitations dans l'escalier

Etat limite	M_t^{max} (KN.m)	V_u (KN)
ELU	13,69	20,28
ELS	9,89	14,65

➤ **Ferraillage**

- Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une section (b×h)=(1ml×e)

Tableau III.34. Ferraillages les escaliers

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	a	z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	St
Travée	13,69	0,079	0,104	0,105	3,73	1,328	5HA10 = 3,93	20

➤ **Armature de répartition**

$$A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4} = 0,982 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit: $A_{rep} = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25\text{cm}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\left\{ \begin{array}{l} v^{max} = 20,28 \text{ KN.m} \\ \tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{20,28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11} = 0,184 \text{ MPa} < \tau_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{1,5} = 1,17 \text{ MPa} \dots \text{condition verifié} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification a L'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

Comme la fissuration est pou nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

On doit vérifier $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.35. Vérification des contraintes à l'ELS

	M_{ser}	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	9,89	3,05	4671,5	6,47	15	Vérifier

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée Selon le **BAEL (art B.6.5.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \leftrightarrow \frac{0,14}{1,35} = 0,103 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \leftrightarrow 3,93 \text{ cm}^2 < 11,55 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

- Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schéma de ferrailage**

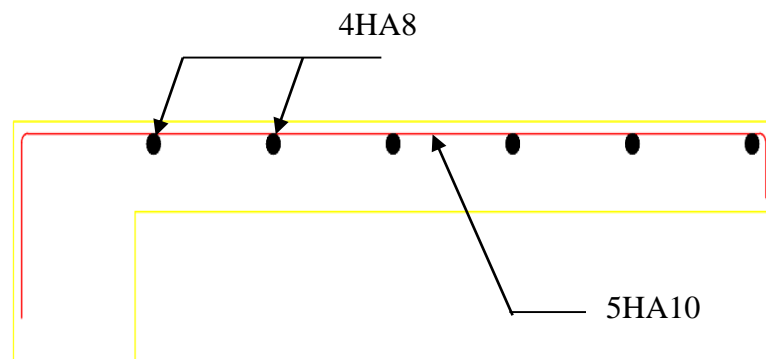


Figure III.19. Ferrailage des volées 2 et 3

6.3 Etude de la poutre brisée

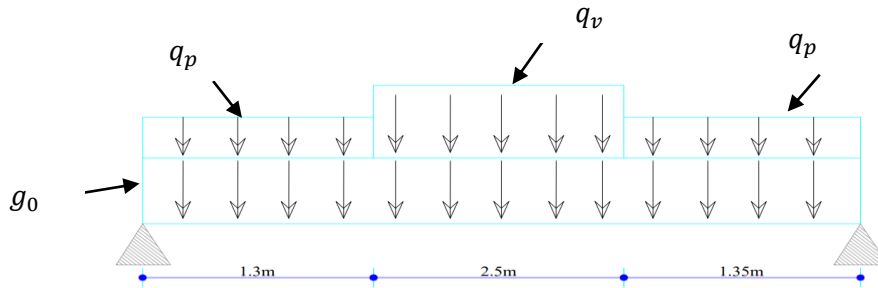


Figure III.20. Schéma statique de la poutre brisée

➤ Calcul des sollicitations

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

- ❖ Poids propre : $G_0 = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/m}$
- ❖ Charge d'exploitation sur la poutre : $Q_0 = 1 \text{ KN/m}$
- ❖ $R_v = q_{uv} = 15,029 \text{ KN/ml}$
- ❖ $R_p = q_{up} = 10,459 \text{ KN/ml}$
- On prend la charge équivalente $q_{equiv} = 12,47 \text{ KN/m}$
- $G_{0u} = 1,35 \times 2,625 = 3,54 \text{ KN/m}$

$$q_u = 12,47 + 3,54 = 16,01 \text{ KN/ml} \left\{ \begin{array}{l} M_0^u = q_u \frac{l^2}{8} = 53,07 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \frac{l}{2} = 41,22 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$q_s = 8,96 + 2,625 = 11,58 \text{ KN/ml} \left\{ \begin{array}{l} M_0^s = q_s \frac{l^2}{8} = 38,39 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ Calcul des moments

En travée $\begin{cases} M_t^u = 0,85 \times M_0^u = 45,10 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 0,85 \times M_0^s = 32,63 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appui $\begin{cases} M_a^u = -0,4 \times M_0^u = -21,20 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0,4 \times M_0^s = -15,35 \text{ KN.m} \end{cases}$

❖ Ferrailage

Le ferrailage de la poutre brisée est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.36. Ferrailage de la poutre brisée en flexion simple

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	a	z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	45,07	0,097	0,128	0,313	4,13	1,195
En appui	21,20	0,045	0,058	0,322	1,89	1,195

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{41,22 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,33} = 0,416 \text{ MPa}$$

$$F.P.N \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,521 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Donc pas de risque de rupture par cisaillement}$$

✓ **Calcul les armatures transversales a la flexion simple**

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 \times f_e} \rightarrow A_{trans} \geq -0,267 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$

✓ **Calcul à la torsion**

$$M_{tor} = M_a \times \frac{l}{2} = \frac{13,35 \times 5,15}{2} = 34,37 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage à la torsion :**

Tableau III.37 : tableau ferraillage à la torsion

$e \text{ (cm)}$	$\Omega \text{ (m}^2\text{)}$	$U \text{ (m)}$	$A_l^{tor} \text{ (cm}^2\text{)}$
5,83	0,0705	1,0668	7,47

7. En travée :

$$A_l = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 4,13 + \frac{7,47}{2} = 7,86 \text{ cm}^2$$

8. En appui :

$$A_l = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1,89 + \frac{7,47}{2} = 5,62 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferraillage longitudinale choisis :**

➤ **En travée :**

- On ferraille avec : 5HA16 = 10,05 cm^2

➤ **En appui :**

- On ferraille avec : 5HA14 = 7,70 cm^2

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tu}}{2 \Omega \times e} = \frac{34,37 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0705 \times 0,0583} = 4,18 \text{ MPA}$$

$$\tau_{torsion} = 4,18 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$$

➤ **Remarque :** Donc on doit augmenter la section de la poutre brisée, on prend

$b=40 \text{ cm}$ et $h=40 \text{ cm}$

Tels que : $G_0 = 25 * 0,40 * 0,40 = 4 \text{ KN/m}$

$P_u = 17,87 \text{ KN/m}$

$P_s = 12,96 \text{ KN/m}$

- On résume les résultats dans les tableaux suivants :

Tableau III.38 : tableau récapitulatif des sollicitations

ELU				ELS		
$M_0^u (KN.m)$	$M_t^u (KN.m)$	$M_a^u (KN.m)$	$V_u (KN)$	$M_0^s (KN.m)$	$M_t^s (KN.m)$	$M_a^s (KN.m)$
59,24	50,35	23,69	46,01	42,96	36,52	17,18

Tableau III.39. Ferrailage de la poutre brisée en flexion simple

Position	$M (KN.m)$	μ_{bu}	a	$z (cm)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{choisit} (cm^2)$
En travée	50,35	0,061	0,079	0,36	3,93	1,835	3HA14=4,62
En appui	23,69	0,028	0,036	0,374	1.81	1,835	3HA14=4,62

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{46,01 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,38} = 0,302 \text{ MPa}$$

$$F.P.N \rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = 0,302 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Donc pas de risque de rupture par cisaillement}$$

✓ Calcul les armatures transversales a la flexion simple

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 \times f_e} \rightarrow A_{trans} \geq -0,546 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$

✓ Calcul à la torsion

Tableau III.40 : tableau ferrailage à la torsion

$M_{tor} (KN.m)$	$e (cm)$	$\Omega (m^2)$	$U (m)$	$A_l^{tor} (cm^2)$
38,43	0,067	0,11	1,33	6,68

9. En travée :

$$A_l = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3,39 + \frac{6,68}{2} = 6,73 \text{ cm}^2$$

10. En appui :

$$A_l = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1,81 + \frac{6,68}{2} = 5,15 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferrailage longitudinale choisis :**

- **En travée :**
 - On ferraille avec : 5HA14 = 7,70 cm²
- **En appui :**
 - On ferraille avec : 5HA14 = 7,70 cm²

✓ **Vérification des conditions du RPA**

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{max} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tu}}{2 \Omega \times e} = \frac{38,43 \times 10^{-3}}{2 \times 0,011 \times 0,067} = 2,60 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{tot} = \sqrt{2,60^2 + 0,302^2} = 2,61 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,61 \text{ MPa} > \tau_u = \overline{3,33} \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ **Calcul des armateurs transversaux :**

$$A_t = A^{Fl} + A^{tor}$$

$$A^{Fl} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A^{tor} = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = 0,753 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{tor} = 0,003 \times b \times S_t = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,6 + 1,8 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec 2HA10 + 2HA8 = 2,58 cm²

❖ **Vérification à l'ELS :**

Tableau III.41. Vérification des contraintes à l'ELS

	M_{ser}	$y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	Observation
En travée	36,52	0,122	101093,25	4,40	15	Vérifier
En appui	17,18	0,122	101093,25	2,074	15	Vérifier

❖ **Vérification de la flèche :**

$$1) \frac{h}{L} \geq \max \left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right] \longrightarrow \frac{0,4}{5,15} = 0,077 < \frac{36,52}{429,6} = 0,085 \dots\dots \text{condition n'est pas vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_t}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{7,70 \times 10^{-4}}{0,40 \times 0,38} = 0,00567 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On doit vérifier la flèche

- Le tableau suivant illustre le résultat du calcul de flèche :

Tableau III.42. Résultats de vérification de la flèche

M_{ser} (KN.m)	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f \leq f_{adm}(mm)$	Obs
36,52	7,12	1,06	4,05	3,60	6,60 < 10,15	vérifiée

❖ **Schéma de ferrailage**

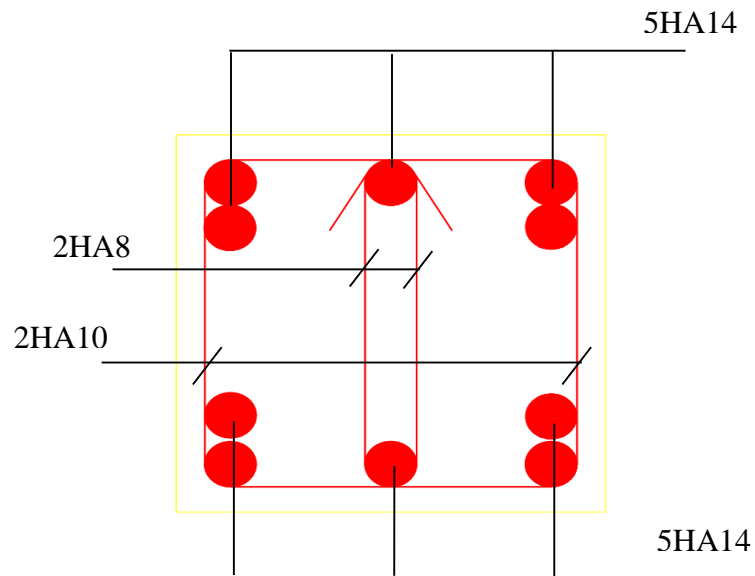


Figure III.21. Schéma de ferrailage poutre brisée

Chapitre 04

Etude dynamique

CHAPITRE IV : Etude dynamique

1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque et devant son imprévisibilité, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

2. Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté(DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle dont refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation qui existent, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation, on balaye tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert un logiciel numérique "ETABS V16" afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (ETABS) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle adopté est encasté à la base, les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell » avec un maillage de (1m*1m).

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponses dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement (V_{Xdyn} et V_{Ydyn}).

3. Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux méthodes :

3.1.Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.).

3.2.Méthode dynamique qui regroupe

- ✓ Méthode d’analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d’analyse dynamique par accélérogrammes.

La hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d’usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d’analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l’attention d’un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d’analyse modale spectrale.

4. Présentation de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l’analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponses de calculs, ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de structure.

Une fois l’effort dynamique calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$$

Dans les cas où la condition n’est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0.8 V_{st} / V_{dyn})$.

Avec, V_{dyn} : l’effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale)

$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$: l’effort tranchant statique à la base du bâtiment..... **RPA(art 4.2.3)**

Tel que :

- A : Coefficient d’accélération de zone (**RPA99 Tableau 4. 1**).
- D : Facteur d’amplification dynamique moyen (**RPA99 Tableau 4. 2**).
- W : Poids total de la structure (**RPA99 Tableau 4. 4**).
- R : Coefficient de comportement de la structure (**RPA99 Tableau 4. 3**).
- Q : Facteur de qualité (**RPA99 Tableau 4. 4**)

Les paramètres cités ci- dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- ✓ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage}(2) \\ \text{Zone sismique (II}_a\text{)} \end{array} \right. \longrightarrow A = 0,15$
- ✓ On adopte pour un système de contreventement (portique /voile) avec interaction : **R =5**
- ✓ $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99/2003(Formule 4.4)**

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observation		Pénalités	
		X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
01	Condition minimales sur les files de contreventement	Oui	Non	0	0.05
02	Redondance en plan	Non	Oui	0.05	0
03	Régularité en plan	Non	Oui	0.05	0
04	Régularité en élévation	Oui	Oui	0	0
05	Contrôle de qualité des matériaux	Non	Non	0.05	0.05
06	Contrôles d'exécution	Oui	Oui	0	0

Donc, $\begin{cases} Q_X = 1,15 \\ Q_Y = 1,10 \end{cases}$

$W = \sum_i^n W_i$ Avec $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$ **RPA99/2003 (Formule 4.5)**

- ✓ W_{Gi} = Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓ W_{Qi} = Charge d'exploitation.
- ✓ $\beta = 0,2$ Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la charge d'exploitation.
 Dans notre cas : $\beta = 0,2$ (habitation)
 $\beta = 0,6$ (commercial)

Dans notre cas : **W = 40163.182 KN** (obtenu par logiciel ETABS)

➤ **Facteur d'amplification dynamique**

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

✓ $D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$ **RPA99/2003 (Formule 4.2)**

✓ $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$ **RPA99/2003 (Formule 4.3)**

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$\xi = 7 \%$

D'où, $\eta = 0,882$

✓ On a un site ferme S2 $\rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,40 \text{ s} \end{cases}$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

➤ **Période fondamentale de la structure**

Le contreventement de la structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \\ T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} \end{cases}$ **RPA99/2003 (art 4.2.4)**

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99/2003 (Tableau 4.6)**

H = 42,01 m : La hauteur totale du bâtiment (acrotère non compris)

L : Dimension maximale du bâtiment à ça base dans le sens de calcul $\begin{cases} L_x = 27,05m \\ L_y = 13,85m \end{cases}$

On aura $\begin{cases} T_x = \min(0,82 ; 0,73) = 0,73 s \\ T_y = \min(0,82 ; 1,02) = 0,82 s \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \longrightarrow \begin{cases} D_x = 1,48 \\ D_y = 1,37 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st}^x = 2050,73 KN$$

$$V_{st}^y = 1815,77 KN$$

4.1.Le spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Art4.13)}$$

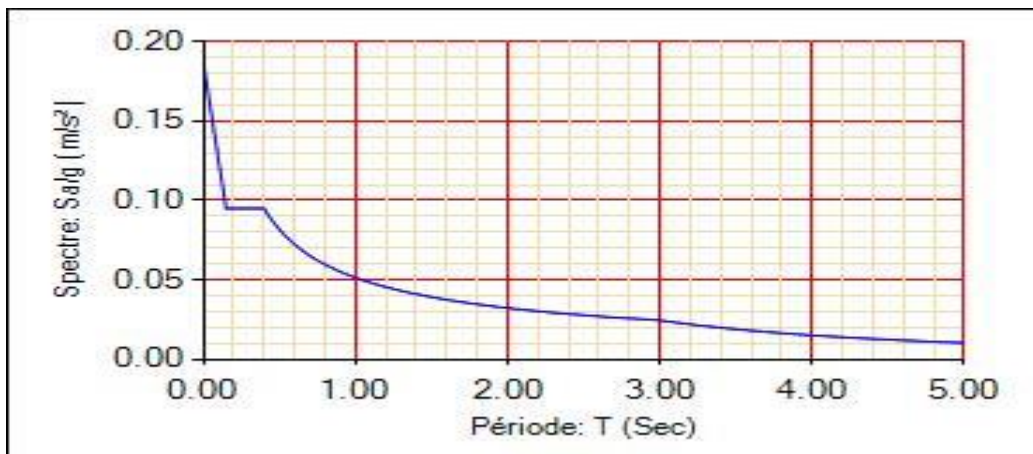


Figure IV.1.spectre de réponse

4.2.Disposition des voiles de contreventement :

- Sous-sol, entre sol et RDC : $V_x = 0,25 \times 1,65 (m)$; $V_{y1} = 0,25 \times 3,05 (m)$; $V_{y2} = 0,25 \times 2,60 (m)$
- Etages 1,2,3 : $V_x = 0,20 \times 1,65 (m)$; $V_{y1} = 0,20 \times 3,05 (m)$; $V_{y2} = 0,20 \times 2,60 (m)$
- Etages 4,5,6,7,8,9,10 : $V_x = 0,15 \times 1,65 (m)$; $V_{y1} = 0,15 \times 3,05 (m)$; $V_{y2} = 0,15 \times 2,60 (m)$

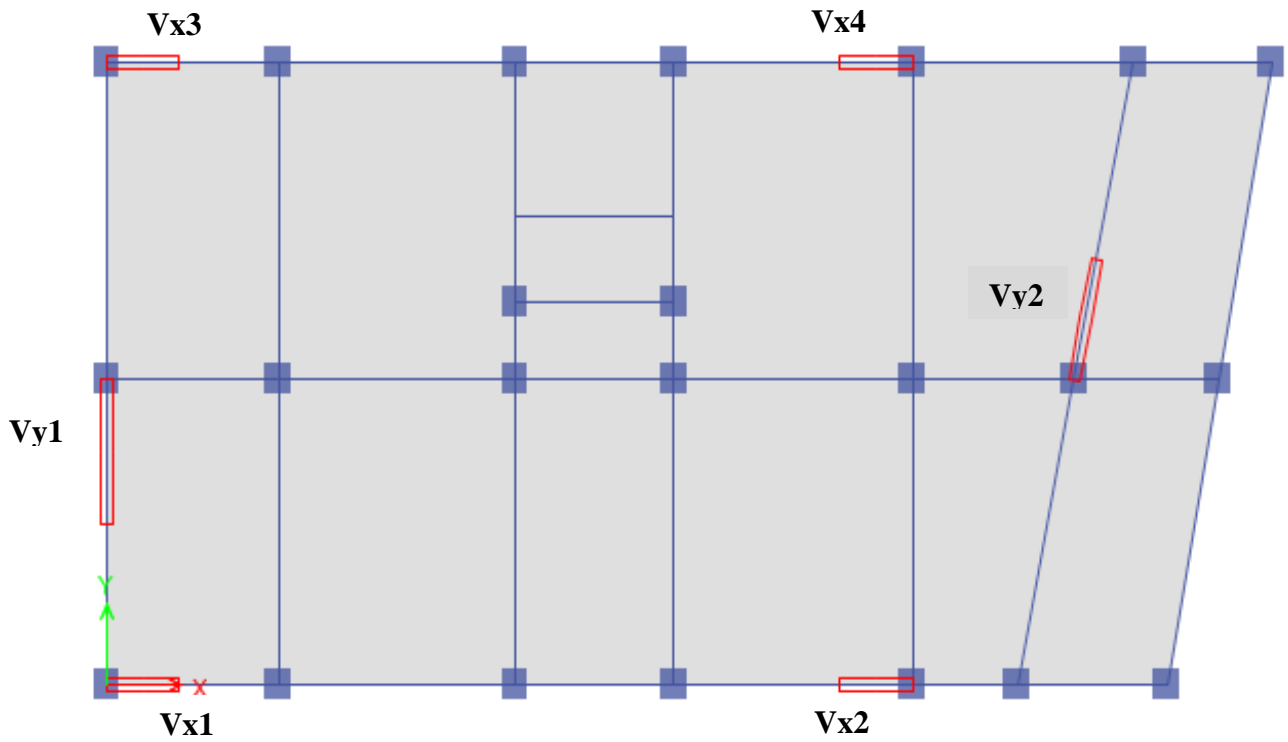


Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement

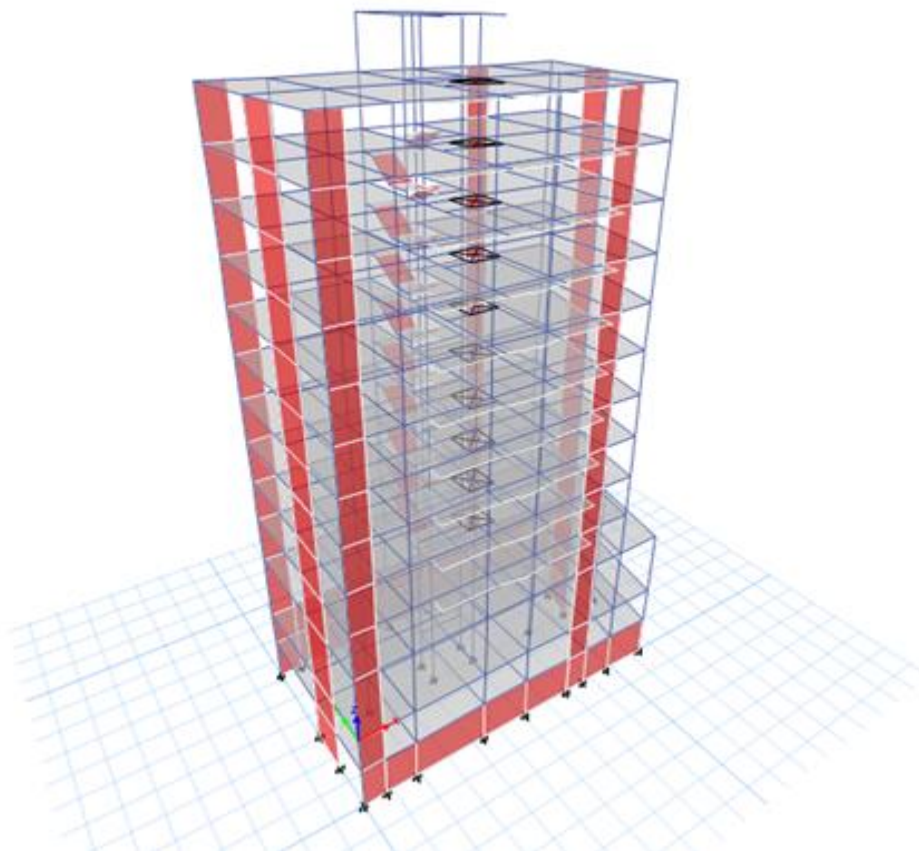


Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS V16

4.3.Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{ème}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment. Les différents modes de vibration ainsi que la période et taux de participation massique qui leur reviennent sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2.périodes et taux de participation massique de la structure

Mode	Période (s)	% de la masse modale		% cumulé de la masse modale	
		UX	UY	UX	UY
1	1.406	0.7	0.0263	0.7	0.0263
2	1.265	0.027	0.6758	0.7271	0.7021
3	1.017	0.0001	0.0178	0.7272	0.7199
4	0.453	0.1066	0.0041	0.8338	0.724
5	0.399	0.0041	0.1113	0.8379	0.8354
6	0.309	0.0002	0.0029	0.8381	0.8383
7	0.232	0.0414	0.0012	0.8794	0.8394
8	0.197	0.0018	0.0428	0.8813	0.8822
9	0.15	1.79E-05	0.0006	0.8813	0.8828
10	0.144	0.0283	0.0013	0.9096	0.884
11	0.121	1.00E-03	0.0285	0.9107	0.9125
12	0.115	4.80E-03	1.83E-05	0.9155	0.9125

➤ **Interpolation des résultats obtenus**

- ✓ On voit bien que la participation massique modale atteint les 90% de la masse totale de bâtiment selon l'axe X lorsqu'on prend le 10^{ème} mode et le mode 11^{ème} selon l'axe Y
- ✓ les résultats obtenus montrent que le comportement de la structure dans le premier mode est un mode de Translation dans l'axe X-X, Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y et le troisième mode est un mode de rotation suivant l'axe Z-Z
- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X

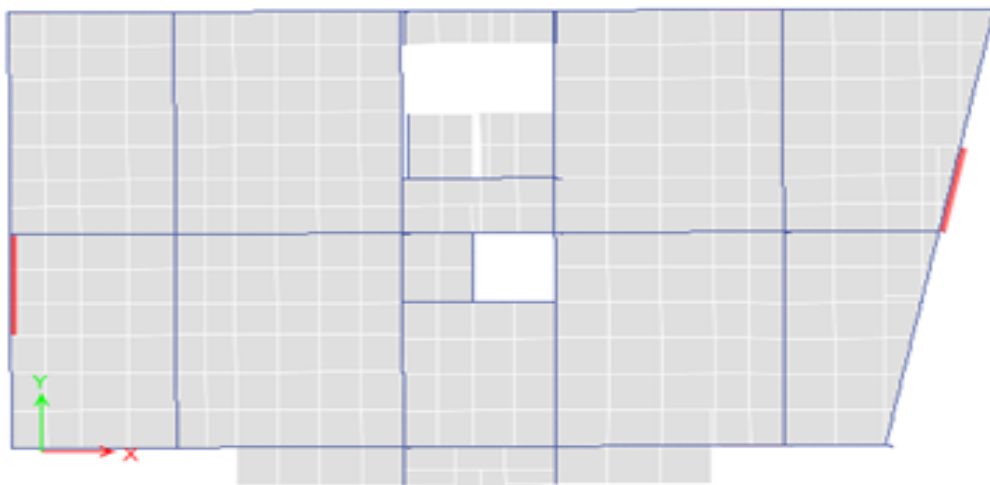


Figure IV.4.Mode 1 (translation suivant l'axe X-X)

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y

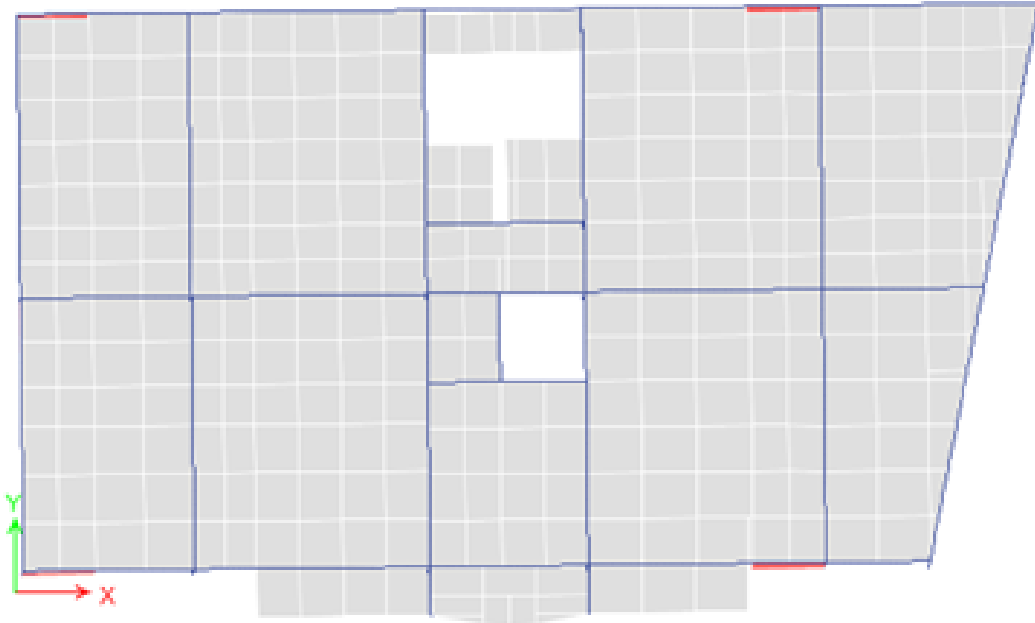


Figure IV.5. Mode 2 (translation suivant l'axe Y-Y)

- ✓ Le troisième mode est un mode de rotation suivant l'axe Z-Z

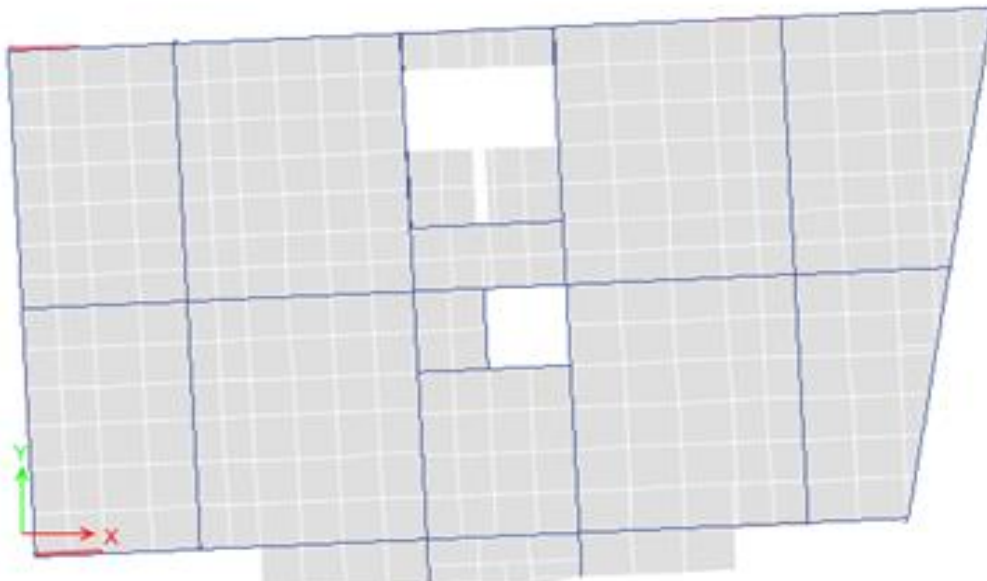


Figure IV.6. Mode 3 (Rotation suivant l'axe Z-Z)

5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 (Art 3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- ✓ Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

- ✓ Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	charge reprise en (KN)		(%) des charges verticale	
	portiques	Voiles	Portiques %	voiles %
S/Sol	38012.5814	8472.0234	81.7746	18.2254
E/sol	34541.8462	7697.2376	81.7770	18.2230
RDC	30156.9299	7130.0327	80.8779	19.1221
Etage 1	26720.2815	5861.8958	82.0089	17.9911
Etage 2	23549.5657	5457.6761	81.1851	18.8149
Etage 3	20797.6401	-4862.427	81.0506	18.9494
Etage 4	18218.5702	4092.2111	81.6581	18.3419
Etage 5	15590.9186	3520.9194	81.5773	18.4227
Etage 6	12785.2431	3117.4123	80.3969	19.6031
Etage 7	10229.2876	2536.7579	80.1289	19.8711
Etage 8	7617.7496	2017.8496	79.0584	20.9416
Etage 9	5217.2073	1361.8938	79.2997	20.7003
Etage 10	2771.1214	743.7108	78.8408	21.1592

➤ **Sens X-X**

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontale selon l'axe X-X

Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	(%) des charges horizontale	
	Portiques	Voiles		Portiques(%)	Voiles(%)
S/Sol	565.1021	972.8354	1537.9375	36.74	63.26
E/sol	995.9135	529.8178	1525.7313	65.27	34.73
RDC	573.8356	892.9395	1466.7751	39.12	60.88
Etage 1	804.9325	373.4801	1178.4126	68.31	31.69
Etage 2	566.9883	438.1808	1005.1691	56.41	43.59
Etage 3	554.9353	314.2337	869.169	63.85	36.15
Etage 4	461.1678	373.5192	834.687	55.25	44.75
Etage 5	487.578	273.6432	761.2212	64.05	35.95
Etage 6	370.8886	328.2964	699.185	53.05	46.95
Etage 7	390.098	225.7001	615.7981	63.35	36.65
Etage 8	268.6488	250.4449	519.0937	51.75	48.25
Etage 9	264.8944	143.044	407.9384	64.93	35.07
Etage 10	233.0606	112.6943	345.7549	67.41	32.59

➤ Sens Y-Y

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontale selon l'axe Y-Y

Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	(%) des charges horizontale	
	Portiques	Voiles		Portiques(%)	Voiles(%)
S/Sol	542.3564	933.5909	1475.9473	36.75	63.25
RDC	764.4983	721.9715	1486.4698	51.43	48.57
Etage 1	487.8919	952.9757	1440.8676	33.86	66.14
Etage 2	716.7958	472.4627	1189.2585	60.27	39.73
Etage 3	697.1369	283.4593	980.5962	71.09	28.91
Etage 4	782.9228	195.3026	978.2254	80.04	19.96
Etage 5	573.2312	293.1675	866.3987	66.16	33.84
Etage 6	624.3869	212.7112	837.0981	74.59	25.41
Etage 7	465.0825	271.1494	736.2319	63.17	36.83
Etage 8	470.5199	197.8443	668.3642	70.40	29.60
Etage 9	333.3442	217.0808	550.425	60.56	39.44
Etage 10	311.6971	120.7433	432.4404	72.08	27.92
Etage 11	226.0345	111.329	337.3635	67.00	33.00

5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérification des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0.8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	1523,9955	1640,584	Non vérifiée
Suivant Y-Y	1402,463	1452,3219	Non vérifiée

Remarque :

Dans le cas où l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}}$

Sens X-X : $0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}} = 1,077$

Sens Y-Y : $0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}} = 1,037$

Après majoration de l'action sismique, on obtient les résultats suivants :

Tableau IV.7. Vérification des forces sismiques à la base après majoration de l'action sismique

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0.8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	1641,343	1640,584	vérifiée
Suivant Y-Y	1454,354	1452,3219	vérifiée

5.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveau

Selon **RPA99/2003(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 d'étage.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad ; \quad \text{Avec : } \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure donnée par le **RPA99/2003 (Art4.43)**

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

R= coefficient de comportement dynamique (**R=5**)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. vérification des déplacements de niveaux sens X-X

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	hk (m)	Δ_k / hk (%)
S/sol	0.00006	0.0003	0	0.0003000	3.23	0.0000929
E/sol	0.0006	0.003	0.0003	0.0027000	2.8	0.0009643
RDC	0.004358	0.02179	0.003	0.0187900	5.04	0.0037282
Etage 1	0.008073	0.040365	0.02179	0.0185750	3.4	0.0054632
Etage 2	0.011676	0.05838	0.040365	0.0180150	3.06	0.0058873
Etage 3	0.015331	0.076655	0.05838	0.0182750	3.06	0.0059722
Etage 4	0.018975	0.094875	0.076655	0.0182200	3.06	0.0059542
Etage 5	0.022454	0.11227	0.094875	0.0173950	3.06	0.0056846
Etage 6	0.025761	0.128805	0.11227	0.0165350	3.06	0.0054036
Etage 7	0.028815	0.144075	0.128805	0.0152700	3.06	0.0049902
Etage 8	0.031625	0.158125	0.144075	0.0140500	3.06	0.0045915
Etage 9	0.034147	0.170735	0.158125	0.0126100	3.06	0.0041209
Etage 10	0.037845	0.189225	0.170735	0.0184900	3.06	0.0060425

Tableau IV.9. vérification des déplacements de niveaux sens Y-Y

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	hk (m)	Δ_k / hk (%)
S/sol	0.000133	0.000665	0	0.0006650	3.23	0.0002059
E/sol	0.0012	0.006	0.000665	0.0053350	2.8	0.0019054
RDC	0.00538	0.0269	0.006	0.0209000	5.04	0.0041468
Etage 1	0.009126	0.04563	0.0269	0.0187300	3.4	0.0055088
Etage 2	0.012545	0.062725	0.04563	0.0170950	3.06	0.0055866
Etage 3	0.016695	0.083475	0.062725	0.0207500	3.06	0.0067810
Etage 4	0.020994	0.10497	0.083475	0.0214950	3.06	0.0070245
Etage 5	0.025198	0.12599	0.10497	0.0210200	3.06	0.0068693
Etage 6	0.029282	0.14641	0.12599	0.0204200	3.06	0.0066732
Etage 7	0.033122	0.16561	0.14641	0.0192000	3.06	0.0062745
Etage 8	0.036716	0.18358	0.16561	0.0179700	3.06	0.0058725
Etage 9	0.039988	0.19994	0.18358	0.0163600	3.06	0.0053464
Etage 10	0.043034	0.21517	0.19994	0.0152300	3.06	0.0049771

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

5.4. Justification vis-à-vis de l'effet (p-Δ)

Les efforts du 2^{ème} ordre (**ou effet p-Δ**) sont les effets dûs aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = p_k \times \frac{\Delta_K}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \quad \dots\dots\dots \text{RPA99/2003(Art 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k)

$$p_k = \sum_{i=k}^n (w_{Gi} + \beta w_{Qi})$$

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \text{ : effort tranchant d'étage au niveau « k »}$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur de l'étage « k »

- ✓ Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les efforts p-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- ✓ Si $\theta_k \geq 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10. Justification vis-à-vis de l'effet (p-Δ) sens X-X

Sens X-X					
Niveau	Δk (m)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	θ
S/sol	0.000300	40163.182	1523.9955	3.23	0.002448
E/sol	0.002700	36561.9363	1506.3635	2.8	0.023405
RDC	0.018790	32935.7153	1457.7139	5.04	0.084235
Etage 1	0.018575	28891.3833	1367.1006	3.4	0.098680
Etage 2	0.018015	25722.1542	1284.6622	3.06	0.097540
Etage 3	0.018275	22766.0076	1196.4096	3.06	0.096024
Etage 4	0.018220	19801.4884	1103.003	3.06	0.106893
Etage 5	0.017395	16975.1288	1007.1417	3.06	0.095813
Etage 6	0.016535	14143.1054	904.5985	3.06	0.084483
Etage 7	0.015270	11384.4631	787.2593	3.06	0.072163
Etage 8	0.014050	8629.8703	653.761	3.06	0.060609
Etage 9	0.012610	5945.4839	500.4778	3.06	0.048955
Etage 10	0.018490	3240.1772	318.4573	3.06	0.061480

Tableau IV.11. Justification vis-à-vis de l'effet (p-Δ) sens Y-Y

Sens y-y					
Niveau	Δk (m)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	θ
S/sol	0.000665	40163.182	1402.463	3.23	0.005896
E/sol	0.005335	36561.9363	1385.212	2.8	0.050291
RDC	0.020900	32935.7153	1339.0839	5.04	0.101994
Etage 1	0.018730	24000	1253.2597	3.4	0.105494
Etage 2	0.017095	25722.1542	1176.142	3.06	0.105441
Etage 3	0.020750	22766.0076	1094.5285	3.06	0.098130
Etage 4	0.021495	19801.4884	1009.5973	3.06	0.096434

Etage 5	0.021020	16975.1288	923.5587	3.06	0.095316
Etage 6	0.020420	14143.1054	833.2979	3.06	0.113261
Etage 7	0.019200	11384.4631	729.8553	3.06	0.097871
Etage 8	0.017970	8629.8703	608.7698	3.06	0.083249
Etage 9	0.016360	5945.4839	466.0758	3.06	0.068201
Etage 10	0.015230	3240.1772	297.4289	3.06	0.054221

5.5. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation dû au séisme, le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.30$$

Tel que :

N_d : L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : La résistance caractéristique du béton

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Poteaux	N_d (Kn)	Section (cm ²)		v	Observation
S/SOL	3515,2547	70	65	0.295	Vérifiée
E/SOL	2977.0032	70	65	0.261	Vérifiée
RDC	2586,3992	65	60	0.265	Vérifiée
ETAGE 1	2348,0727	65	60	0.240	Vérifiée
ETAGE 2	2125,2839	60	55	0.250	Vérifiée
ETAGE 3	1806,2502	60	55	0.216	Vérifiée
ETAGE 4	1516,6191	55	50	0.218	Vérifiée
ETAGE 5	1290,6625	55	50	0.187	Vérifiée
ETAGE 6	1071,9342	50	45	0.190	Vérifiée
ETAGE 7	862.689	50	45	0.153	Vérifiée
ETAGE 8	656,951	45	40	0.145	Vérifiée
ETAGE 9	454.4797	45	40	0.121	Vérifiée
ETAGE 10	277.8039	40	35	0.079	Vérifiée

6. Conclusion

Après plusieurs dispositions des voiles de contreventement nous avons pu satisfaire toutes les exigences du RPAv2003 tout en respectant l'aspect architectural du bâtiment qui nous a posé un obstacle majeur sur la disposition des voiles.

Finalement nous avons abouti à une disposition des voiles assurant un bon comportement dynamique du bâtiment.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau IV.13. Les dimensions définitives des éléments structuraux

Eléments		La longueur b (cm)	La largeur h (cm)	Epaisseur (cm)
P. principale		35	45	/
P. secondaire		30	35	/
Voile	S/soul, E/sol RDC	/	/	25
	Etages 1,2,3	/	/	20
	Etage 4 jusqu'à étage 10	/	/	15

Tableau IV.14. Les dimensions définitives des éléments structuraux

Niveau	Dimensions (b×h) cm ²
Sous-sol et entre sol	(65 ×70)
RDC et étage 01	(60 ×65)
Etage 02 et 03	(55×60)
Etage 04 et 05	(50 ×55)
Etage 06 et 07	(45×50)
Etage 08 et 09	(40×45)
Etage 10	(35×40)

Chapitre 05

Etude des éléments structuraux

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

1. Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

✓ **Hypothèse**

Pour faciliter les calculs 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 (ou l’on adopté généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau en choisissant le plus défavorable).
- 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. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l’action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d’action données par le RPA99/2003 comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5 Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \quad \text{accidentelles} \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

2.1.Recommandation

➤ **Armature longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II_a est limité d’après le **RPA99/2003 (Art 7.4.2)** 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).
- \varnothing_{min} = 12 mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40 \varnothing
- La distance ou l’espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l’extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale set définie par *l’et h’*

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm) \end{cases}$$

Avec :

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

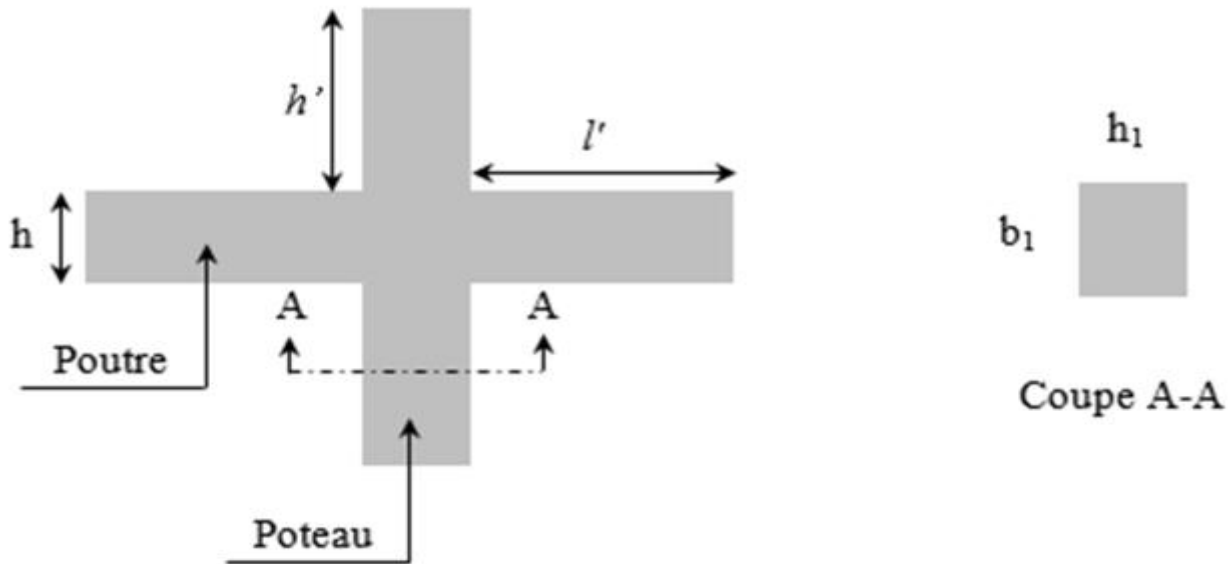


Figure V.1.Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1.Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entre sol et sous-sol	65*70	36,4	182	273
RDC et 1 ^{er}	60*65	33,8	156	234
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	55*60	26,4	132	198
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	50*55	22	110	165
6 ^{eme} et 7 ^{eme}	45*50	18	90	135
8 ^{eme} et 9 ^{eme}	40*45	14,4	72	108
10 ^{eme}	35*40	11,2	56	84

➤ Armature transversales

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots \text{RPA99/2003(Art 7.4.2.2)}$$

- V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.

- ρ : coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{Avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots\dots\dots \text{RPA99/2003(Art 7.4.2.2)}$$

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 :

En zone nodal : $t \leq \min(10\phi_t^{min}, 15cm) \dots \dots$ zone II_a

En zone courante : $t \leq 15\phi_t^{min} \dots \dots \dots$ zone II_a

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\%(h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\%(h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimums.

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :

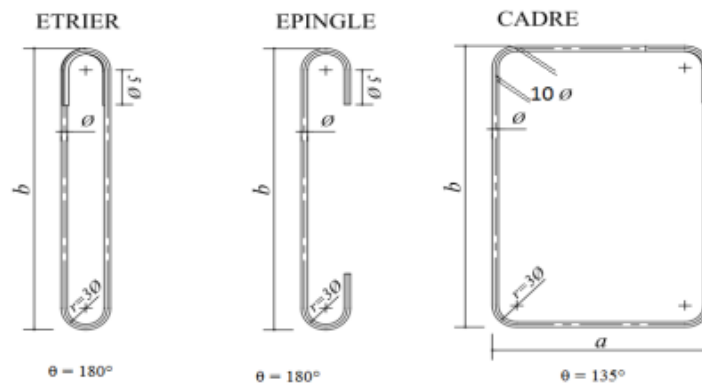


Figure.V.2.ancrage des armatures transversales

2.2.Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS V16, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.2.sollicitations dans les différents poteaux

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
E.sol et s.sol	4348,45	-5,50	-1428,09	-14,4284	187,30	2205,83	101,209
RDC et 1 ^{er}	3401,27	26,70	-280,560	-20,3147	173,3391	17775,86	107,134
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	2652,90	36,30	-55,95	0,0914	144,3166	1302,4103	102,62
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	2029,25	41,07	-17,8543	1,4216	130,6868	900,3724	90,4556
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	1440,92	42,99	8,8425	2,8242	106,50	789,32	77,3277
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	881,36	41,9333	-67,695	12,5917	89,4318	269,6117	59,9248
10 ^{ème}	357,8653	29,3342	-41,1176	20,3691	-69,943	137,5444	51,6561

2.3.Calcul du ferrailage

➤ Ferrailage longitudinal

Hypothèse de calcul

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3cm$) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 modifier 99.

Le tableau ci- après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux

Tableau V.3.ferrailage longitudinal des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
E.sol et s.sol	70*65	S.P.C	-18,55	36,4	37,70	12HA20=37,70 cm ²
RDC et 1 ^{ér}	65*60	S.P.C	4,36	31,2	33,17	12HA20=37,70 cm ²
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60*55	S.P.C	0,74	26,4	28,65	4HA20+8HA16=28,65 cm ²
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	55*50	S.P.C	0,304	22	24,13	12HA16=24,13 cm ²
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50*45	S.P.C	0,033	18	18,47	12HA14=18,47 cm ²
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	45*40	S.P.C	1,65	14,4	15,21	4HA14+8HA12=15,21 cm ²
10 ^{ème}	40*35	S.P.C	1,93	11,2	12,32	8HA12=12,32 cm ²

Tableau V.4.Ferrailage transversales des poteaux

Niveau	S.sol	E.sol	RDC	1 ^{ér}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	6 ^{ème} et 7 ^{ème}	8 ^{ème} et 9 ^{ème}	10 ^{ème}
Section (cm ²)	70*65	70*65	65*60	65*60	60*55	55*50	50*45	45*40	40*35
ϕ _l ^{min} (cm)	2	2	1,6	1,6	1,6	1,6	1,4	1,2	1,2
l _f (cm)	2,261	1,96	3,528	2,38	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142
λ _g	3,23	2,80	5,427	3,66	3,57	3,89	4,28	4,76	5,35
V(KN)	101,20	101,20	107,134	107,134	102,62	90,4556	77,3277	59,9248	51,6561
t _{zone nodal} (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10
t _{zone courante} (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
ρ	3,75	3,75	2,5	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5
A _t (cm ²)	1,91	1,91	1,49	2,50	2,42	2,27	1,44	1,24	0,807
A _t ^{min} (cm ²) Z.nodale	1,95	1,95	1,8	1,8	1,65	1,5	1,35	1,2	1,05
A _t ^{min} (cm ²) Z.courante	2,925	2,925	2,7	2,7	2,475	2,25	2,025	1,8	1,575
A _t ^{adop} (cm ²)	4HA10 =3,14	4HA10 =3,14	4HA10 =3,14	4HA10 =3,14	4HA10 =3,14	4HA10 =3,14	4HA10 =3,14	4HA8 = 2,01	4HA8 = 2,01

D’après le Code de béton armé (CBA93.Art A 7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

2.4.Vérifications nécessaires

➤ Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA99 (Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis-à-vis l’état limite ultime de stabilité de forme.la relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s)}$$

Avec :B_r = (b - 2) × (h - 2) ; section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l’exemple de calcul que nous avons exposé au chapitre II (6.2).les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	N _u (KN)	i(m)	λ	α	(B _r ≥ B _r ^{calc})		Observation
					B _r (m)	B _r ^{calc} (m)	
S.sol	4348,45	0,202	11,19	0,832	0,4284	0,2376	Vérifiée
E.sol	4348,45	0,202	9,70	0,837	0,4284	0,2362	Vérifiée
RDC	3401,27	0,187	18,86	0,803	0,3654	0,1926	Vérifiée
1 ^{er}	3401,27	0,187	12,72	0,828	0,3654	0,1868	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	2652,90	0,173	12,38	0,829	0,3074	0,1455	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	2029,25	0,158	13,55	0,825	0,2544	0,1118	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	1440,92	0,144	14,87	0,820	0,2064	0,079	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	881,36	0,129	16,60	0,849	0,1634	0,047	Vérifiée
10 ^{ème}	357,8653	0,115	18,62	0,804	0,1254	0,020	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement

➤ Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \sigma_{bc} \quad ; \quad \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \sigma_{bc}$$

Avec :

s = b × h + 15(A + A') : Section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15 A' (V - d')^2 + 15 A (d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	E.sol et s.sol	RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	6 ^{ème} et 7 ^{ème}	8 ^{ème} et 9 ^{ème}	10 ^{ème}
Sections (cm ²)	70 × 65	65 × 60	60 × 55	55 × 50	50 × 45	45 × 40	40 × 35
d(cm)	67	62	57	52	47	42	37
A(cm ²)	37,70	33,17	28,65	24,13	18,47	15,21	12,32
V(cm)	38,50	35,83	33,11	30,34	27,41	24,69	21,98
V'(cm)	31,50	29,17	26,89	21,66	22,59	20,31	18,02
I _{yy'} (m ⁴)	0,0237	0,0175	0,0126	0,0080	0,0064	0,038	0,0023
N _{ser} (MN)	3,15106	2,47456	1,93188	1,46380	1,04048	0,63778	0,262059
M _{ser} (MN.m)	0,00405	0,0188	0,02633	0,03048	0,03772	0,03080	0,021331

M_{serG} (MN.m)	0,03905	0.101	0,086	0,072	0,062	0,0447	0,020
σ_{bc1} (MPa)	6,22	6,01	5,86	5,85	5,88	3,81	2,041
σ_{bc2} (MPa)	6,10	5,31	4,62	3,88	2,85	0,170	2,24
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

➤ **Vérification des contraintes de cisaillements**

D’après le RPA99/2003(Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \dots \dots \dots \text{Rpa99/2003 (art7.4.3.2)}$

b_0 = dimensions de la section du poteau dans la direction de déformation considérée

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
S.sol	70×65	226,1	3,23	0.04	67	101,20	0,232	1	vérifiée
E.sol	70×65	196	2,80	0,04	67	101,20	0,232	1	vérifiée
RDC	65×60	352,8	5,427	0,075	62	107,134	0,287	1,875	vérifiée
1 ^{er}	65×60	238	3,66	0,04	62	107,134	0,287	1	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60×55	214,2	3,57	0,04	57	102,62	0,327	1	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	55×50	214,2	3,89	0,04	52	90,4556	0,347	1	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50×45	214,2	4,28	0,04	47	77,3277	0,356	1	vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	45×40	214,2	4,76	0,04	42	59,9248	0,352	1	vérifiée
10 ^{ème}	40×35	214,2	5,35	0,075	37	51,6561	0,398	1,875	vérifiée

➤ **Détermination de la zone nodale**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d’éviter les jonctions par recouvrement dans les zones nodales (zones critiques).

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm) \end{cases}$$

Donc :

$$l' = 140 \text{ cm}$$

$$h' = 70 \text{ cm}$$

➤ Dispositions constructives

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25 cm
- Longueurs des crochets : $L=10 \times \phi_l = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}$
- Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \phi_l$

Pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte : $l_r = 80 \text{ cm}$

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$

➤ Schémas de ferrailage

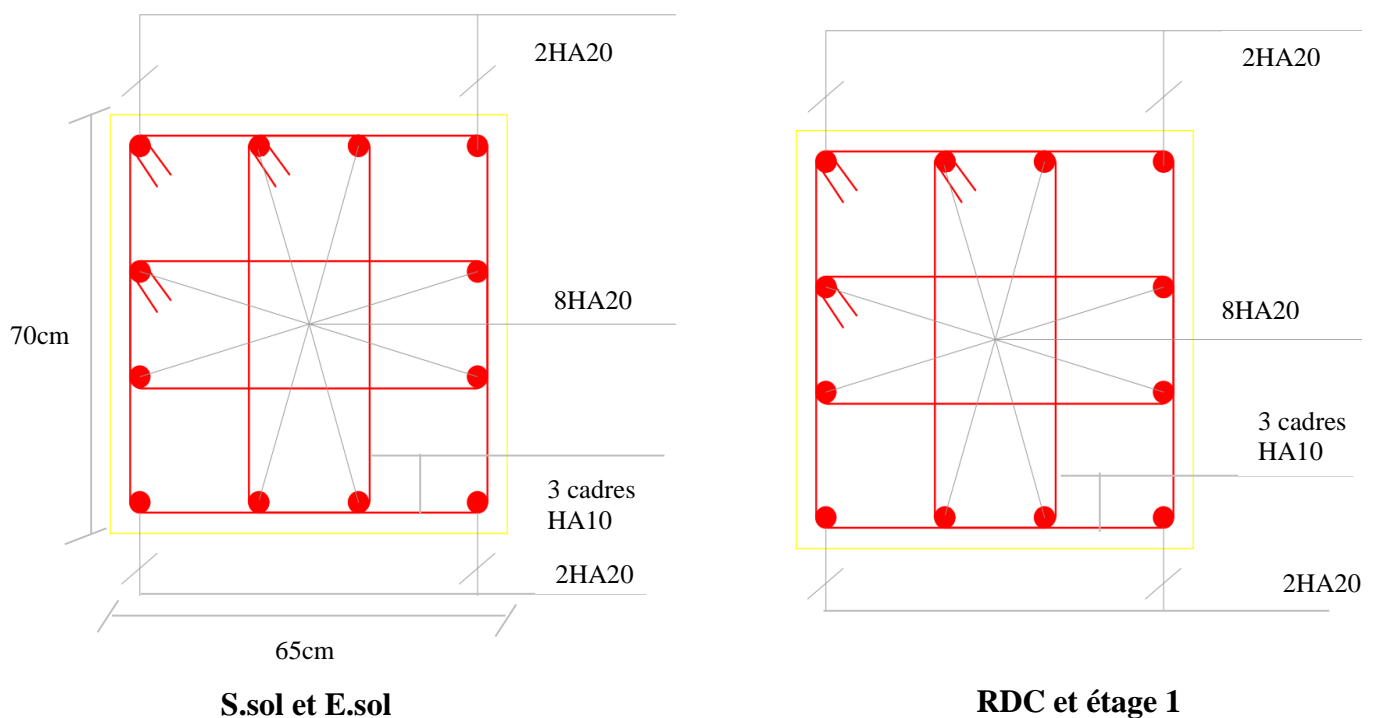


Figure.V.3.Schéma de ferrailage des poteaux de E.sol, S.sol, RDC et étage 01

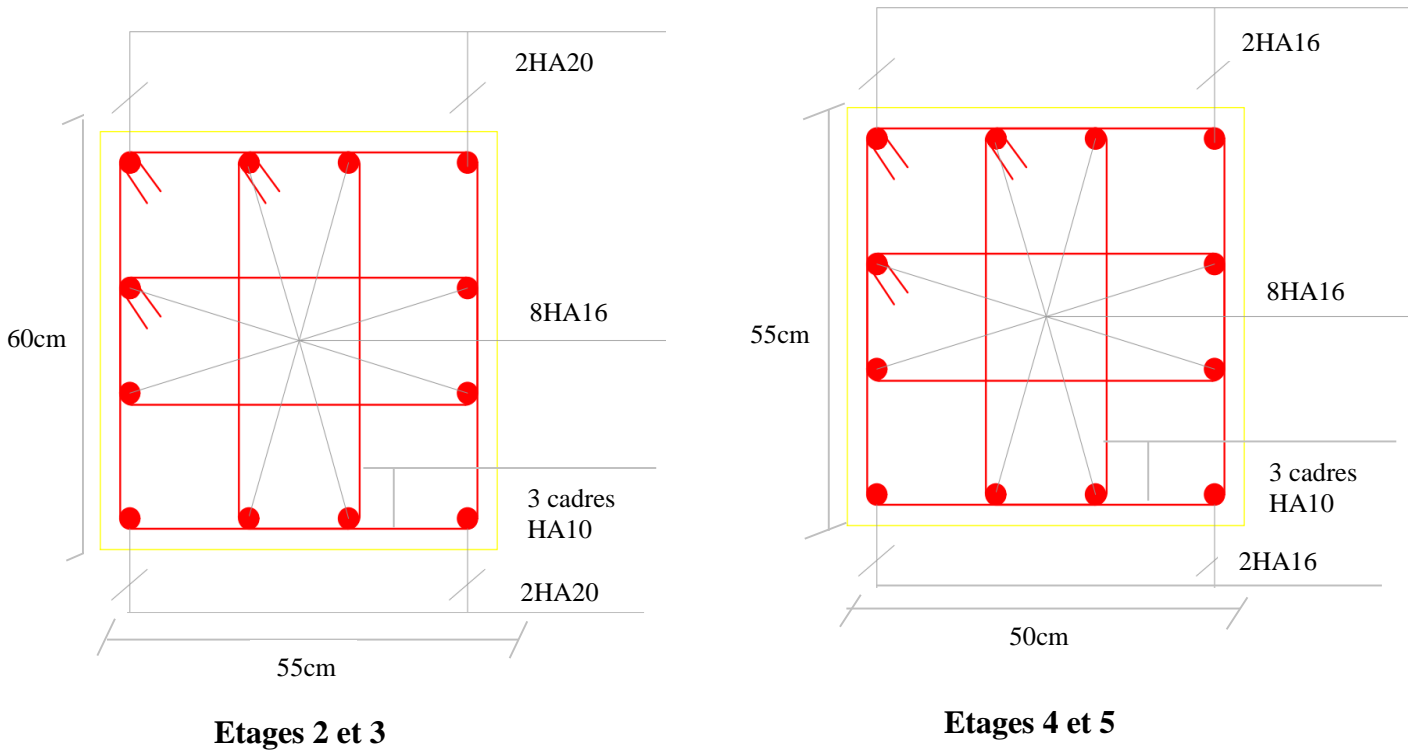


Figure.V.4. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 2,3,4,5

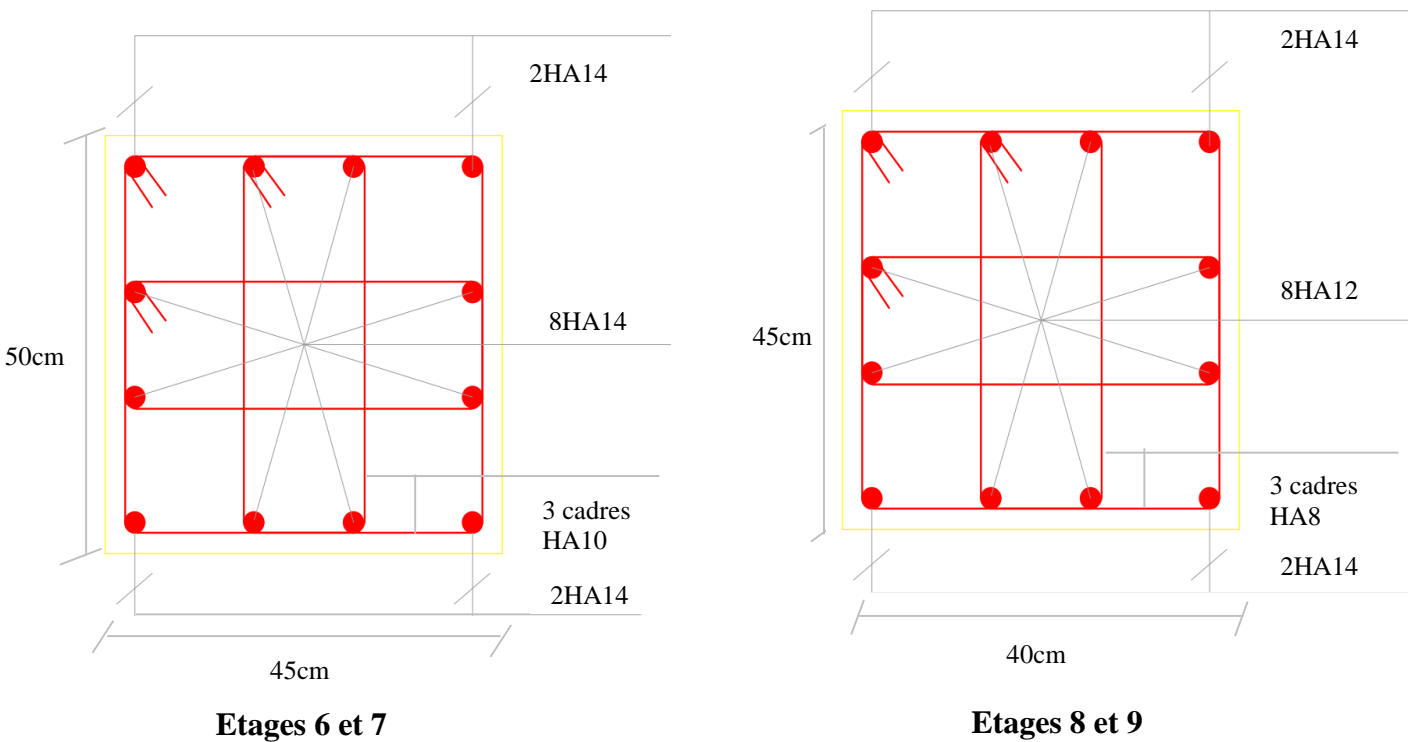
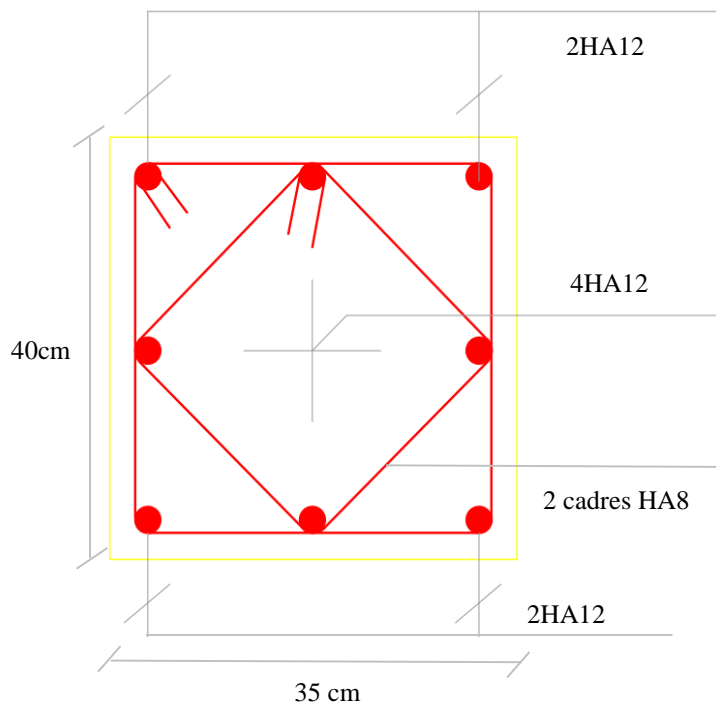


Figure.V.5. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 6,7,8,9



Etages 10

Figure.V.6. Schéma de ferrailage des poteaux d'étage 10

3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes

$$1,35G + 1,5 Q \dots \dots \dots ELU$$

$$G + Q \dots \dots \dots ELS$$

$$G + Q + E$$

$$G + Q - E \quad \text{accidentelles}$$

$$0,8G + E$$

$$0,8G - E$$

3.1.Recommandation

➤ Armature longitudinales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% de la section du béton en zone courante.
6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone II_a.

- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➤ **Armatures transversales : RPA99/2003(art7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.3\% \cdot S_t \cdot h$

Avec : S_t : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En dehors de la zone nodale}$$

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3.2.Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS V16

Tableau V.8.ferrailage des poutres principales (35*45) cm²

Niveau	Localisation	M (KN.m)	A ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
S.Sol et E.sol, RDC	Travée	141,02	8,74	7,875	9,42	3HA20
	Appui	-197,63	11,37	7,875	12,57	4HA20
Etages 1,2,3	Travée	162,31	10,68	7,875	12,57	4HA20
	Appui	-214,94	13,93	7,875	14,33	3HA20+1HA25
Etages 4,5,6	Travée	130,19	8,03	7,875	8,04	4HA16
	Appui	-182,41	11,56	7,875	12,06	6HA16
Etages 7,8,9,10	Travée	121,85	7,48	7,875	8,04	4HA16
	Appui	-172,52	10,88	7,875	12,06	6HA16

Tableau V.9.Ferrailage des poutres secondaires (30*35) cm²

Niveau	Localisation	M (KN.m)	A ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
S.Sol et E.sol, RDC	Travée	73,89	6,01	5,25	6,03	3HA16
	Appui	-69,14	5,57	5,25	6,03	3HA16
Etages 1,2,3	Travée	94,73	7,85	5,25	12,57	4HA20
	Appui	-123,13	10,94	5,25	12,57	4HA20
Etages 4,5,6	Travée	63,14	5,06	5,25	6,03	3HA16
	Appui	-71,18	5,75	5,25	6,03	3HA16
Etages 7,8,9,10	Travée	52,26	4,14	5,25	6,03	3HA16
	Appui	-64,96	5,21	5,25	6,03	3HA16

➤ **Armature transversales**

❖ **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \begin{cases} \text{poutre principales: } \phi_t \leq \min(16; 12,85; 35) \text{ mm} \\ \text{poutre secondaire: } \phi_t \leq \min(16; 10; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \text{poutre principales: } (35 * 45)cm^2 \\ \text{poutre secondaire: } (30 * 35)cm^2 \end{cases}$

Soit $\phi_t = 8\text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01\text{ cm}^2$ (1cadre + 1étrier) pour les deux types de poutres.

❖ **Calcul des espacement S_t**

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)** :

En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{\min}\right) \rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10\text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 8\text{ cm} \end{cases}$

En zone courantes : $S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 15\text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 15\text{ cm} \end{cases}$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a $A_{min} = 0,3\% \times S_t \times b = 1,575\text{ cm}^2 < A_t = 2,01\text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**

Pour $\phi = 16\text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64\text{ cm} \rightarrow$ on adopte : $l_r = 65\text{ cm}$

➤ **Vérifications nécessaires**

❖ **Vérifications des pourcentages maximaux d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\% (b \times h) \dots \dots \dots$ **RPA99/2003(Art 7.5 .2.1)**

- ✓ Poutres principales : $A_{max} = 63\text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires : $A_{max} = 42\text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{max} = 6\% (b \times h)$

- ✓ Poutre principales : $A_{max} = 94,5\text{ cm}^2$
- ✓ Poutre secondaires : $A_{max} = 63\text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ **Vérification à l'ELU**

Condition de non fragilité

$$A^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \rightarrow$$

$\begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{min} = 1,817\text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{min} = 1,195\text{ cm}^2 \end{cases} \dots$ vérifiée

❖ **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V^{max} (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
principales	211,3278	1,40	3,33	Vérifiée
secondaires	74,16	0,75	3,33	Vérifiée

❖ Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives : $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires : $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} - \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V^{max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l cm^2	A_l^{rive} cm^2	A_l^{inter} cm^2	Observation
Principales	211,3278	-214,94	14,33	5,28	-8,60	Vérifiée
Secondaires	74,16	-123,13	12,57	1,854	-6,10	Vérifiée

❖ Vérification à L'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (évaluation de la flèche)

➤ Etat limite de compression du béton

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

Tableau V.12. vérification de l'état limite de compression du béton

Poutre	position	M_{ser} (KN.m)	A_s cm^2	y cm	I cm^4	contraintes		Obs
						σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	
Principales	Travée	99,54	8,04	14,11	133431,2	10,52	15	Vérifiée
	Appui	-137,526	12,06	16,53	197444,7	12,67	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	27,72	6,03	11,41	57016,1	5,54	15	Vérifiée
	Appui	-38,46	6,03	11,41	57016,1	7,69	15	Vérifiée

➤ Vérification de l'état limite de déformation

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

- 1) $\frac{h_t}{l} \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right)$
- 2) $A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$
- 3) $l \leq 8m$

Tableau V.13. vérification de l'état limite de compression du béton

Poutre	h_t (cm)	B (cm)	l (cm)	A_s (cm)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$
Principales	45	35	6,70	8,04	$0,067 \geq 0,062$	$0,067 \geq 0,052$	$0,005 \leq 0,01$
Secondaires	35	30	5,40	6,03	$0,064 \geq 0,062$	$0,064 \geq 0,048$	$0,006 \leq 0,01$

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

➤ Vérification de la zone nodale

Le RPA99/2003(art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

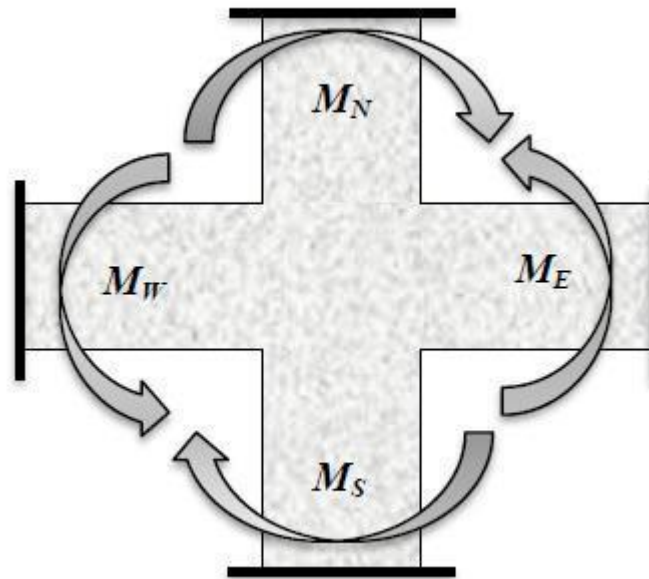


Figure V.7.répartition des moments dans les zones nodales

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux en dans les poutres :**

Le moment résistant (M_R) d’une section de béton dépend des paramètres suivants :

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d’armatures dans la section
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (KN.m)
E.sol et s.sol	0,7	0,63	37,70	348	826,53
RDC et 1 ^{er}	0,65	0,585	37,70	348	767,50
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	0,60	0,54	28,65	348	538,39
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	0,55	0,495	24,13	348	415,66
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	0,50	0,45	18,47	348	289,24
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	0,45	0,405	15,21	348	214,37
10 ^{ème}	0,40	0,36	12,32	348	154,34

Tableau.V.15. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (KN.m)
S.sol et E.sol RDC	0,45	0,405	12,57	348	177,916
Etages 1,2,3	0,45	0,405	14,33	348	201,96
Etages 4,5,6	0,45	0,405	12,06	348	169,97
Etages 7,8,9,10	0,45	0,405	12,06	348	169,97

Tableau.V.16. Moments résistants dans les poutres Secondaires

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M _R (KN.m)
S.sol et E.sol RDC	0,35	0,315	6,03	348	66,10
Etages 1,2,3	0,35	0,315	12,57	348	137,79
Etages 4,5,6	0,35	0,315	6,03	348	66,10
Etages 7,8,9,10	0,35	0,315	6,03	348	66,10

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveaux	M _N	M _S	M _N + M _S	M _W	M _E	1.25(M _W + M _E)	Observation
S.sol	826,53	826,53	1653,06	177,916	177,916	444,79	Vérifiée
E.sol	826,53	826,53	1653,06	177,916	177,916	444,79	Vérifiée
RDC	767,70	826,53	1594,23	177,916	177,916	444,79	Vérifiée
1 ^{er}	767,70	767,70	1535,40	201,69	201,69	504,225	Vérifiée
2 ^{ème}	538,39	767,70	1306,09	201,69	201,69	504,225	Vérifiée
3 ^{ème}	538,39	538,39	1076,78	201,69	201,69	504,225	Vérifiée
4 ^{ème}	538,39	415,66	954,05	169,97	169,97	424,92	Vérifiée
5 ^{ème}	415,66	415,66	831,32	169,97	169,97	424,92	Vérifiée
6 ^{ème}	415,66	289,24	704,9	169,97	169,97	424,92	Vérifiée
7 ^{ème}	289,24	289,24	587,48	169,97	169,97	424,92	Vérifiée
8 ^{ème}	289,24	214,37	503,61	169,97	169,97	424,92	Vérifiée
9 ^{ème}	214,37	214,37	428,74	169,97	169,97	424,92	Vérifiée
10 ^{ème}	214,37	154,34	368,71	169,97	169,97	424,92	N.Vérifiée

Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens Secondaires

Niveaux	M _N	M _S	M _N + M _S	M _W	M _E	1.25(M _W + M _E)	Observation
S.sol	826,53	826,53	1653,06	66,10	66,10	165,25	Vérifiée
E.sol	826,53	826,53	1653,06	66,10	66,10	165,25	Vérifiée
RDC	767,70	826,53	1594,23	66,10	66,10	165,25	Vérifiée
1 ^{er}	767,70	767,70	1535,40	137,79	137,79	344,47	Vérifiée
2 ^{ème}	538,39	767,70	1306,09	137,79	137,79	344,47	Vérifiée
3 ^{ème}	538,39	538,39	1076,78	137,79	137,79	344,47	Vérifiée
4 ^{ème}	538,39	415,66	954,05	66,10	66,10	165,25	Vérifiée
5 ^{ème}	415,66	415,66	831,32	66,10	66,10	165,25	Vérifiée
6 ^{ème}	415,66	289,24	704,9	66,10	66,10	165,25	Vérifiée
7 ^{ème}	289,24	289,24	587,48	66,10	66,10	165,25	Vérifiée
8 ^{ème}	289,24	214,37	503,61	66,10	66,10	165,25	Vérifiée
9 ^{ème}	214,37	214,37	428,74	66,10	66,10	165,25	Vérifiée
10 ^{ème}	214,37	154,34	368,71	66,10	66,10	165,25	Vérifiée

D'après les résultats obtenus, la vérification des zones nodales est justifiée sauf le dernier étage dans le sens principales donc les rotules plastique se formeront dans les poutres plutôt que dans les poteaux

➤ Schémas de ferrailage des poutres

❖ Poutres principales (35 × 45)

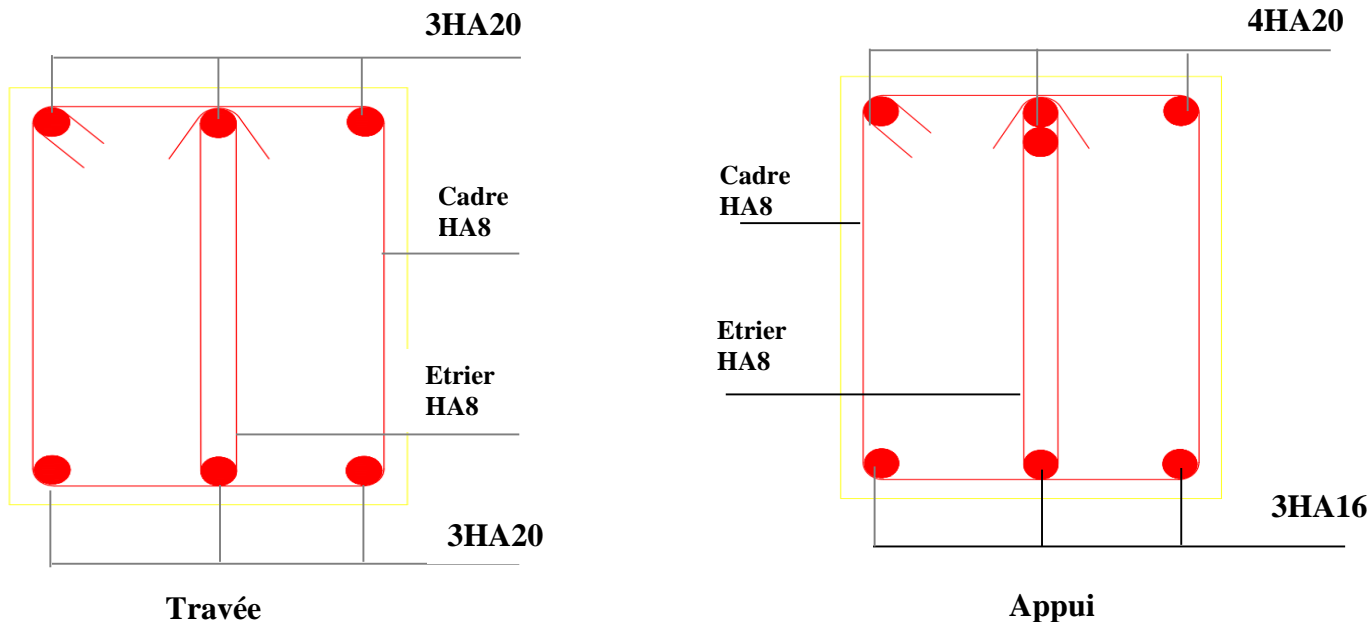


Figure V.8. Schéma de ferrailage poutres principales E.sol et S.sol, RDC

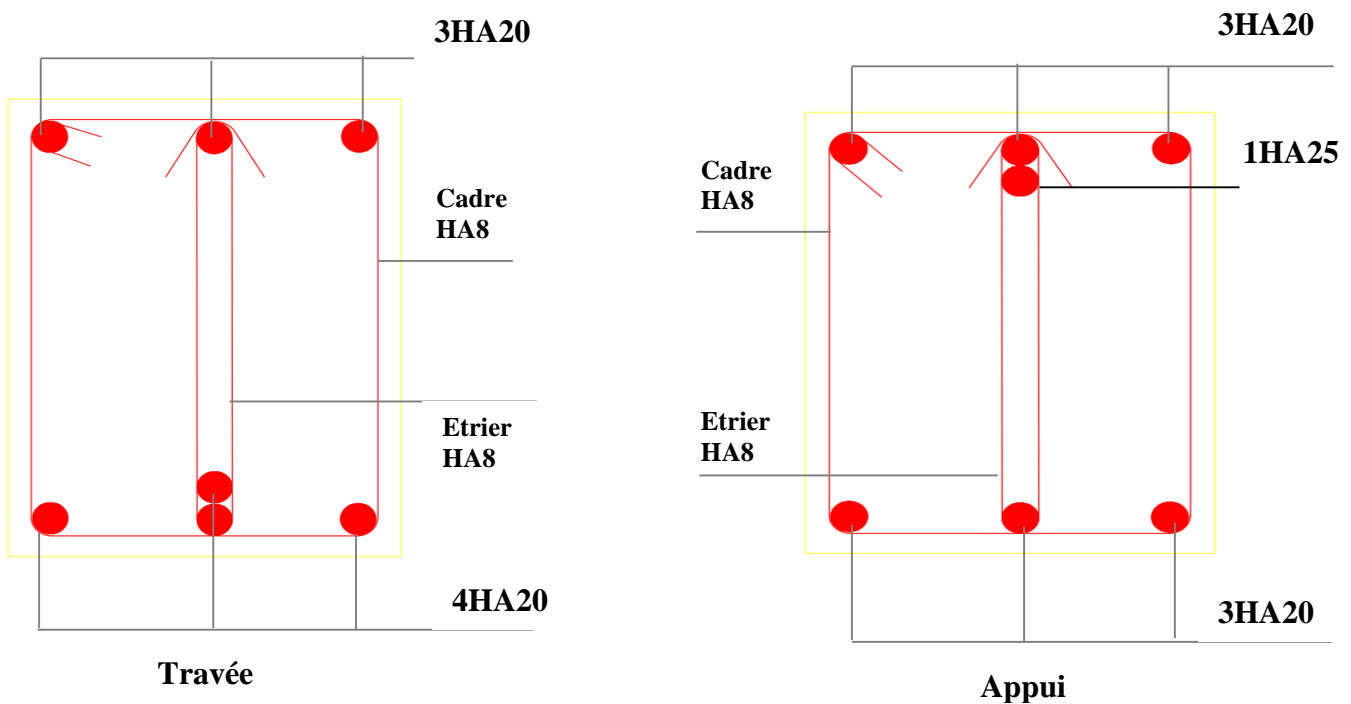


Figure V.9. Schéma de ferrailage poutres principales Etages 1,2,3

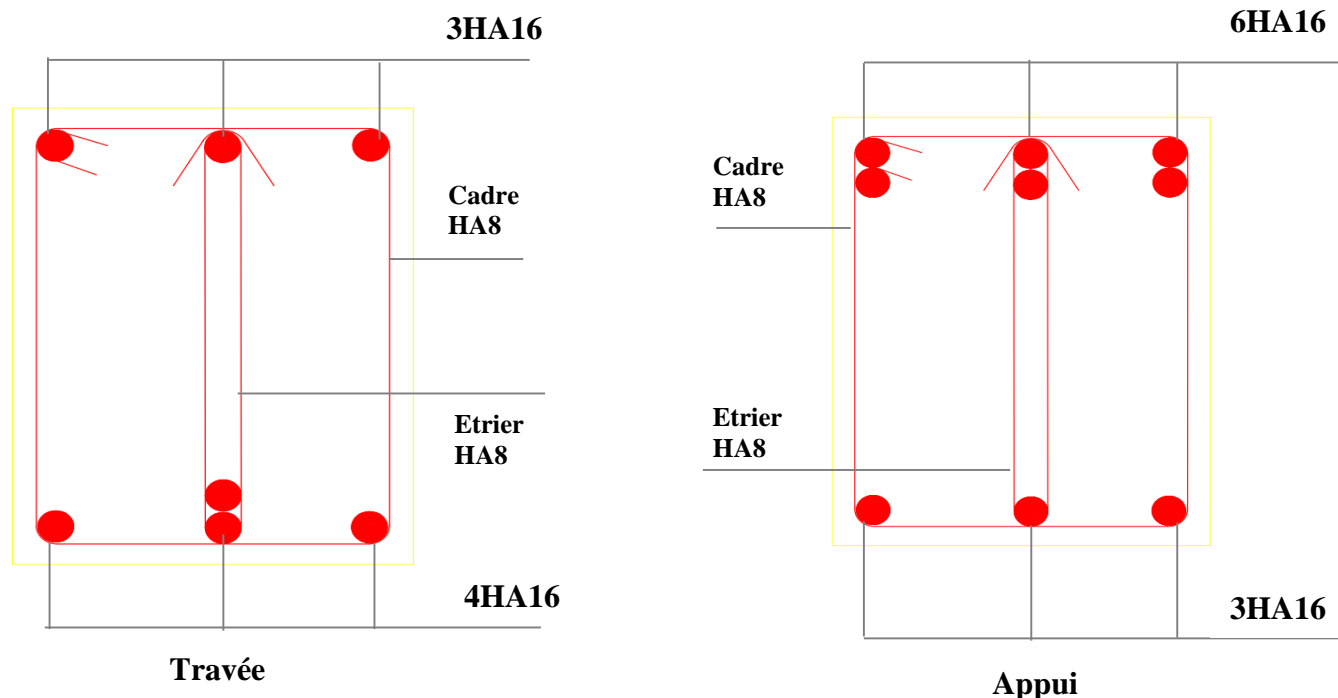


Figure V.10. Schéma de ferrailage poutres principales étage 4 jusqu'à étage 10

❖ Poutres secondaires (30 × 35)

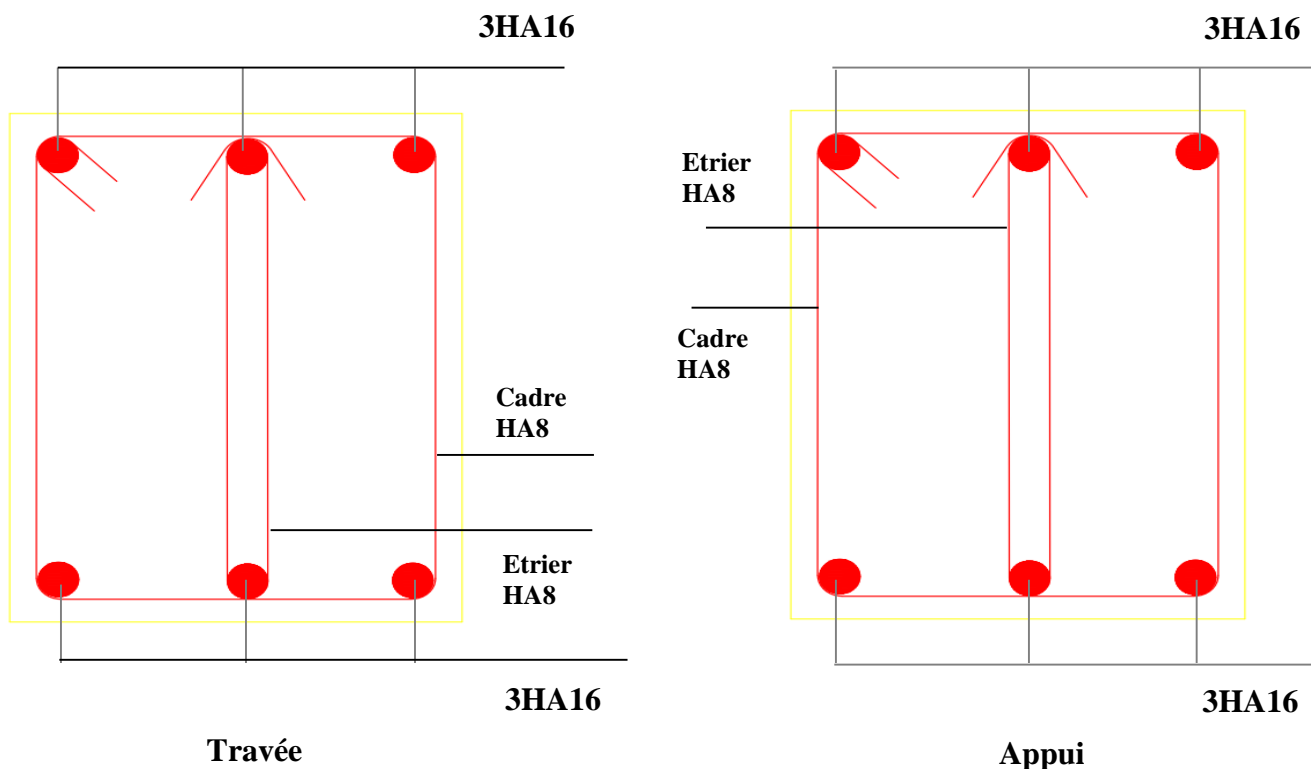


Figure V.11. Schéma de ferrailage poutres secondaires E.sol et S.sol, RDC, étage 4 jusqu'à étage 10

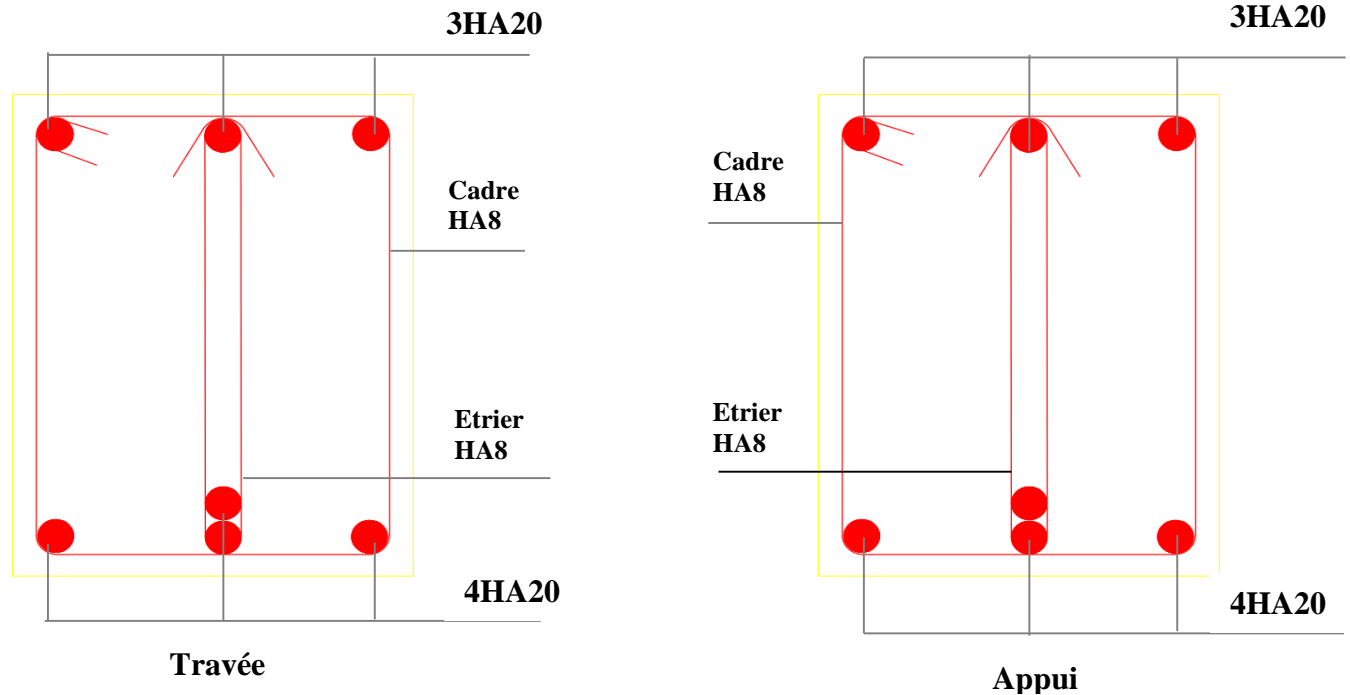


Figure V.12. Schéma de ferrailage poutres secondaires étages 1,2,3

4. Etude des voiles

4.1.Introduction

Le RPA version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone II_a.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant
- Rupture par écrasement ou traction du béton

D'où , les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q \pm E$
- 3) $0.8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} N^{max} & \rightarrow M^{correspondant} \\ M^{max} & \rightarrow N^{correspondant} \\ N^{min} & \rightarrow M^{correspondant} \end{cases}$$

4.2.Recommandation du RPA99Version 2003

➤ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0,20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$
Avec : l_t : longueur de la zone tendue
e : épaisseur du voile
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ Armatures horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales

➤ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égal au minimum à 4 barres/m²

➤ Règles communes (RPA 99 ver 2003 Art.7.7.4.3)

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10%
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
 - 2) 20ϕ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :
 $A_{ij} = 1,1 V / f_e$ Avec $V = 1,4 V_u$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction due aux moments de renversement

4.3.Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS V16, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.19.Les Sollicitations dans le voile Vx1,Vx2,Vx3,Vx4

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
E.sol et s.sol et RDC	2397,3154	1011,9802	-374,840	-975,908	1116,1611	170,5021	169,5573

4.4.Ferrailage des voiles

Calcul de ferrailage sous ($N^{min} \rightarrow M^{corr}$)

le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M,N) pour une section ($e \times l$)

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99/2003.

$L = 1,65 \text{ m}$, $d = 1,60 \text{ m}$, $e = 0,25 \text{ m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = 2,60 > \frac{l}{2} = 0,825$$

N est un effort de traction et le centre de pression est en d'hors de la section, Donc la SPC

Calcul des contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot \frac{h}{2}$$

$$S = 0,25 \times 1,65 = 0,4125 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,25 \times 1,65^2}{12} = 0,0935 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{-0,374840}{0,4125} \pm \frac{0,975908}{0,0935} \cdot \frac{1,65}{2}$$

$$\sigma^+ = 7,70 \text{ MPA} > 0$$

$$\sigma^- = -9,52 < 0$$

le calcul se fait par assimilation a la Flexion simple avec M_{ua}

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 0,685 \text{ MN.m}$$

$$u_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,058 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 0,095 ; z = 1,55 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = 20,03 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 0,25 \times 1,65 = 6,1875 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue L_t**

$$A_{min}^{tendu} = 0,2\% b \times l_t$$

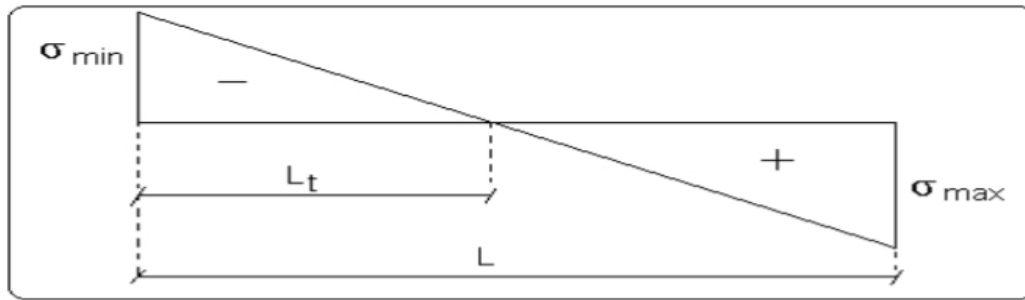


Figure V.13. Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$l_t = \frac{8,684 \times 1,65}{7,283 + 8,684} = 0,90 \text{ m}$$

$$A_{min}^{tendu} = 0,2\% \times 0,25 \times 0,89 = 4,5 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{min}^{courante} = 0,1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - l_t = 1,65 - 2 \times 0,89$$

$$l_c = -0,15 \text{ m}$$

$$A_{min}^{courante} < 0$$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 288,97 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 V_u}{e \times d} = \frac{1,4 \times 169,5573 \times 10^{-3}}{0,25 \times 1,65} = 0,57 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

$$A_h = \frac{0,57 \times 0,25 \times 0,20}{0,8 \times 400} = 0,890 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles

Tableau V.20. Sollicitations maximales dans les voiles $V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}, V_{x4}$ ($0,20 \times 1,65$)

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
Etages 1,2,3	1128,0151	176,8191	114,7444	-99,1464	-263,8177	658,8555	174,428

Tableau V.21. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}, V_{x4}$ ($0,15 \times 1,65$)

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
Etages 4,5,6,7,8,9,10	1375,2133	139,0211	10,4586	-44,8761	-332,643	719,63	226,735

Tableau V.22. Sollicitations maximales dans les voiles V_{y1} ($0,25 \times 3,05$)

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
E.sol et s.sol RDC	3551,2942	3787,1531	-97,663	-3620,1815	3787,1531	3551,294	683,5

Tableau V.23. Sollicitations maximales dans les voiles V_{y1} ($0,20 \times 3,05$)

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
Etages 1,2,3	1793,835	418,5193	516,262	-351,4905	842,3856	1732,212	357,192

Tableau V.24. Sollicitations maximales dans les voiles V_{y1} ($0,15 \times 3,05$)

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
Etages 4,5,6,7,8,9,10	1308,9568	454,1575	40,6828	-164,1459	454,1575	1308,9568	262,97

Tableau V.25. Sollicitations maximales dans les voiles V_{y2} ($0,25 \times 2,60$)

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
E.sol et s.sol RDC	3956,7165	2984,6929	-372,4277	-3136,5257	-3177,709	356,3148	593,35

Tableau V.26. Sollicitations maximales dans les voiles V_{y2} ($0,20 \times 2,60$)

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
Etages 1,2,3	1607,3654	356,9753	480,8429	-334,883	745,6242	1518,365	332,00

Tableau V.27.Sollicitations maximales dans les voiles Vy2 (0,15 × 2,60)

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
Etages 4,5,6,7,8,9,10	1191,5293	405,8055	58,6342	-188,0304	405,8055	1191,5293	227,26

Tableau V.28.Sollicitation et ferrailage dans les voiles Vx1,Vx2,Vx3,V4

Niveau		E.sol et s.sol RDC	Etages 1,2,3	Etages 4,5,6,7,8,9,10
L(cm)		1,65	1,65	1,65
e(cm)		0,25	0,20	0,15
M(KN.m)		-975,908	-99,1464	-44,8761
N(KN)		-374,840	114,7444	10,4586
V(KN)		169,5573	174,42	226,735
$\tau_{adm}(MPa)$		0,57	0,74	1,55
$\tau_u(MPa)$		5	5	5
A_v cal/face (cm ²)		20,03	0,099	0,564
A_v min/face (cm ²)		6,1875	4,95	3,7124
l_t		0,89	0,60	0,77
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$		4,45	2,4	2,31
A_v adop/face (cm)		20,11	5,03	5,03
$N^{barre}/face$		10HA16	10HA8	10HA8
S_t (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
$A_{min}^{comp}(cm^2)$		0	0,900	0,165
$A_h/Cal(cm^2)$		0,890	0,925	1,45
$A_h/min(cm^2)$		0,75	0,60	0,45
$A_h/adop(cm^2)$		1,01	1,01	1,57
$N^{barre}/face$		2HA8	2HA8	2HA10
S_t (cm)		20	20	20

Tableau V.29.Sollicitation et ferrailage dans les voiles Vy1

Niveau	E.sol et s.sol RDC	Etages 1,2,3	Etages 4,5,6,7,8,9,10
L(cm)	3,05	3,05	3,05
e(cm)	0,25	0,20	0,15
M(KN.m)	-3620,1815	-351,4905	-164,1459
N(KN)	-97,663	516,262	40,6828
V(KN)	683,50	357,192	262,97
$\tau_{adm}(MPa)$	1,27	0,83	0,82
$\tau_u(MPa)$	5	5	5

A_v cal/face (cm^2)	32,73	< 0	0,78
A_v min/face (cm^2)	11,43	9,15	6,86
l_t	1,53	0,376	1,46
A_{min}^{tendu} (cm^2)	7,65	1,505	4,38
A_v adop/face (cm)	34,31	9,86	9,05
N^{barre} /face	4HA14+14HA16	4HA8+10HA10	18HA8
S_t (cm)	extrémité	10	10
	Milieu	20	20
A_{min}^{comp} (cm^2)	0	5,34	0,195
A_h^{cal}/min (cm^2)	1,99	1,03	0,768
A_h /adop(cm^2)	2,26	1,57	1,01
N^{barre} /face	2HA12	2HA10	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.30.Sollicitation et ferrailage dans les voiles Vy2

Niveau	E.sol et s.sol RDC	Etages 1,2,3	Etages 4,5,6,7,8,9,10
L(cm)	2,60	2,60	2,60
e(cm)	0,25	0,20	0,15
M(KN.m)	-3136,5257	-334,883	-188,0304
N(KN)	-372,4277	480,8429	58,6342
V(KN)	593,35	332,00	227,62
τ_{adm} (MPa)	1,30	0,91	0,83
τ_u (MPa)	5	5	5
A_v cal/face (cm^2)	36,67	< 0	1,14
A_v min/face (cm^2)	9,75	7,8	5,85
l_t	1,36	0,488	1,07
A_{min}^{tendu} (cm^2)	6,8	1,952	3,21
A_v adop/face (cm)	36,70	8,04	8,04
N^{barre} /face	4HA20+12HA16	16HA8	16HA8
S_t (cm)	extrémité	10	10
	Milieu	20	20
A_{min}^{comp} (cm^2)	0	3,248	0690
A_h^{cal}/min (cm^2)	2,03	1,1375	0,778
A_h /adop(cm^2)	2,26	1,57	1,01
N^{barre} /face	2HA12	2HA10	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

➤ Schéma de ferrailage

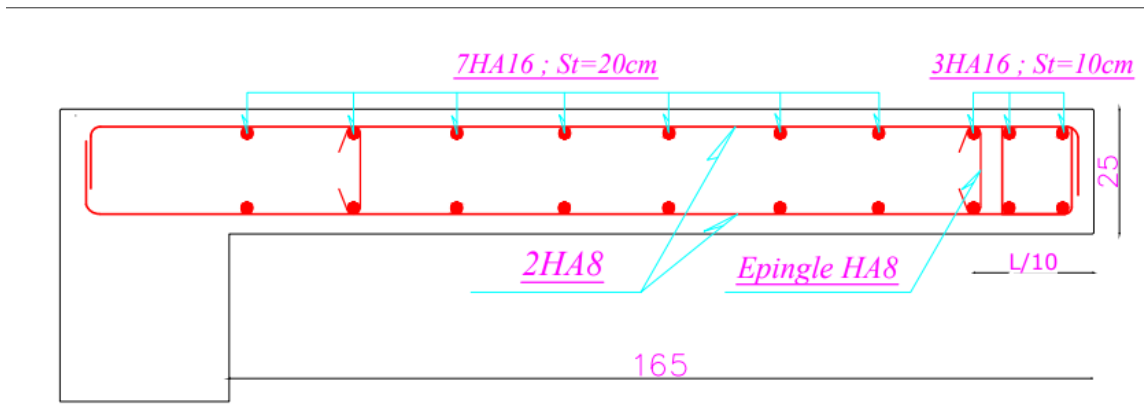


Figure V.14. Schéma de ferrailage du voile VX1, VX2, VX3, VX4 (0,25×1,65)

Chapitre 06

Infrastructure

CHAPITRE VI : Infrastructure

1. Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres éléments (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
- Les dimensions 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, selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003, (Article 10.1.4.1), se fait sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

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 caractéristique géotechnique des différentes couche qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2,4 bars (Voir le rapport du sol)

4. Choix du type de fondation :

➤ **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 :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ETABS, V16.

S : Surface d'appui de la semelle S= A × B

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \longrightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a,b : dimension du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \longrightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,70}{0,65} \times \frac{3151,0519}{240}} \longrightarrow B \geq 3,76 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,65m, Donc il y'aura un chevauchement entre les semelles, on passe au calcul de semelle filante.

- **Remarque :** Dans notre cas on peut opter pour des semelles isolées sur l'axe X-X et des semelles filantes sur l'axe Y-Y.

➤ **Vérification de semelle filante.**

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire dans le sens X-X et Y-Y

a) Dans le sens X-X

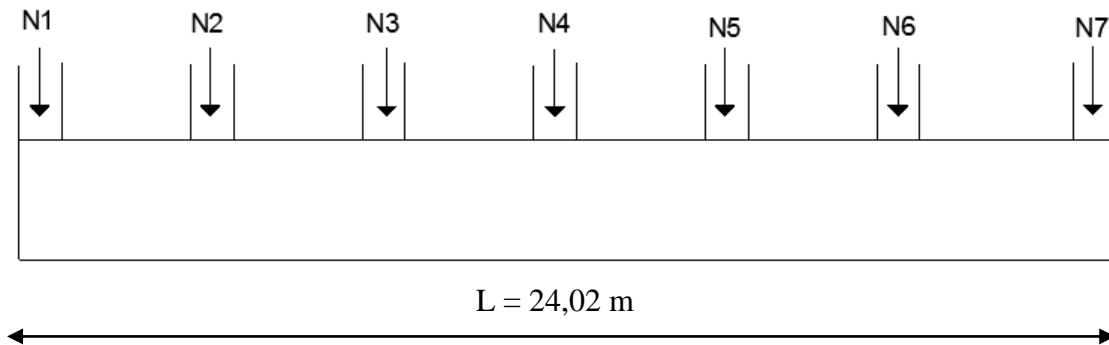


Figure VI.1. semelle filante dans le sens X-X

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 ».

$$N1 = 844,82 \text{ KN}; N5 = 1350,93 \text{ KN}$$

$$N2 = 1772,62 \text{ KN} ; N6 = 1206,22 \text{ KN}$$

$$N3 = 2388,48 \text{ KN} ; N7 = 329,32 \text{ KN}$$

$$N4 = 2198,90 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 10091,29 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{10091,29}{240 \times 24,02} = 1,75 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 3,6m selon l'axe X-X, donc il y pas de chevauchement entre les semelles filantes, il reste de voir le sens Y-Y

b) Dans le sens Y-Y

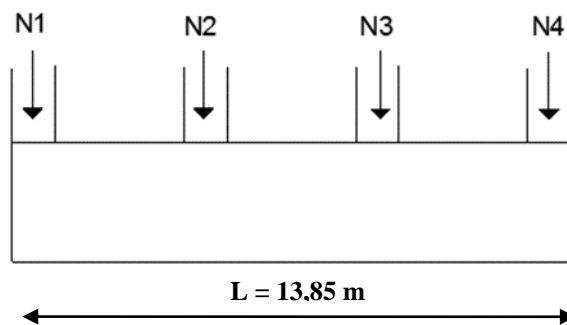


Figure VI.2. Semelle filante dans le sens Y-Y

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \longrightarrow B \times L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \longrightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N1 = 2198,90 \text{ KN}; \quad N4 = 2293,57 \text{ KN}$$

$$N2 = 2444,84 \text{ KN} ; \quad N5 = 1919,78 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 8857,09 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{8857,09}{165 \times 13,85} = 2,66 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,65m, donc il ya de chevauchement entre les semelles filantes, Donc on opte pour un radier général.

5. Etude de radier

Le radier est calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme supposé infiniment rigide.

5.1. Pré dimensionnement

5.1.1. Condition de coffrage

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} ; \quad h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

h_r : Hauteur de la dalle.

h_t : Hauteur de la nervure.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{max} = 6,70 \text{ m}$)

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{670}{10} = 33,5 \text{ cm} \rightarrow h_r = 35 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{670}{20} = 67 \text{ cm} \rightarrow h_t = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

5.1.2. Condition de rigidité :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e ; \quad L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec:

- L_e : est la longueur élastique qui permet de déterminer la nature de radier
- K : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$)
- E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times \frac{10^7 \text{ KN}}{\text{m}^2}$
- I : Inertie de la section du radier

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} \rightarrow h_t \geq 107,29 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 110 \text{ cm}$

On aura :

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.3,216 \cdot 10^3 \cdot 1,1^3}{4 \cdot 10^4 \cdot 1 \cdot 12}} \rightarrow L_e \geq 4,35$$

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times 4,35 \rightarrow 6,70 \text{ m} \leq 6,83 \text{ m}$$

5.2. Calcul de la surface de radier

On a ; $N = 46484,9225 \text{ KN}$

Soit :

$$S_{radier} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow S_{radier} \geq \frac{46484,9225}{240} = 193,68 \text{ m}^2$$

On prend ; $S_{radier} = S_{batiment} = 374,64 \text{ m}^2$

5.3. Vérifications divers

5.3.1. Vérification au cisaillement ;

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} = \frac{46484,9225 \times 6,70}{2 \times 374,64} = 415,66 \text{ KN}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} \rightarrow 0,378 \leq 1,17 \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

5.3.2. Vérification des contraintes dans le sol ;

Cette condition consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinale et transversale.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sur le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme « **SOCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 5988,73 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 12,27 \text{ m}$$

$$I_y = 22843,90 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 7,35 \text{ m}$$

$$\text{Selon l'ETABS V16 : } M_x = 163913,06 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_y = 343697,037 \text{ KN.m}$$

• Sens X-X

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_x} = \frac{46484,92}{374,64} + \frac{163913,06}{5988,73} \times 7,35 = 0,325 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_x} = \frac{46484,92}{374,64} - \frac{163913,06}{5988,73} \times 7,34 = -0,077 \text{ MPA}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{moy} = 0,224 \text{ MPA} \geq \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

- Sens X-X

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y \times X_G}{I_Y} = \frac{46484,92}{374,64} + \frac{343697,037}{22843,90} \times 12,27 = 0,308 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y \times X_G}{I_Y} = \frac{46484,92}{374,64} - \frac{343697,037}{22843,90} \times 12,27 = -0,0605 \text{ MPA}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{moy} = 0,215 \text{ MPA} \geq \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

5.3.3. vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suite ;

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec ;

N_d ; Effort normale

h_t ; Hauteur totale de radier

U_c ; Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne tels que ; $U_c = 2(A \times B)$

$$A = a + h_t = 0,7 + 1,1 = 1,8 \text{ m}$$

$$B = a + h_t = 0,65 + 1,1 = 1,75 \text{ m}$$

Ce qui donne $U_c = 6,3 \text{ m}^2$

$$N_d \leq 0,045 \times 6,3 \times 1,1 \times \frac{25000}{1,5} \longrightarrow 3151,0519 \text{ KN} \leq 5197,5 \text{ KN}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

5.3.4. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$e = \frac{163913,06}{46484,92} \leq \frac{27,05}{4} \rightarrow 3,52 \text{ m} \leq 6,78 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

6. Ferrailage de radier

On calcule le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour les autres panneaux du radier

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$L_x = 5,40 \text{ m}, L_y = 6,70 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \rho = \frac{5,40}{6,70} = 0,80 > 0,40$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

$$\text{On a : } q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

✓ **Calcul du poids de radier**

$$P_{rad} = h_r \times \gamma_b \times S_{rad} = 0,35 \times 25 \times 374,64$$

$$P_{rad} = 3278,1 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u.cal} + N_{rad} = 63939,97 + 3278,1 = 67218,07 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{67218,07}{374,64} = 179,42 \frac{KN}{ml}$$

$$\rho = \frac{5,40}{6,70} = 0,80 > 0,40 \rightarrow ELU : \quad \begin{matrix} u_x = 0,0561 \\ u_y = 0,5959 \end{matrix}$$

$$M_x = u_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0,0561 \times 179,07 \times 5,40^2 = 292,93 \text{ KN.m}$$

$$M_y = u_y \times M_x = 174,47 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 219,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 130,10 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 146,46 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,35)$, les resultats de calcul sont en resumes dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Section des armatures du radier.

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	X-X	291,95	0,141	0,192	0,304	20,66	3,07	7HA20=21,9 9	15
	Y-Y	130,10	0,084	0,11	0,315	11,84	2,8	6HA16=12,0 6	18
Appui		146,46	0,094	0,124	0,313	13,38	3,07	7HA14=14,0 7	15

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0,80 > 0,4$$

$$e = 35 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} \times (3 - 0,80) 100 \times 35 = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 2,8 \text{ cm}^2$$

6.1. Vérification a l'ELS

$$\rho = \frac{5,40}{6,70} = 0,80 > 0,40 \rightarrow ELS \quad \begin{matrix} u_x = 0,0628 \\ u_y = 0,7111 \end{matrix}$$

$$\text{On a : } q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$N_s = N_{s.cal} + N_{rad} = 46484,9225 + 3278,1 = 49763,02 \text{ KN}$$

$$q_s = \frac{49763,02}{374,64} = 132,82 \frac{KN}{ml}$$

$$\rho = \frac{5,40}{6,70} = 0,80 > 0,40 \rightarrow ELS : u_x = 0,0628 \quad ; \quad u_y = 0,7111$$

$$M_x = u_x \times q_s \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0,0628 \times 132,82 \times 5,40^2 = 243,22 \text{ KN.m}$$

$$M_y = u_y \times M_x = 172,95 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 182,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 129,71 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 121,61 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes**

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes à l'ELS

Position		M_s 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	182,41	11,82	203015,12	10,6 < 15	Vérifié	285,96 < 201,63	N.Vérifié
	y-y	129,71	9,26	128420,34	9,35 < 15	Vérifié	385,92 < 201,63	N.Vérifié
Appui		121,61	9,87	144961,4	8,28 < 15	Vérifié	290,80 < 201,63	N.Vérifié

La contraintes de traction n'est pas vérifiée, Donc on doit recalculer les armatures a l'ELS.

Tableau VI.3 : Calcul des armatures à l'ELS

Position		M_s KN.m	β (10^{-3})	α	A_{cal} (cm^2/m^2)	A_{adop} (cm^2/m^2)	Nombre de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	182,41	11,2	0,462	33,11	34,36	7HA25	15
	y-y	129,71	10,2	0,446	29,9	31,42	10HA20	10
Appui		121,61	6,56	0,376	18,84	20,11	10HA16	10

❖ **Vérification de l'espacement**

$$S_t \leq \min(2,5 h_r ; 25 \text{ cm})$$

➤ **Schéma de ferrailage**

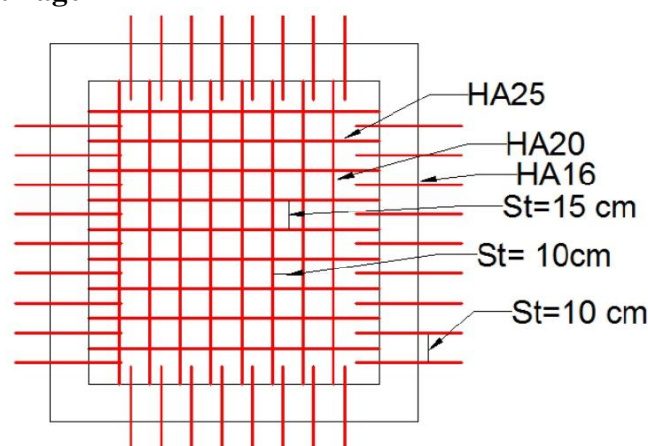


Figure VI.2. Schéma Ferrailage de radier

6. Etude des nervures

6.1. Définition

Les nervures sont des sections en T inversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la Transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure

Suivante :

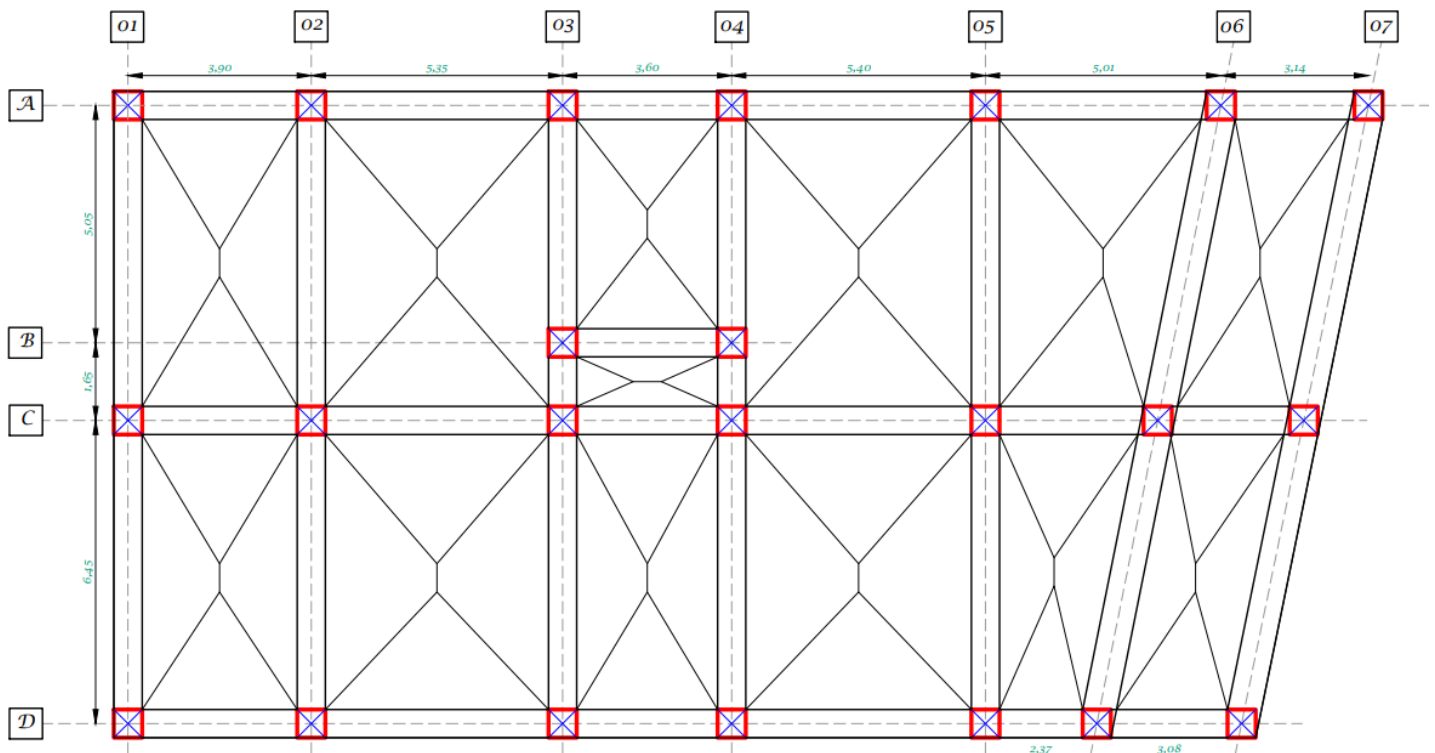


Figure VI.4. Schéma des lignes de ruptures

6.2. Les sollicitations sur les nervures

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture), Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties, Le calcul des sollicitations se fait par la méthode de Caquot (Chapitre III page)

On à $\rho = 0,80 > 0,4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires)

- **Charges triangulaires**

- Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

- Cas d'une seule charge triangulaires par travée :

$$q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \quad ; \quad q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$$

- **Charges trapézoïdales**

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$$

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

ρ : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris)

- **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0,8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0,15 M_0$, avec : $M_a = \frac{q \times l^2}{8}$

• **Moments en travée :**

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

✓ **Sens X-X :**

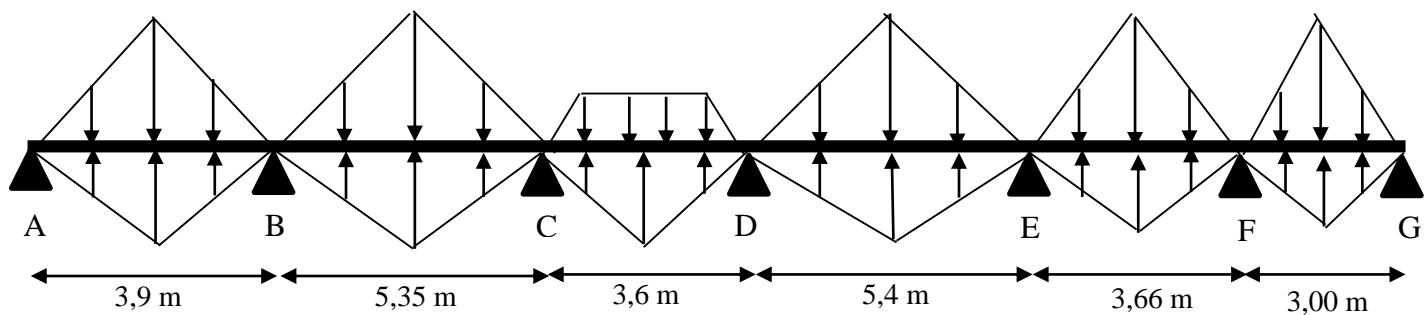


Figure VI.5. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X

✓ **Sens Y-Y**

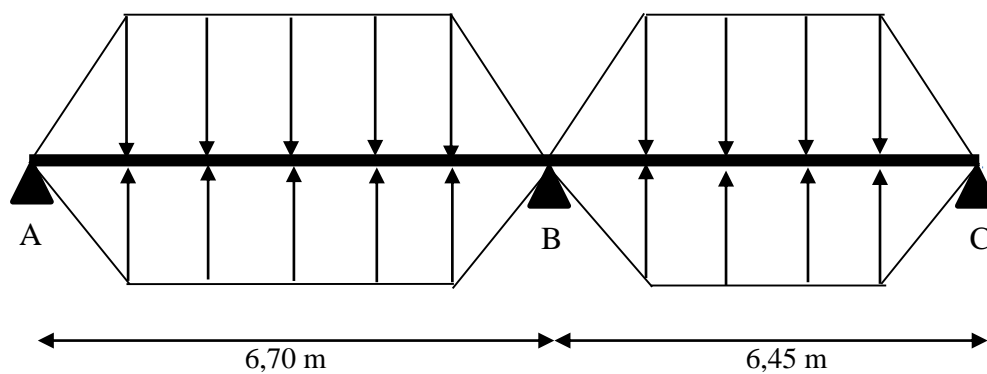


Figure VI.6. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y

On a $q_u = 179,42 \text{ KN}$

Tableau VI.4: sollicitation de la nervure principale sens X-X

Travée	L (m)	$q_m(\text{KN/m})$	$q_v(\text{KN/m})$	$M_a(\text{KN/m})$		X(m)	$M_0(\text{KN/m})$	$M_t(\text{KN/m})$
				M_g	M_d			
A-B	3,9	466,492	466,492	0	-1119,54	1,335	798,69	415,463
B-C	5,35	639,92	639,92	-1119,54	-1011,46	2,707	2289,18	1224,319
C-D	3,6	476,65	411,02	-1011,46	-1036,93	1,785	772,12	-251,975
D-E	5,4	645,912	645,912	-1036,93	-1023,62	2,704	2354,34	1324,07
E-F	3,66	437,78	437,912	-1023,62	410,375	2,213	700,85	48,104
F-G	3,00	358,84	358,84	410,375	0	1,881	377,65	224,58

Tableau VI.5: sollicitation maximales sens X-X

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	1324,07	-1119,54
Effort tranchant (KN)	1746,43	

✓ Sens Y-Y

Tableau VI.6: sollicitation de la nervure principales sens Y-Y

Travée	L (m)	$q_m(\text{KN/m})$	$q_v(\text{KN/m})$	$M_a(\text{KN/m})$		X(m)	$M_0(\text{KN/m})$	$M_t(\text{KN/m})$
				M_g	M_d			
A-B	6,7	473,88	339,07	0	-2364,94	2,61	2529,311	1615,05
B-C	6,45	464,47	361,52	-2364,94	0	4,04	2262,447	1296,58

Tableau VI.7: Sollicitation maximales sens Y-Y

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	1615,05	-2364,94
Effort tranchant (KN)	1937,788	

6.3. Ferrailage des nervures :

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple section en T renversée.

✓ Détermination de la largeur b selon les deux sens :

Données :

$$\begin{cases} h = 1,1 \text{ m} ; h_0 = 0,35 \text{ m} \\ b_0 = 0,65 \text{ m} ; d = 1,05 \text{ m} \end{cases}$$

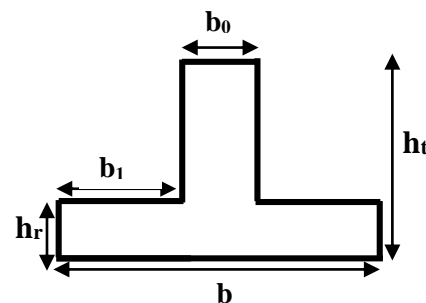


Figure VI.7. Section de la nervure à ferrailer

✓ Sens X-X :

On a :

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

$$\frac{b-0,65}{2} \leq \min\left(\frac{3,9}{2}; \frac{1,65}{10}\right) \rightarrow \frac{b-0,65}{2} \leq \min(1,8; 0,165) = 0,165 \text{ m}$$

Donc : b = 0,98 m , on Prend b = 1 m

✓ Sens Y-Y

$$\frac{b-0,7}{2} \leq \min\left(\frac{6,45}{2}; \frac{2,37}{10}\right) \rightarrow \frac{b-0,7}{2} \leq \min(3,225; 0,237) = 0,237 \text{ m}$$

Donc : b = 1,174 m , on Prend b = 1,20 m

- Calcul du moment équilibré par la table de compression Mtu :

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

✓ Sens X-X :

$$M_{tu} = 14,2 \times 1 \times 0,35 \times \left(1,05 - \frac{0,35}{2}\right) \rightarrow M_{tu} = 4,35 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} = 4,35 \text{ MN.m} > M_t = 1,32407 \text{ MN.m} \rightarrow$ Donc on fait un calcul d'une section rectangulaire

✓ Sens Y-Y :

$$M_{tu} = 14,2 \times 1,20 \times 0,35 \times \left(1,05 - \frac{0,35}{2}\right) \rightarrow M_{tu} = 4,35 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} = 5,22 \text{ MN.m} > M_t = 1,61505 \text{ MN.m} \rightarrow$ Donc on fait un calcul d'une section rectangulaire

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après

Tableau VI.8: Ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Adop} (cm ² /ml)
Sens X-X	Travée	1324,07	38,98	12,67	6HA25+6HA16=41,51
	Appuis	-1119,54	34,66	12,67	12HA20=37,70
Sens Y-Y	Travée	1615,05	48,08	8,875	10HA25=49,09
	Appui	-2364,94	72,56	8,875	15HA25=73,63

6.4. Vérification nécessaires

6.4.1. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_u = \min[0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPA}]$$

-Sens X-X: $\frac{1746,34 \times 10^{-3}}{1 \times 1,05} \leq \min[0,1 \times 25, 4 \text{ MPA}] \rightarrow 1,66 \text{ MPA} \leq 2,5 \text{ MPA} \dots \dots \dots$ Vérifiée

-Sens Y-Y: $\frac{1937,788 \times 10^{-3}}{1,15 \times 1,05} \leq \min[0,1 \times 25, 4 \text{ MPA}] \rightarrow 1,60 \text{ MPA} \leq 2,5 \text{ MPA} \dots \dots \dots$ Vérifiée

6.4.2. Vérification de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right) \times 10^{-3}}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \tau_u$$

- Sens X-X : $\tau_u = \frac{1746,34 \left(\frac{1-0,65}{2}\right) \times 10^{-3}}{0,9 \times 1,05 \times 1 \times 0,35} \leq \tau_u \rightarrow 0,92 \text{ MPA} \leq 2,5 \text{ MPA} \dots \dots \dots$ Vérifiée

- Sens X-X : $\tau_u = \frac{1937,78 \left(\frac{1-0,65}{2}\right) \times 10^{-3}}{0,9 \times 1,05 \times 1,15 \times 0,35} \leq \tau_u \rightarrow 0,89 \text{ MPA} \leq 2,5 \text{ MPA} \dots \dots \dots$ Vérifiée

6.4.3. Vérification des contraintes :

On a : $q_s = 132,82 \text{ KN/m}^2$

$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$

$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ (Fissuration nuisible)}$

Tableau VI.9: Vérification des contraintes à l'ELS

Sens		M_s KN.m	Y (cm)	I cm^4	σ_{bc} $\leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
X-X	Travée	969,657	36,25	3975077,66	8,85	Vérifiée	$251,43 \geq 201,63$	N.Vérifié
	Appui	-828,787	34,91	3699890,02	7,82	Vérifiée	$235,47 \geq 201,63$	N.Vérifié
Y-Y	travée	1198,767	37,64	4585394,01	9,54	Vérifiée	$264,13 \geq 201,63$	N.Vérifié
	appui	-1730,97	43,90	6097249,80	12,46	Vérifiée	$260,15 \geq 201,63$	N.Vérifié

La contraintes de traction n'est pas vérifiée, Donc on doit recalculer les armatures a l'ELS.

Tableau VI.10 : Calcul des armatures à l'ELS

Sens		M_s KN.m	β (10^{-3})	α	A_{cal} (cm^2/m^2)	A_{adop} (cm^2/m^2)	Nombre de barres
X-X	Travée	969,657	4,44	0,427	51,76	56,66	18HA20
	Appui	-828,787	3,91	0,333	44,02	49,76	12HA20+6HA16
Y-Y	travée	1198,76	5,98	0,393	64,30	77,76	12HA25+6HA20
	appui	-1730,97	6,07	0,506	95,00	96,55	6HA32+6HA25+6HA20

➤ Schéma de ferrailage

- Sens X-X :

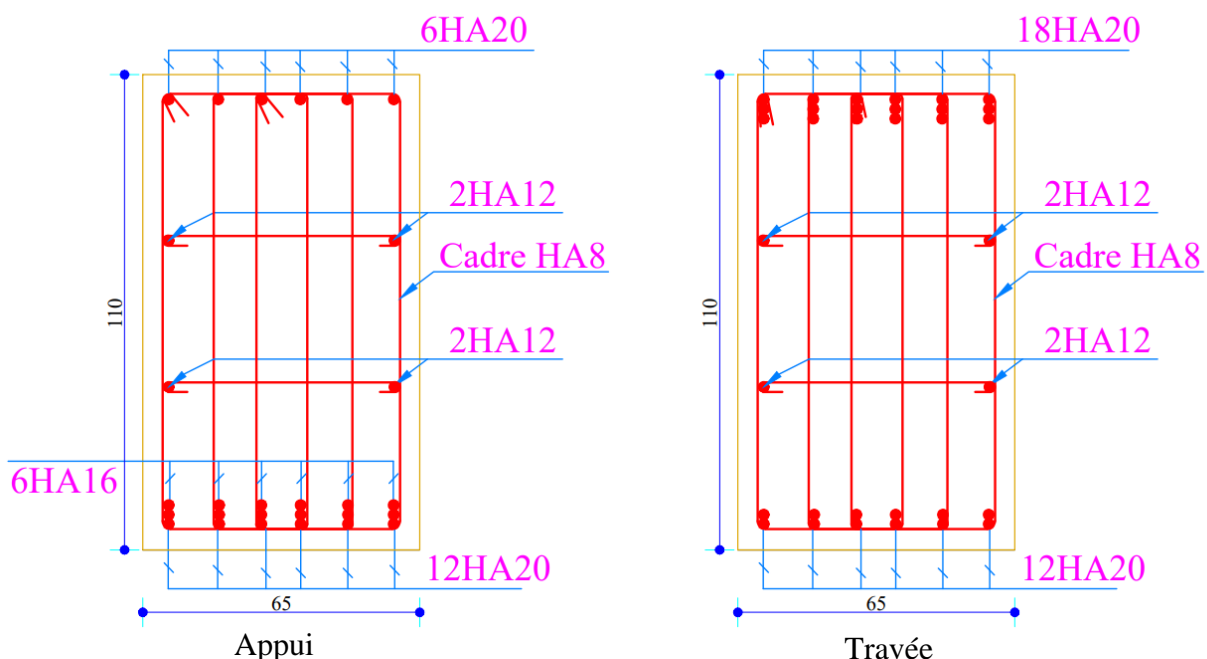


Figure VI.8. Schéma de ferrailage des nervures selon l'axe X-X

- Sens Y-Y :

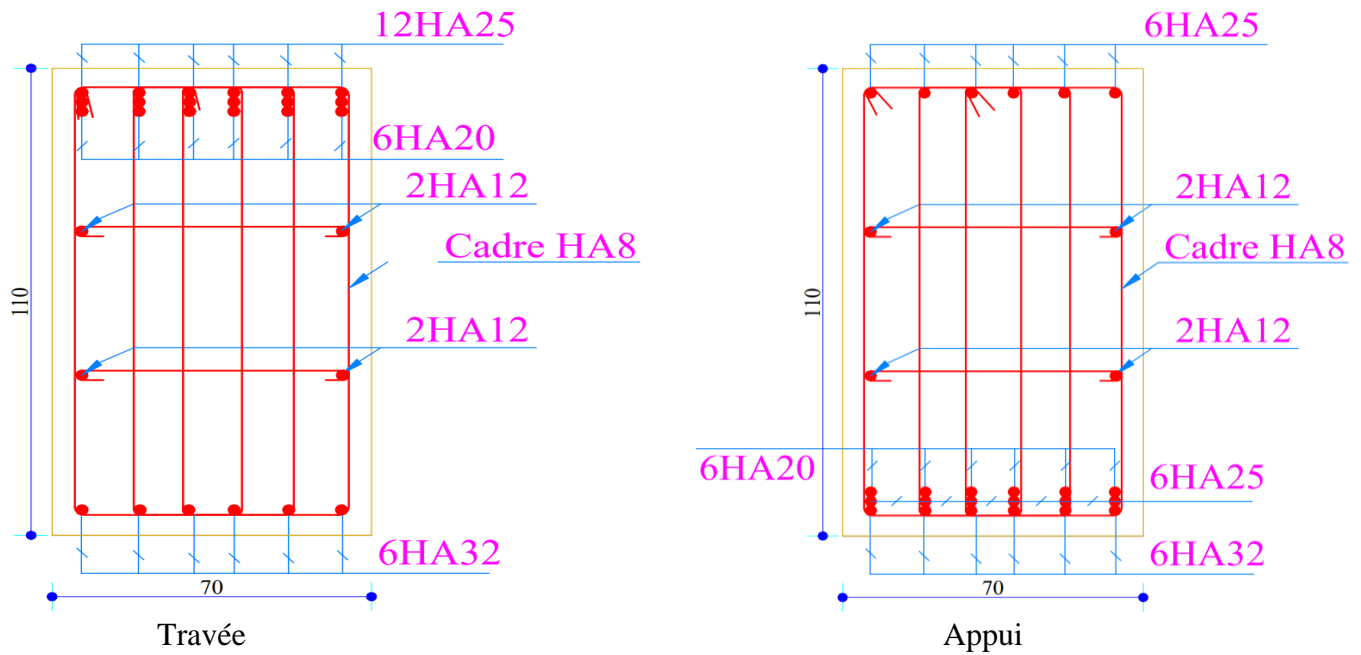


Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures selon l'axe Y-Y

7. Etude du voile périphérique

D'après le **RPA99/2003(art10.1.2)**, le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques 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.

➤ Dimensionnement des voiles

- Hauteur $h = 3,23\text{m}$
- Longueur $L = 5,40\text{ m}$
- Epaisseur $e = 25\text{cm}$

➤ Caractéristiques du sol

- Poids spécifique $\gamma_h = 20\text{KN}/\text{m}^3$
- Cohésion $c = 0,2\text{bar}$
- Angle de frottement :

Se situe dans l'intervalle suivant :

$$\varphi \in [15^\circ - 25^\circ] = 0^\circ$$

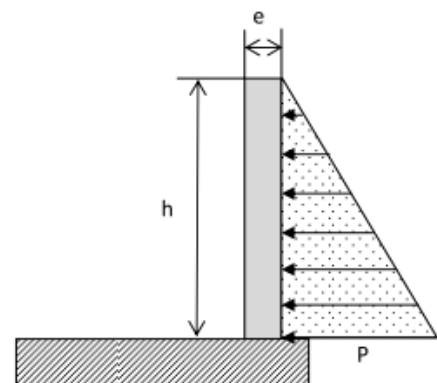


Figure VI.10. Poussée des terres sur les voiles périphériques

➤ Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

❖ La poussée des terres

$$G = h \times (\gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right))$$

$$G = 3,23 \times 20 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{15}{2} \right) - 2 \times 20 \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{15}{2} \right) = 7,34 \text{ KN/m}^2$$

❖ Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow Q = 5,88 \text{ KN/m}^2$$

7.1. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 18,729 + 8,82}{4} = 16,25 \text{ KN/m}^2$$

Avec :

$$\sigma_{\text{min}} = 1,5Q = 8,82 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{\text{max}} = 1,35G + 1,5Q = 18,729 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 16,25 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,23 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 5,40 \text{ m} \quad e = 0,25 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3,23}{5,40} = 0,598 > 0,4 \rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens}$$

❖ Calcul des moments isostatiques :

$$M_{ax} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{ay} = \mu_y \times q \times M_{ax}$$

$$\rho = 0,598 \rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0836 \\ \mu_y = 0,2822 \end{cases}$$

$$M_{ax} = 0,0836 \times 16,25 \times 3,23^2 = 14,173 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,2822 \times M_{ax} = 3,99 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments corrigés

$$M_x = 0,85 M_{ax} = 12,047 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{ay} = 3,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_x = -4,818 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{\text{min}} = 0,1\% \times b \times h$$

Tableau VI.11. Ferrailage des voiles périphériques

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	12,047	0,016	0,020	0,228	1,52	2,5	5HA8=2,51
	Y-Y	3,39	0,0045	0,0056	0,229	0,42	1,5	5HA8=2,51
Appui		-4,818	0,0064	0,008	0,229	0,604	2,5	5HA8=2,51

✓ **Espacement**

Sens x-x ; $S_t \leq \min(2e; 25cm) \rightarrow S_t = 25cm$

Sens y-y ; $S_t \leq \min(3e; 33cm) \rightarrow S_t = 25cm$

✓ **Vérifications :**

$$\rho = 0,598 > 0,4$$

$$e = 25cm > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} \times (3 - 0,598) 100 \times 25 = 2,402cm^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 2cm^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 25 \times 100 = 2,5cm^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{16,25 \times 3,23}{2} \times \frac{5,4^4}{3,23^4 + 5,4^4} = 23,23KN$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{16,25 \times 5,4}{2} \times \frac{3,23^4}{3,23^4 + 5,4^4} = 5,55KN$$

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

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \tau_u = 0,105MPa \leq \bar{\tau}_u = 1,17MPa$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\rho = 0598 \rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0884 \\ \mu_y = 0,4565 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 13,22 KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 5,88 KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 13,22 + 5,88}{4} = 11,385KN/m^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1ml = 11,385KN/ml$$

✓ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_{0x} = 0,0884 \times 11,385 \times 3,23^2 = 10,50KN.m$$

$$M_{0y} = 0,4565 \times 10,50 = 4,79KN.m$$

✓ Les moments corrigés :

$$M_x = 0,85M_{0x} = 8,925 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,85M_{0y} = 4,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4M_x = -3,57 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

Tableau VI.12. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_s KN.m	Y (cm)	I cm^4	σ_{bc} $\leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	
Travée	x-x	8,925	4,65	23201	1,7891 < 15	Vérifiée	105,87 < 201,63	Vérifiée
	y-y	4,07	4,65	23201	0,8159 < 15	Vérifiée	48,281 < 201,63	Vérifiée
Appui	3,57	4,20	19117	0,7857 < 15	Vérifiée	52,64 < 201,63	Vérifiée	

➤ Schéma de ferrailage

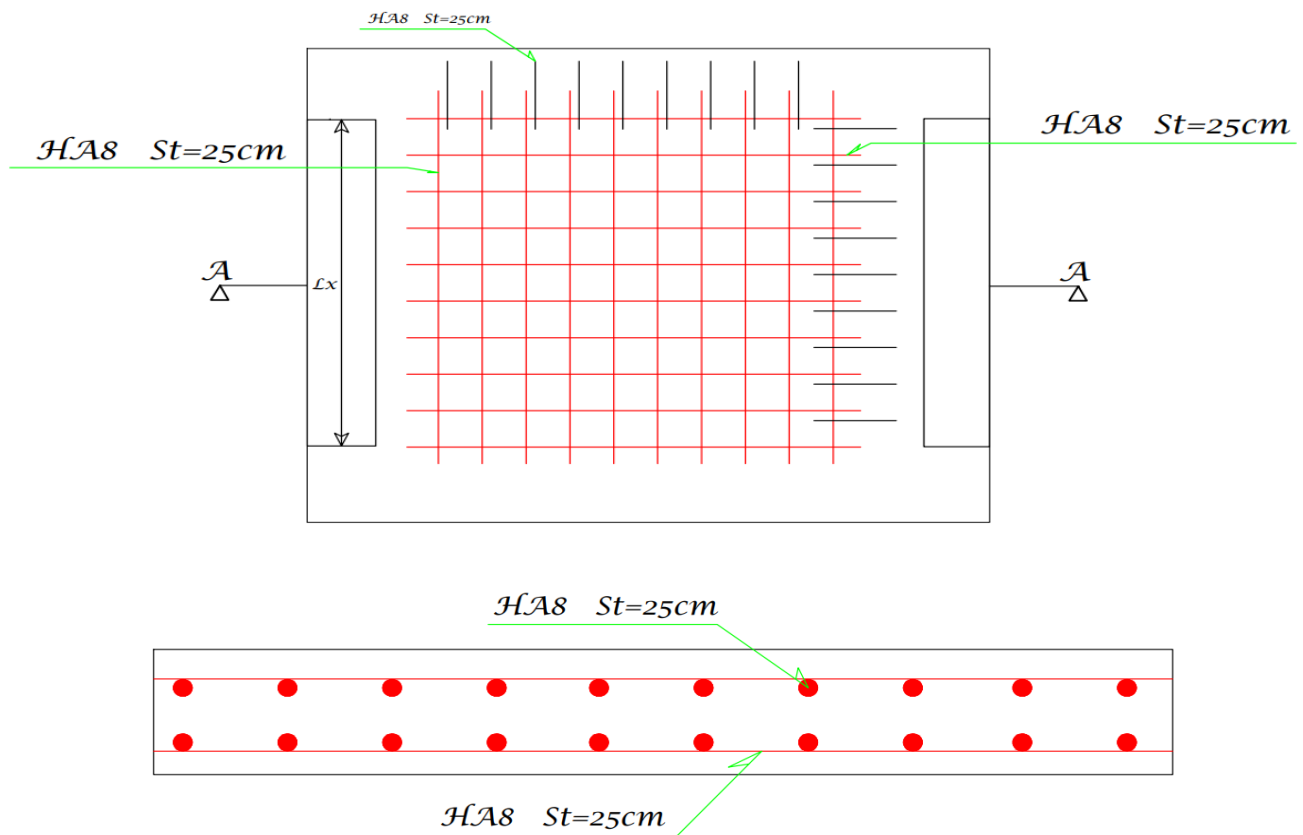


Figure VI.11. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

L'étude de cette structure nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. D'autre part, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et ou de qualité d'exécution dérisoire.
- Avant de commencer les calculs il faudra d'abord pré-dimensionner toutes les sections de la structure, à noter que ces dernières ne sont pas définitives.
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure (éléments secondaires ou structuraux), ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La forme irrégulière et l'aspect architectural du bâtiment sont des facteurs négatifs qui ont augmenté la complexité du comportement de la structure.
- Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions des voiles ont été testés, mais vu les contraintes architecturales on obtient des résultats non conformes aux recommandations du RPA. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes d'efforts et de déplacements.
- Le choix de type de fondation dépend essentiellement de la capacité portante du sol et la disposition de la structure, ce qui ramène à l'étude d'un radier.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Nous sommes conscients qu'il nous reste beaucoup à apprendre surtout du côté de la pratique dans nos futures postes de travail, cependant, l'expérience et la recherche de la solution optimal nous fera toujours aboutir.

Bibliographie

- Règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003
- Règles de calcul de béton armé aux états limites (B.A.E.L.91)
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A. 93)
- DTR-BC2.2 (Document technique réglementaire charges et surcharges)
- Cours Dynamique des Structures (Université de Béjaïa M^{me} KADA)
- Cours Béton armé (Université de Béjaïa M^{me} CHIKHAMER)
- Cours de Génie parasismique (Université de Béjaïa Mr KHEFFACHE)
- Anciens mémoires de fin d'étude

❖ Programmes utilisés

- Logiciel ETABS V16
- AUTOCAD 2016

Annexes

ANNEXE A

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGEES ARTICULES SUR
LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\vartheta = 0$		ELS $\vartheta = 0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\vartheta = 0$		ELS $\vartheta = 0,2$	
	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	0,5780	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 B

Valeur 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

ANNEXE C

SECTION REELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armatures 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	17,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,47	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	5,05	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Rapport de sol

V. Conclusion et recommandation:

- **Type et ancrage des fondations :**

L'ensemble des résultats des essais réalisés dans le cadre de cette étude ont mis en évidence un terrain recouvert en sa totalité par une couche de remblai d'épaisseur variable entre 2.00 m à 3.00 m, sinon plus par endroit qui ne doit pas servir d'assise aux fondations des ouvrages projetés.

On optera par conséquent pour des fondations de type superficielle pour les appuis des blocs à construire à savoir : radier général ou semelles filantes bien rigidifiées entre elles par des longrines, ancrées d'au moins de 6 m de profondeur par rapport à cote du chemin de willaya (CW 158) dans la formation naturelles en places (Argiles marneuse associées à des encroutements calcaires).

- **Contrainte admissibles du sol**

Toutefois compte tenu des résultats des essais au pénétromètre dynamique et des essais au laboratoire; le taux de travail admissible a été limité à 2.4bars (ou kg/cm²) pour l'ensemble du projet.

- **Classification de site :**

Les résultats des essais réalisés dans l'assiette du projet nous a permis de classer le site en catégorie S2 « site ferme » selon RPA 99 version 2003.

- **Stabilité d'ensemble et précautions à prendre :**

Afin d'assurer la stabilité des fondations il est recommandé de prendre des mesures préventives suivantes :

- La réalisation d'un système de drainage très efficace dans l'assiette est indispensable (Capter toutes les eaux de surface, qui s'écoulent périodiquement ou de façon pérenne et les drainer),
- Les fonds de fouilles devront rester le moins long temps possibles ouverts pour éviter leur altération.
- Veiller à ce que les fondations d'un même ouvrage projeté seraient assises sur la même formation géologique.
- Toute poche de remblai et de vase ou de formations altérées rencontrées lors de l'ouverture des fouilles sera purgée et remplacée par un gros béton.

Il appartient finalement au bureau d'étude de déterminer les modalités d'exécution ; de définir les conditions de mise en œuvre et de veiller en général à la stabilité de l'ouvrage à construire.

L'ingénieur chargé de l'étude:

MADANI Walid
Ingénieur d'Etat Adjoint
En Génie Civil
N° 123456789

