



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

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de la technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de fin de cycle

En Vue d'Obtention du Diplôme De Master en génie civil
Option : structures

THEME

Etude d'un bâtiment en béton armé (RDC+10 Etages + COMBLE+
entre sol) à usage d'habitation et commerces intégrés
Contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques) avec
interaction

Présenté par :

BOUATIA MAISSA
HADDAD SIHAM

Jury :

- *M^r KHEFFACHE.T : président*
- *M^r KERNOU.N : Examineur*
- *M^{me} DJERROUD.T : Encadreur*

Soutenue le 07/07/2019

Remerciements

Avant tout, louange à "Allah", notre créateur et mètre de l'univers, de toutes ces boutés, s'avoir envoyer à nous tous le prophète "Mohamed" qui doit être notre premier éducateur, puis de nous avoir donné tout de courage pour terminer ce travail de recherche.

Un très grand merci à:

- 🌸 Notre promotrice M^{me} DJERROUD, pour nous avoir encadrés et orientés tout au long de cette recherche.*
- 🌸 Nos parents qui nous ont suivis pendant nos études*
- 🌸 Nous remercions chaleureusement nos familles respectives pour toute l'aide et soutien, moral et économique, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études. Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.*
- 🌸 Nous adressons nos remerciements chaleureusement tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur.*
- 🌸 Toute personne ayant contribué de près ou de loin à achever ce travail,*
- 🌸 Et bien sûr, merci à tous les travailleurs de L'Université A/Mira
Et à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble.*
- 🌸 En fin, nos vifs remerciements aux membres de jury avoir accepté de juger ce mémoire.*
- 🌸 Et pour finir, un dernier remerciement à toute la promotion
2018-2019 de génie civil de l'université A/Mira, tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite.*

*BOUATIA Maïssa
HADDAD Siham*

Dédicace

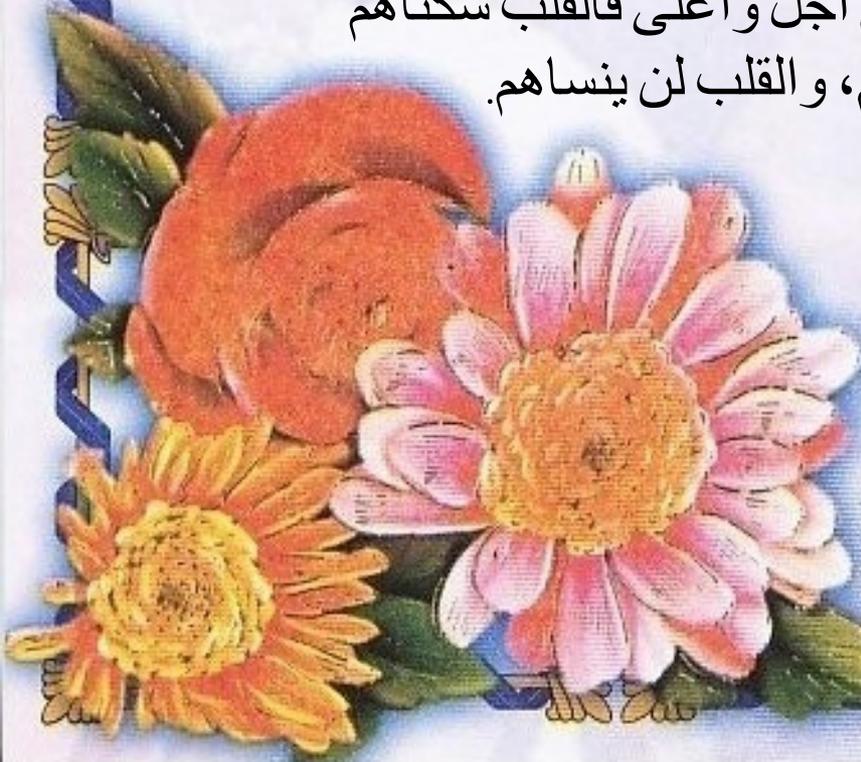
Je dédie ce modeste travail à:

- ❁ A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'Allah me les garde durant toute ma vie.
- ❁ A mes très chères sœurs : **Chanez , Sara et Houria .**
- ❁ A mon frère : **Islam .**
- ❁ Ma niece: **Selma.**
- ❁ Aux enfants : **Hocine , Baya, Zineb, Lina ,Yasmine**
- ❁ A ma binôme **Siham** et sa respectueuse famille.
- ❁ A mes amies intimes : **Sara , Tahar, Tarik ,warda...**
- ❁ A toute l`equipe du croissant rouge Algerien comite wilaya de bejaia
- ❁ A toute les familles : **BOUATIA et BABOUCHE**
- ❁ Toutes les autres qui je n'ai pas cité nommément et qui se reconnaître dans ma dédicace.

A tous ma promotion de Génie Civil 2018/2019.

إن الذين نحبهم ونعزهم مكانتهم ليست بين الأسطر
والصفحات، لأن مقامهم أجل وأعلى فالقلب سكناهم
والذكرى ذكراهم، والقلب لن ينساهم.

Maïssa



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont. Suivi guidé. Soutenue et encouragée tout au long de ma vie. Ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

A mon très chers frères Ghilas et Syphax et Mazigh.

A mes sœurs Lina et Malaaz et Manel.

A toute ma grande famille : "HADDAD"

A mon amie et ma binôme Maissa.

Ainsi, qu'a mes meilleurs amis (es) : Linda, Cécile,

Massi, Lilia pour leur précieux aide

Et tous les moments de bonheurs.

A l'ingénieur Sofiane qui nous a beaucoup aidés.

A ma promotrice bien sûr : "Mme DJERROUD.T

qui nous a Guidé et nous a orienté tout au long de

l'élaboration de notre mémoire.

SIHAM

Table des matières

Introduction générale.	1
-----------------------------	---

Chapitre I :

I.1.Introduction.....	2
I.2. Présentation du projet	2
I.3.Implantation de l'ouvrage	2
I.4. Données géotechnique du site.....	2
I.5.Description de l'ouvrage.....	2
I.6.Etudes techniques.....	3

Chapitre II

II.1.pré dimensionnement des éléments	8
II.1.1. Pré dimensionnement des planchers.....	8
II.1.1.1.Plancher à corps creux	8
II.1.1.2. Plancher en dalle pleine	9
II.1.2. Pré dimensionnement des poutres	10
II.1.3. Pré dimensionnement des voiles.....	11
II.1.4. Pré dimensionnement des escaliers	11
II.1.5.Evaluation des charges et des surcharges	13
II.1.6.Pré dimensionnement des poteaux	15
II.1.7. Conclusion	19
II.2. Calcul des éléments secondaires.....	20
II.2.1.Calcul des planchers	20
II.2.1.1. Etude des poutrelles.....	20
II.2.1.2.Etude des dalles pleines :	32
II.2.2. Etude de l'escalier:	36
II.2.3. L'ascenseur.....	50
II.2.4. Étude de l'acrotère.....	51
II.2.5. Calcul des chainages.....	55

Chapitre III :

III.1. Introduction	59
III.2. Objectif de l'étude dynamique :	59
III.3. Modélisation :	59
III.4. Présentation du logiciel de calcul ETABS :	59
III.5. Choix de la méthode de calcul.....	59
III.6. Présentation de la méthode modale spectrale.....	60
III.7. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS V 16.2.0 .	62
III.7.1. Disposition des voiles de contreventement	62
III.7.2. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales	63
III.7.2.1. Les modes de vibrations :	64
III.8. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	65
III.9. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003.....	65
III.9.1. Justification de l'interaction voiles-portiques	65
III.9.2. Vérification de l'effort normal réduit.....	66
III.9.3. Vérification des déplacements.....	67
III.9.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	67
III.10. Conclusion.....	68

Chapitre IV :

IV.1. Introduction	69
IV.2. Etude des poteaux	69
IV.2.1. Recommandations	69
IV.2.2. Sollicitation de calcul.....	70
IV.2.3. Calcul du ferrailage.....	71
IV.2.4. Vérifications nécessaires	73
IV.2.5. Schémas de ferrailage	75
IV.3. Etude des poutres	76
IV.3.1. Recommandations du RPA 99/2003	76
IV.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres.....	77
IV.3.2 .1. Sollicitations de calcul :	77
IV.3.2.2. Les armatures longitudinales	77
IV.3.2.3. Les armatures transversales	79

IV.4. Étude des voiles	84
IV.4.1. Recommandation du RPA99 version 2003	84
IV.4.2. Exemple de calcul :	86
V.4.3. Ferrailages.....	86.

Chapitre V :

V.1. Introduction	95
V.2. Choix du type de fondation	95
V.2.1. Vérification des semelles isolées.....	96
V.2.2. Vérification des semelles filantes.....	96
V.2.3. Radier général.....	97
VI.2.3.1. Caractéristiques géométriques du radier	97
V.2.3.2. Vérifications nécessaires	98
V.2.4. Ferrailage du radier général.....	100
V.2.5. Schéma de Ferrailage du radier	103
V.2.6. Etude des nervures.....	103
V.2.7. Ferrailage des nervures.....	107
V.3. Etude du mur de soutènement	109
V.3.1. Evaluation des charges et surcharges	109
V.3.2. Ferrailage du mur	110
V.3.3. Ferrailage du mur de soutènement	112
V.4. Conclusion.....	112

Conclusion générale.

Bibliographie.

Annexes.

Liste Des Tableaux

Chapitre I:

Tableau I.1. Récapitulatif des caractéristiques des matériaux.....	8
---	---

Chapitre II:

Tableau II.1. Les différents panneaux de dalles	10
Tableau II.2. Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1).....	10
Tableau II.3. Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment	13
Tableau II.4. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible avec toiture en tuile	13
Tableau II.5. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible avec corps creux	13
Tableau II.6. Evaluation des charges d plancher étage curant en corps creux.....	13
Tableau II.7. Evaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine	14
Tableau II.8. Evaluation des charges de mur extérieur et séparation entre appartement	14
Tableau II.9. Evaluation des charges des volées 1et 3	14
Tableau II.10. Evaluation des charges de la volée 2	15
Tableau II.11. Evaluation des charges du palier	15
Tableau II.12. Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres	15
Tableau II.13. Evaluation de la descente de charge du poteau (P*).....	17
Tableau II.14. Résultat de la vérification à la compression simple (P*)	18
Tableau II.15. Résultat de la vérification au flambement (P*)	19
Tableau II.16. Les différents types des poutrelles	21
Tableau II.17. Combinaisons d'action.....	22
Tableau II.18. Les moments isostatiques max en travées	23
Tableau II.19. Sollicitations à l'ELU des différents types de poutrelles du plancher terrasse	25
Tableau II.20. Sollicitations à l'ELS des différents types de poutrelles du plancher terrasse	25
Tableau II.21. Sollicitations des différents types de poutrelles de l'étage courant	25
Tableau II.22. Ferrailage de différentes poutrelles.....	27
Tableau II.23. . Vérification de la flèche de poutrelle étage courants	31
Tableau II.24. Schéma de ferrailage des déférentes poutrelles.....	31
Tableau II.25. Résultats de ferrailage du 4eme type de dalle	33
Tableau II.26 Sollicitation maximale dans les dalles pleines.....	35
Tableau II.27. Vérification de l'effort tranchant.....	35
Tableau II.28. .Calcul de ferrailage a l'ELU	35
Tableau II.29. Vérification des poutrelles a l'ELS	36
Tableau II.30. Vérification de la flèche a l'ELS	36
Tableau II.31. .Les charges du palier et de la volée de la partie AD=GJ	37
Tableau II.32. Résultat de calcule RDM.....	37
Tableau II.33. Tableau de ferrailage de la partie AD=GJ en travée et aux appuis	37
Tableau II.34. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	38
Tableau II.35. Evaluation de la flèche dans la partie 1de l'escalier	38
Tableau II.36. Résultats de ferrailage de la 2 ^{eme} partie	39
Tableau II.37. Résultat de calcul par la méthode des trois moments.....	41
Tableau II.38. Ferrailage de la poutre brisée en travée et en appuis	41
Tableau II.39. Calcul a l'ELS	44

Tableau II.40. Vérification des contraintes.....	44
Tableau II.41. . Evaluation de charge et surcharge.....	45
Tableau II.42. . Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur	46
Tableau II.43. Vérification de la section d'acier.....	46
Tableau II.44. Calcul de ferrailage	49
Tableau II.45. Calcul de la section de ferrailage de la dalle	49
Tableau II.46. Vérification des contraintes.....	50
Tableau II.47. Évaluation des charges de l'acrotère.....	51
Tableau II.48. Différents combinaisons a utiliser.....	52
Tableau II.49. Calcul des armatures principales	57
Tableau II.50. Tableau de vérification des contraintes	57

Chapitre III:

Tableau III.1. Valeurs des pénalités	61
Tableau III.2. Périodes et taux de participation massive de la structure	63
Tableau III.3. Vérification de l'effort tranchant à la base	65
Tableau III.4. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	65
Tableau III.5. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	66
Tableau III.6. Vérification de l'effort normal réduit.....	66
Tableau III.7. Vérification des déplacements.....	67
Tableau III.8. Vérification de l'effet [P- Δ].....	68
Tableau III.9. Dimensions finales des éléments structuraux.....	68
Tableau III.10. Dimensions finales des voiles	68

Chapitre IV

Tableau IV. 1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	70
Tableau IV.2. Sollicitation et ferrailage dans les poteaux	71
Tableau IV.3 Sollicitation et ferrailage du poteau C47.....	72
Tableau IV.4. Vérification du ferrailage transversal	73
Tableau IV.5. Vérification au flambement des différents poteaux.....	74
Tableau IV.6. Vérification des contraintes dans le béton	74
Tableau IV.7. Vérification des contraintes de cisaillement	75
Tableau IV.8. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres	77
Tableau IV.9. Sollicitations maximales dans les poutres.....	77
Tableau IV.10. Les armatures longitudinales dans les poutres	78
Tableau IV.11. Vérification des contraintes tangentielles	80
Tableau IV.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	80
Tableau IV.13. Vérification de l'état limite de compression du béton	81
Tableau IV.14. Vérification des conditions de la flèche des poutres	81
Tableau IV.15. Moments résistants dans les poteaux.....	82
Tableau IV.16. Moments résistants dans les poutres.....	82
Tableau IV.17. Vérification de la zone nodale dans les différents étages.....	83
Tableau IV.18. Sollicitation maximales dans le voile Vx5 au niveau de l'entre sol.....	86
Tableau IV.19. Sollicitation maximales dans le voile Vx1	88
Tableau IV.20. Sollicitation maximales dans le voile Vx5	88
Tableau IV.21. Sollicitation maximales dans le voile Vx4	88
Tableau IV.22. Sollicitation maximales dans le voile Vx3	89
Tableau IV.23. Sollicitation maximales dans le voile Vx2	89
Tableau IV.24. Sollicitation maximales dans le voile Vy1	89
Tableau IV.25. Sollicitation maximales dans le voile Vy2	90

Tableau IV.26. Sollicitation maximales dans le voile V_{y3}	90
Tableau IV.27. Sollicitation maximales dans le voile V_{y4}	90
Tableau IV.28. Sollicitation maximales dans le voile V_{y5}	91
Tableau IV.29. Sollicitation maximales dans le voile V_{y6}	91
Tableau IV.30. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} et V_{x3} et V_{x2} dans tous les niveaux	91
Tableau IV.31. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} et V_{x5} dans tous les niveaux	92
Tableau IV.32. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux	92
Tableau IV.33. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux	93
Tableau IV.34. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y5} dans tous les niveaux	94

Chapitre V:

Tableau V.1. Section d'armature du radier	100
Tableau V.2. Vérification des contraintes à l'ELS	101
Tableau V.3. Section d'armature du radier à l'ELS	101
Tableau V.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens	105
Tableau V.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens	105
Tableau V.6. Résultats de ferrailage des nervures	106
Tableau V.7. Vérification des contraintes à l'ELS	107
Tableau V.8. Ferrailage des nervures à l'ELS	107
Tableau V.9. Le calcul de ferrailage	109
Tableau V.10. Vérification des contraintes à l'ELS	111
Tableau V.11. Calcul des armatures à l'ELS	111

Liste des figures

Chapitre II :

Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux	8
Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles (Etage 4 à 8)	8
Figure II.3. Schéma des poutrelles	9
Figure II.4. Hauteur libre d'étage.....	11
Figure II.5. Schéma de l'escalier.....	11
Figure II.6. Vue en plan de l'escalier à trois volées.....	11
Figure II.7. Coupe en élévation des volées 1 et 3	11
Figure II.8. Schéma statique de la volée 2	12
Figure II.9. Vue en plan de la volée 2 de l'escalier.....	12
Figure II.10. Surface afférente de tous les étages	16
Figure II.11. Surface afférente de la terrasse	16
Figure II.12. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées	23
Figure II.13. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.....	24
Figure II.14. Schéma de ferrailages de la dalle de compression.....	32
Figure II.15. Schéma de la dalle plein sur 2 appuis D4	32
Figure II.16. Schéma de ferrailage de la dalle pleine D4	35
Figure II.17. Vue en plan de l'escalier.....	36
Figure II.18. schéma statique des volées 1 et 3.....	37
Figure II.19. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.....	38
Figure II.20. Schéma statique de la 2 ^{ème} volée.....	39
Figure II.21. Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier.....	40
Figure II.22. Schéma statique de la poutre brisée	40
Figure II.23. Schéma statique de la poutre brisée	41
Figure II.24. Moment de torsion sur la poutre brisée.....	42
Figure II.25. Section considérée dans le calcul de torsion	42
Figure II.26. Schéma de ferrailage de la poutre brisée	43
Figure II.27. Cage d'ascenseur	44
Figure II.28. Schéma repesant la surface d'impact.....	47
Figure II.29. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	50
Figure II.30. Coupe transversale de l'acrotère	51
Figure II.31. Section à ferrillé.....	53
Figure II.32. Schéma de ferrailage de l'acrotère (terrasse inaccessible)	55
Figure II.33. Schéma statique de la poutre de chaînage.....	56
Figure II.34. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	58

Chapitre III :

Figure III.1. Spectre de réponse.....	62
Figure III.2. Plan de disposition des voiles (3 ^{ème} étages)	63
Figure III.3. Mode 1 (Translation suivant l'axe y-y).....	64
Figure III.4. Mode 2 (Translation suivant l'axe x-x).....	64
Figure III.5. Mode 3 (Translation suivant l'axe z-z).....	65

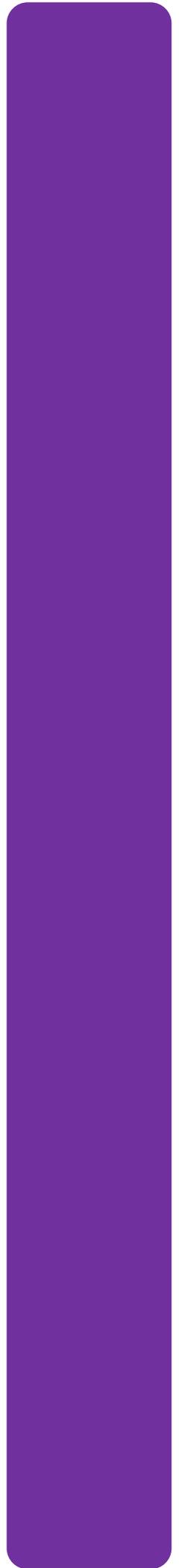
Chapitre IV :

<i>Figure IV.1.</i> Zone nodale.....	70
<i>Figure IV.2.</i> Section d'un poteau.....	74
<i>Figure IV.3.</i> Répartition des moments dans les zones nodale.....	81
<i>Figure IV.4.</i> Schéma de ferrailage de voile V_{x5} au niveau de l'entre sol.....	94.

Chapitre V :

<i>Figure V.1.</i> Semelle isolée.....	95
<i>Figure V.2.</i> Semelle filante.....	95
<i>Figure V.3.</i> Panneau le plus sollicité	99
<i>Figure V.4.</i> Schéma de ferrailage du radier	102
<i>Figure V.5.</i> Schéma des lignes de rupture du radier	102
<i>Figure V.6.</i> Schéma statique de la nervure selon Y-Y	103
<i>Figure V.7.</i> Schéma statique de la nervure selon X-X.....	104
<i>Figure V.8.</i> Schéma statique équivalent de la nervure selon Y-Y	104
<i>Figure V.9.</i> Schéma statique équivalent de la nervure selon X-X	105
<i>Figure V.10.</i> Schéma des nervures	106
<i>Figure V.11.</i> Schéma de ferrailage des nervures dans le sens (x-x)	107
<i>Figure V.12.</i> Schéma de ferrailage des nervures dans le sens (y-y)	108
<i>Figure V.13.</i> Schéma de ferrailage de voiles périphérique.....	111

Introduction Générale



Introduction Générale

Le besoin de construire des bâtiments en Algérie augment de plus en plus à cause de l'augmentation de la population. La condensation de la population en Algérie dans les zones du nord, surtout littorales, comme Bejaïa et le manque du foncier pour la construction conduit le concepteur à projeter des bâtiments de hauteur considérables et dans des sites parfois de caractéristiques médiocres, pour répondre au besoin. Vu que le nord algérien est susceptible de subir des séismes majeurs. Alors construire de bâtiments de telle importance l'ingénieur sera confronté à plusieurs contraintes. Pour répondre à toutes les exigences il doit avoir des connaissances approfondies dans plusieurs domaines, conception, modélisation, géotechnique règlement, maîtrise des matériaux ...etc.

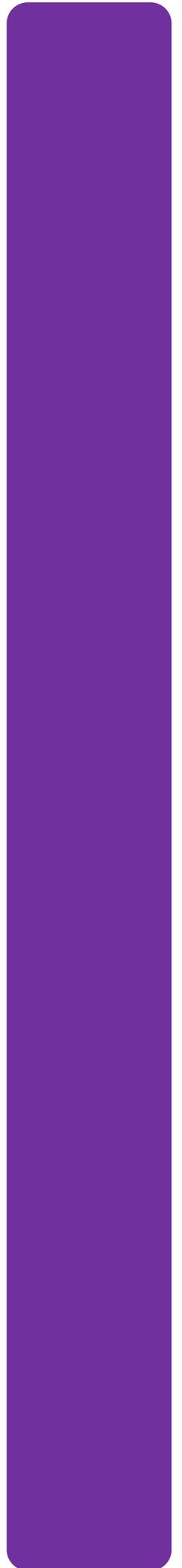
Après la conception architecturale des structures, et l'étude géotechnique du site d'implantation, la structure sera transmise pour le dimensionnement génie civil selon les règles en vigueur. L'ingénieur génie civil va veiller à dimensionner les éléments de la structure sous différents chargement toute en respectant les prescriptions réglementaires. La conception parasismique des bâtiments et des ouvrages de génie civil fait désormais partie tâches de l'ingénieur. Dans le domaine du bâtiment, la bonne utilisation d'une norme parasismique par un l'ingénieur de structures suppose qu'il comprenne les particularités de l'action sismique.

Une bonne étude d'un ouvrage de génie civil repose principalement sur la qualité des études aux plans de la conception et du calcul, aussi sur la reconnaissance du sol et du site d'implantation des ouvrages. A cela s'ajoute la qualité des matériaux et des produits de construction, la qualité des travaux d'exécution, la qualité du suivi des travaux de réalisation et du contrôle technique de construction, conformément aux exigences réglementaires requises en particulier et aux règles de l'art en général.

Dans ce présent travail on présente l'étude d'un bâtiment en béton armé destiné usage multiple. Le bâtiment en question est constitué d'un entresols a usage commercial, et 10 étages destinée pour l'habitation. Le bâtiment sera réalisé à Bejaia dans le lieu dit Ain sekhoune. Selon règlement parasismique Algérien la région de Bejaia est classée comme zone sismique IIa. Le bâtiment est à usage multiple commerce et habitation selon le même règlement est classée dans le groupe d'usage 2a. La structure étudiés sera réaliser par une ossature en béton armé, cette ossature sera constitué par des portiques poteaux-poutres en béton armé, et des voiles de contreventement aussi en béton armé, et des plancher qui constituent les diaphragmes. L'ensemble des cloisons de séparation sont des murs en maçonnerie (en brique et mortier) et les éléments non structuraux sont réalisés en béton armé.

Le travaille est divisé en Cinq chapitres, le premier portera sur la présentation complète de la structure étudiée, du site d'implantation, des règlements utilisés ainsi la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Le deuxième sera consacré pour le calcul des éléments non structuraux (les planchers, les escaliers, l'acrotère...) et pour la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments non structuraux et structuraux du bâtiment. Le troisième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteau et poutre et des planchers modéliser sous forme de diaphragmes rigides. Le quatrième chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Le cinquième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure(les fondations) Dans cette partie de notre travail on va présenter les différentes étapes du dimensionnement des fondations de l'ouvrage en question toute en respectant les règles en vigueur. Et en termine par une conclusion générale.

Chapitre I : **Hypothèses de calcul et présentation détaillée de l'ouvrage**



I.1.Introduction

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

I.2. Présentation du projet

I.2.1. Contexte du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en (R+10 +comble+01entre-sol) en béton armé à usage multiple à savoir :

- Du RDC au 10^{ème} étage +comble à usage d'habitation avec deux terrasses inaccessibles et un entre sol à usage commercial.

I.3.Implantation de l'ouvrage

Le site, de la présente étude se trouve à AIN SEKHOUN 2 à la wilaya de Bejaïa (zone IIa).

L'assiette d'assise est sur un terrain relativement plat, limitée au Nord, par le chemin de wilaya (CW 34), au sud et à l'Est par une piste et à l'Ouest par un terrain de propriété privée (Héritiers BELKIDAR).

I.4. Données géotechnique du site

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

- Une contrainte de sol de 02 bars obtenus à partir d'une profondeur d'ancrage de 1,5 m.
- l'angle de frottement égale à 22.5°, la cohésion 5KN/m².
- Le sol est classé en catégorie S2 (sol ferme) selon sa nature géotechnique.
- Le sol n'est pas agressif pour le béton de la fondation

I.5.Description de l'ouvrage

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « article 3.2 » dans le groupe d'usage 2.

I.5.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Dimension en plan:

- Dimension projetée selon l'axe x-x' Lx= 25.15 m
- Dimension projetée selon l'axe y-y' Ly= 23.7 m

I.5.2.Dimensions en élévation

- L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :
- Hauteur d'entre-sol.....H= 4.08m.
- Hauteur de R.D.C et étage courant.....H= 2.97m
- Hauteur de l'acrotère.....H= 0.60m

- Hauteur totale.....H= 39.65m

I.6. Etudes techniques

La résistance, la stabilité et la fiabilité d'un ouvrage sont les éléments nécessaires à sa construction ainsi, un ouvrage est constitué de l'infrastructure et de la superstructure.

I.6.1. Description des éléments de l'ouvrage

- **L'infrastructure**

Elle est la partie constituée de la fondation, située en-dessous du niveau du sol qui sert à transmettre au sol toutes sollicitations agissant sur le bâtiment. Elle limite aussi les tassements différentiels

- **La superstructure**

Elle est constitué des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) et non structuraux (plancher, balcon, escaliers...).

I.6.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment (béton et acier) doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé tels que (BAEL91 révisé 99) et (CBA 93).

I.6.2.1 Béton :

I.6.2.1.1 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton utilisé

a. Caractéristiques physiques, DTR (art A.3.1.2.1)

Masse volumique du béton $\gamma_{\text{béton}} = 2500 \text{ Kg/m}^3 = 25 \text{ KN/m}^3$.

b. Caractéristiques mécaniques

b.1. Résistances caractéristiques du béton, CBA93 (art A.2.1)

- **Résistance à la compression** : f_{cj} Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16cm de diamètre et d'une hauteur de 32cm) dans le laboratoire.

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1)}$$

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28jours f_{c28}

- **Résistance caractéristique à la traction**

La résistance du béton à la traction à l'âge du jour (j) f_{tj} est définie conventionnellement par la formule suivante: $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$ si $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$ **CBA93 (Art A.2.1.1.2)**

Pour $j=28$ jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

b.2. Module de déformation longitudinale du béton

Le module de déformation longitudinale, d'après CBA93 est fixé aux valeurs suivantes :

- **Module instantané** : Pour les charges d'une durée d'application $< 24 \text{ h}$:

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32456.6 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Art A.2.1.2.1)}$$

- **Module différé** : Pour les charges de longue durée :

$$E_i = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Art A.2.1.2.2)}$$

b.3. Module déformation transversale du béton :

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} \quad \text{Avec : } E : \text{ module de Young}$$

ν : Coefficient de poisson

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} \quad \text{CBA93 (Art A.2.1.3)}$$

b.4. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une Pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale :

- E.L.U : $\nu = 0.0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- E.L.S : $\nu = 0.2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

b.5. Contraintes de calcul du béton aux états limites

- **La contrainte de compression à l'ELU**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL 91/99 (Art A.4.3, 41)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que :

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions est $> 24 \text{ h}$.

$\theta = 0,9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions $< 1 \text{ h}$.

$\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelles $\Rightarrow \sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1.5$ Situation durable $\Rightarrow \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

- **La contrainte de compression à l'ELS**

La contrainte limite de service en compression est donnée par la relation suivante :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{BAEL 91/99 (Art A.4.5.2)}$$

Dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Ce qui donne : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

- **Contrainte ultime de cisaillement du béton**

$$\begin{cases} \tau_{adm} = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} & \Rightarrow \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} & \Rightarrow \text{pour la fissuration nuisible.} \end{cases} \quad \text{CBA93 (A.5.1.2.1)}$$

I.6.2.2. Acier :

I.6.2.2.1. Les aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA)

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$.

Les nuances des aciers utilisées sont :

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de $FeE400$ de limite élastique de 400 MPa .
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance $FeE500$.

I.6.2.2.3. Contrainte limite

- **Etat limite ultime CBA93 (A.2.2.2.) :**

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{Avec : } E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s: \text{ Coefficient de sécurité : } \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{cas d'une situation accidentelles.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{cas d'une situation durable.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Situation durable.}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Situation accidentelle.}$$

- **Etat limite de service (ELS)**

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de σ_s est donnée en fonction de type de la fissuration.

1. Fissuration peu nuisible (FPN) aucune vérification à faire.

$$2. \text{ Fissuration nuisible (FN) : } \sigma_s \leq \min\left[\frac{2}{3}f_e; 110(\eta \times f_{tj})\left(\frac{1}{2}\right)\right] \quad \text{CBA 93 (A.4.5.3.3)}$$

$$3. \text{ Fissuration très nuisible : } \sigma_s \leq \min\left[\frac{1}{2}f_e; 90(\eta \times f_{tj})\left(\frac{1}{2}\right)\right]$$

Avec : η : coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL)

$\eta=1.6$ pour les armatures haute adhérences (HA)

I.6. 3. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

- **Etat limite ultime**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35G + 1,5Q$$

- **Etat limite de service**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux due au séisme, la réglementation parasismique

Algériennes (art 5.2.) a prévu des combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \pm E \end{cases} \begin{cases} G: \text{charge permanente.} \\ Q: \text{charge d'exploitation.} \\ E: \text{effort de séisme.} \end{cases}$$

Pour Les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison est : $G + Q + 1,2 E$

I.6.4. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- RPA99/2003 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 ;
- DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93 ;
- DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation ;
- DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;
- BAEL 91/Version99 : Béton aux états limites.

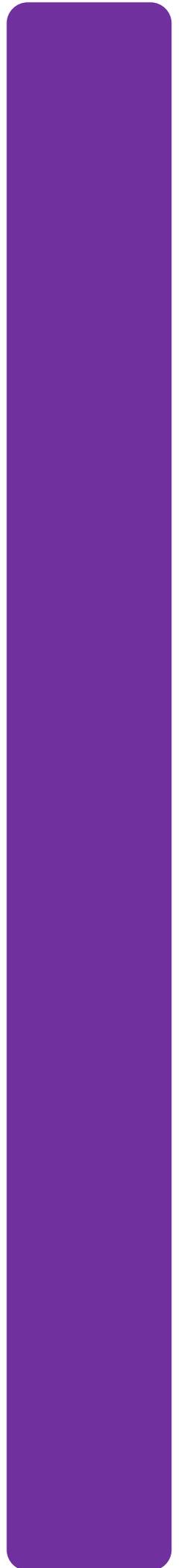
I.7. Conclusion

.Les caractéristique des matériaux adoptés pour notre structure sont :

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : Situation durable	14,2
	Situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32456.6
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10818.86
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	2×10^5
	Contrainte de calcul à l'ELU : situation accidentelle	400
	Situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : FPN	348
	FN	201.63

Chapitre II : Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires



Dans ce chapitre on s'intéressera au pré dimensionnement des différents éléments de notre structure et à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement, Pour le faire on fait appel aux règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93)

II.1.pré dimensionnement des éléments :

II.1.1. Pré dimensionnement des planchers :

II.1.1.1.Plancher à corps creux :

Il est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression

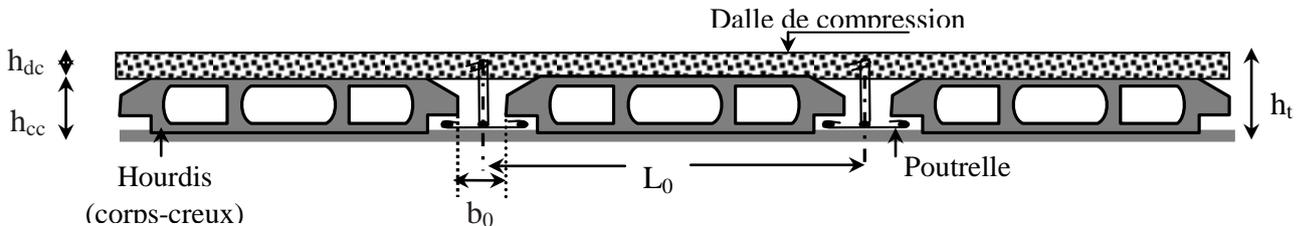


Figure II.1.Coupe transversale d'un plancher à corps creux

- 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.

En vérifiant la condition suivante D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4)

$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$ Avec : h_t : Hauteur totale du plancher.

L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens de Disposition des poutrelles.

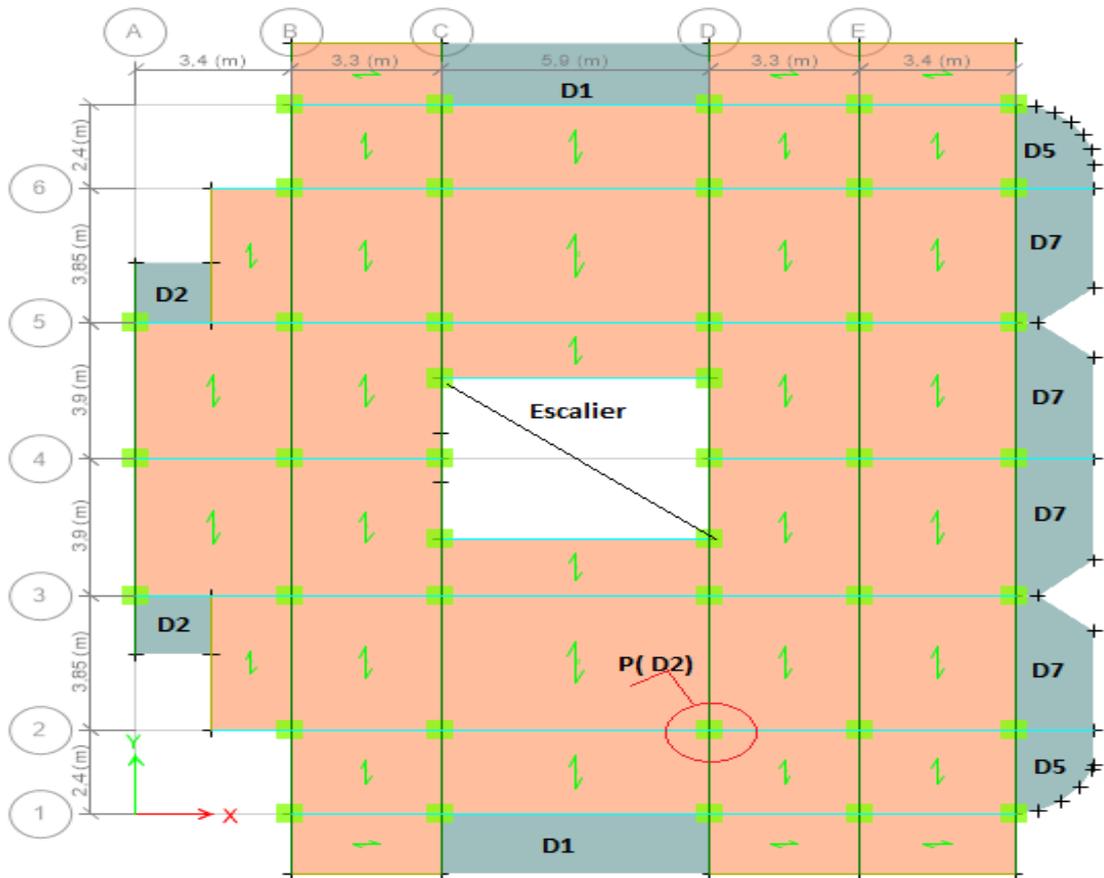


Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles (Étages 4 à 8)

$$L_{\max} = 3.9 - 0.3 = 3.6 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{3.6}{22.5} \Rightarrow \text{Donc : } h_t \geq 16 \text{ cm}$$

Alors, on opte pour un plancher (16 + 4),

$$\begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

II.1.1.2. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- Critère de la petite portée.
- Critère de continuité

Dans notre projet nous disposons nos poutrelles comme le montre la figure II.2

II.1.1.3. Pré dimensionnement des poutrelles

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé ou coulé sur place, destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

b_0 : Largeur de la nervure.

Tel que : $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm}$

On opte pour : $b_0 = 10 \text{ cm}$

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

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

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} \quad ; \quad L_y^{\min} = 210 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min(27.5 \text{ cm} ; 21 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Ce qui donne } b = 52 \text{ cm.}$$

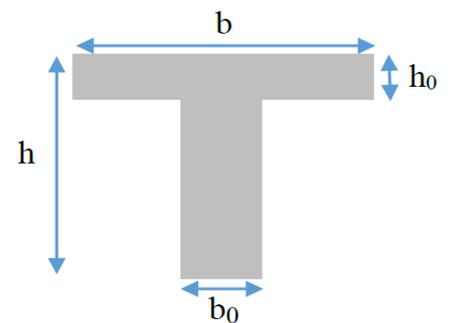


Figure II.3. Schéma poutrelle

II.1.1.2. Plancher en dalle pleine

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépende du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière.

Et en se basant sur les critères suivants :

✓ **Critère de résistance à la flexion**

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ pour une dalle sur quatre ou deux appuis \perp si $\rho < 0,4$.
- $e \geq \frac{L_x}{20}$ pour une dalle sur un seul ou deux appui $//$.
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis si $\rho > 0,4$.

L_x : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

L_y : est la grande portée de la dalle.

✓ **Critère de résistance au coupe-feu**

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

Le pré-dimensionnement des dalles pleines est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 1. Les différents panneaux de dalles:

Panneau de dalle	Lx	Ly	Type d'appuis	Localisation	Critère de résistance à la flexion	e (cm)	ρ
D1	1.5	5.6	3 appuis	-RDC -Etage 1à10 -Comble	$3.33cm \leq e \leq 3.75cm$	12	0.26
D2	1.45	1.85	2 appuis	-RDC -Etage 1à10 -Comble	$4.14cm \leq e \leq 4.83cm$	12	0.78
D5	1.45	2.4		-RDC -Etage 1à8			
D7	1.45	3.7		-RDC -Etage 1à8			
D3	2.9	3.85	2 appuis	-étage 10	$8.28cm \leq e \leq 9.66cm$	12	0.6
D4	1.6	1.65	2 appuis	-étage 10	$4.57cm \leq e \leq 5.33cm$	12	0.39
D6	1.5	2.65	2 appuis	RDC	$4.28cm \leq e \leq 5cm$	12	0.75
D8	1.45	3.7	3 appuis	-Etage 9	$3.33cm \leq e \leq 3.75cm$	12	0.39

On voit bien que le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc on opte pour les dalles pleines (balcons) l'épaisseur $e=12\text{ cm}$.

II.1.2. Pré dimensionnement des poutres

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

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

Avec $\Rightarrow L_{max}$: La plus grande portée - entre nus d'appuis - dans le sens considéré.

II.1.2.1. Poutre principale (PP)

On a $L_{max} = (5.90 - 0.3) = 5.6\text{ m}$

Donc $\frac{560}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{560}{10}$

$\Rightarrow 37.33\text{ cm} \leq h_{pp} \leq 56\text{ cm}$

On prend $\begin{cases} h_{pp} = 40\text{ cm} \\ b_{pp} = 30\text{ cm} \end{cases}$

II.1.2.2. Poutre secondaire (PS)

On a $L_{max} = (3.9 - 0.3) = 3,6\text{ m}$

Donc $\frac{360}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{360}{10}$

$\Rightarrow 24\text{ cm} \leq h_{ps} \leq 36\text{ cm}$

On prend $\begin{cases} h_{ps} = 35\text{ cm} \\ b_{ps} = 30\text{ cm} \end{cases}$

❖ **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)**

La vérification des exigences du RPA99/2003 est résumée dans le tableau si dessous :

Tableau II. 2. vérification des exigences du RPA99/2003:

Exigence	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$b > 20\text{cm}$	30	30	<i>vérifiée</i>
$h > 30\text{cm}$	40	35	<i>vérifiée</i>
$\frac{h}{b} < 4$	1.33	1	<i>Vérifiée</i>
Donc, les conditions du RPA99/2003 sont vérifiées, les dimensions sont maintenues.			

II.1.3. Pré dimensionnement des voiles

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé. Il est donné par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

$$e \geq \frac{h_e}{20} ; e \geq 15\text{cm} \text{ et } L \geq 4.e$$

- Avec : -L : la largeur du voile.
 -he : hauteur libre d'étage.
 -e : épaisseur du voile.

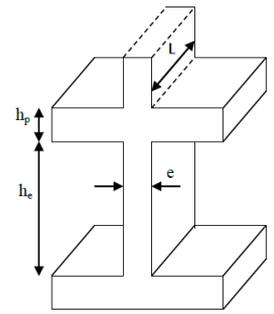


Figure II.4. Hauteur libre d'étage.

Dans notre cas, nous avons RDC et l'étage de 1à10 +comble : $h_e = 297 - 40 = 257\text{cm}$.

- hauteur de l'entre sol : $h_e = 408 - 40 = 368\text{ cm}$.

- Pour l'entre sol: $h = 388\text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{368}{20} \Rightarrow e = 19.4\text{ cm} \Rightarrow$ on prend $e = 20\text{cm}$

- Pour les autres niveaux : $h = 257\text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{257}{20} \Rightarrow e = 12.85\text{ cm} \Rightarrow$ on prend $e = 15\text{cm}$

II.1.4. Pré dimensionnement des escaliers

- (1) : e (Épaisseur du palier de repos).
- (2) : L (projection horizontale de paillasse).
- (3) : g (Giron) largeur de la marche.
- (4) : h (Hauteur de la contre marche).
- (5) : H (Hauteur de la volée).
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse).

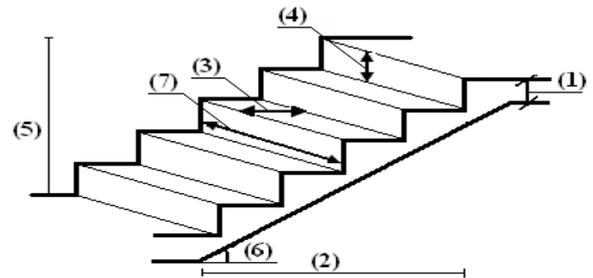


Figure II.5. Schéma de l'escalier

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

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

$$59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}.$$

$$g = \frac{L}{n-1} \text{ et } h = \frac{H}{n} \begin{cases} n : \text{nombre de contre marche} \\ n - 1 : \text{Nombre de marche} \end{cases}$$

D'après le schéma on a les volées 1 et 3 sont identiques

➤ **Première et troisième volée :**

- **Épaisseur de la paillasse :**

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

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p \Rightarrow$$

$$L = 1.5 + \sqrt{1.40^2 + 1^2} + 2.6 = 5.82\text{m}$$

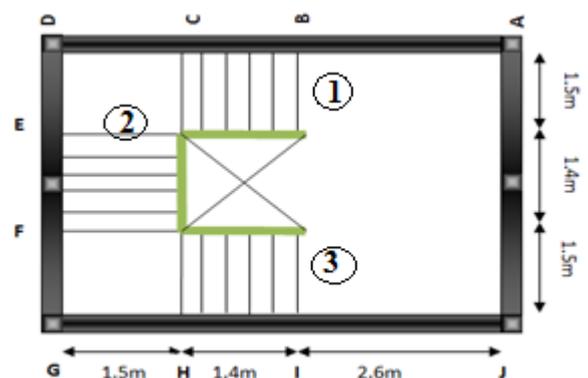


Figure II.6. Vue en plan de l'escalier

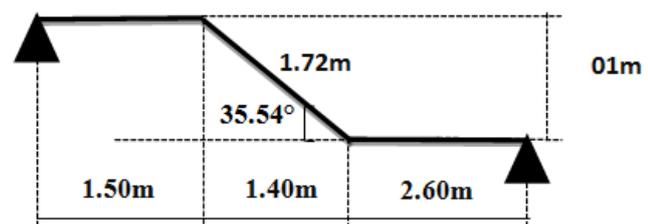


Figure II.7. Coupe en élévation des volées 1 et 3

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 19.40\text{cm} \leq e \leq 29.10\text{cm}$$

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

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

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a: $L_0 = 140\text{ cm}$; $H = 100\text{cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 100 + 140)n + 2 \times 100 = 0$$

$$64n^2 - 404n + 200 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Le nombre de contre marche est : } n = 6. \\ \text{Le nombre de marche est : } n - 1 = 5. \end{array} \right.$

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{140}{5} = 28 \Rightarrow g = 28\text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{100}{6} = 16.67 \Rightarrow h = 17\text{cm}$$

➤ **Deuxième volée :**

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée)

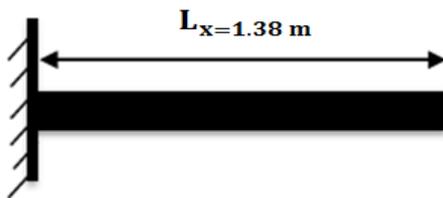


Figure II.8. schémas statique de la volée 2

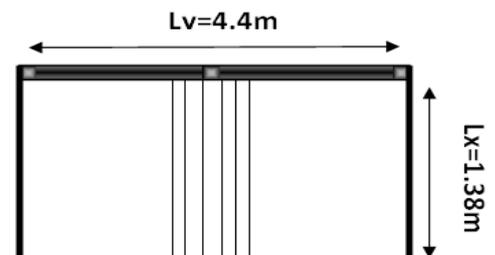


Figure II.9. Vue en plan de la volée 2 de l'escalier

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{138}{20} \Rightarrow e \geq 6.9\text{ cm} \\ e \geq 11\text{cm} \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

\Rightarrow On prend : $e = 12$

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a: $L_0 = 138\text{ cm}$; $H = 100\text{cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 100 + 140)n + 2 \times 100 = 0$$

$$64n^2 - 404n + 200 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le nombre de contre marche est : } n = 6. \\ \text{Le nombre de marche est : } n - 1 = 5. \end{array} \right.$

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{138}{5} = 28 \Rightarrow g = 28\text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{100}{6} = 16.67 \Rightarrow h = 17\text{cm}$$

Tableau II. 3. Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment :

Cages d'escaliers	volées	L _p (m)	L ₀ (m)	L'p (m)	L _v (m)	H (m)	L (m)	α (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
RDC et étages courants	1	2.6	1.40	1.50	1.72	1.00	5.82	35.54	6	17	28	20
	2	1.5	1.40	1.5	1.72	1.00	4.72	35.54	6	17	28	12
	3	2.60	1.40	1.50	1.72	1.00	5.82	35.54	6	17	28	20

II.1.5. Evaluation des charges et des surcharges

Tableau II .4. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible avec toiture en tuile

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Couverture en tuile mécanique à emboîtement	/	/	0.45
2	Dalle pleine	0.12	25	3.00
3	Enduit de ciment	0.015	20	0.3
Charge permanent G				3.75
Charge d'exploitation Q				1

Tableau II.5. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible avec corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	0.05	20	1
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
4	Forme de pente	0.10	22	2.2
5	Plancher à corps creux	0.2	/	2.85
6	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Charge permanent G				6.73
Charge d'exploitation Q				1

Tableau II.6. Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Cloisons	0.1	10	1
5	Planche à corps creux (16+4)	0.2	/	2.85
6	Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Charge permanent G				5.41
Q étages courant				1.5

Tableau II.7. Evaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

N°	Description	Épaisseur "e"(m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ³)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.12	25	3
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Charge permanent G				4.56
Charge d'exploitation Q				3.5

Tableau II.8. Evaluation des charges de mur extérieur

N°	Description	Épaisseur "e"(m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	0.02	20	0.4
2	Brique creuse de 15cm	0.015	09	1.35
3	Lame d'aire	0.05	/	/
4	Brique creuse de 10cm	0.01	09	0.9
5	Enduit plâtre intérieure	0.02	10	0.2
Charge permanent G				2.85

Tableau II.9. Evaluation des charges des volées 1et 3

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Paillasse	$0.2/\cos(35.54^\circ)$	25	6.14
2	Marche	$h/2 = 0.17/2$	22	1.87
3	Revêtement en carrelage	Horizontal	0.02	0.40
		vertical	0.02 h/g	0.24
4	Mortier de pose	Horizontal	0.02	0.4
		vertical	0.02 h/g	0.24
5	Enduit de ciment	$0.02/\cos(35.54^\circ)$	20	0.49
Charge permanent G				9.78
Charge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.10. Evaluation des charges de la volée 2

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " γ " (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Paillasse	0.12/cos(35.54°)	25	3.68
2	Marche	$h/2 = 0.17/2$	22	1.87
3	Revêtement en carrelage	Horizontal	0.02	0.40
		vertical	0.02 h/g	0.24
4	Mortier de pose	Horizontal	0.02	0.4
		vertical	0.02 h/g	0.24
5	Enduit de ciment	0.02/cos(35.54°)	20	0.49
Charge permanent G				7.29
Charge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.11. Evaluation des charges des paliers

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " γ " (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.015	20	0.3
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.20	25	5
5	Enduit de ciment	0.015	20	0.3
Charge permanent G				6.36
Charge d'exploitation Q				2.5

II.1.6. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance.
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement).
- 3- Conditions de RPA99/2003.

On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit :

Tableau II.12. Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres

Niveau	E.sol	RDC	Etage 1 à 3	Etage 4 à 6	Etage 7 à 8	Etage 9 à 10	Comble
Dimensions (b× h) cm ²	50×45	50×45	50×40	45×40	40×35	35×35	30×30
Poids proper $g = h b H_c \gamma_c$ (KN)	22.95	16.71	14.85	13.36	10.39	9.09	6.68

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

H_e : hauteur du poteau $\left\{ \begin{array}{l} H_e = 4.08 \text{ m pour l'entre sol.} \\ H_e = 2.97 \text{ m pour le RDC et le reste des étages.} \end{array} \right.$

❖ **La loi de dégression des charges : (DTRB.C.2.2)**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment,
 $Q_1, Q_2 \dots Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1, 2...n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- sous la terrasse : Q_0 .
- sous le comble : $Q_0 + Q_1$.
- sous le 10^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$.
- sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0.8 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 * n} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

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

L'article 6.2 du DTR B.C.2.2 indique lorsque des locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux, ils sont pris en compte sans abattement et non comptés dans le nombre d'étage de la loi de dégression.

II.1.6.1. Pré dimensionnement du poteau (P^*)

❖ **Surfaces afférentes de tous les étages**

$$S = (2.8 \times 1.77) + (1.77 \times 1.5) + (1.05 \times 2.8) + (1.05 \times 1.5)$$

$$S = 12.12 \text{ m}^2$$

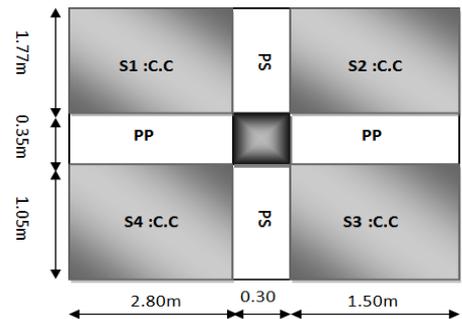


Figure II.10. Surface afférente de tous les étages

❖ **Surface afférente de la terrasse**

$$❖ S_{cc} = 1.77 \times 2.8 = 4.95 \text{ m}^2$$

$$S_{tuile} = 2.8 \times 1.05 + 1.05 \times 1.5 + 1.5 \times 1.77 = 7.17 \text{ m}^2$$

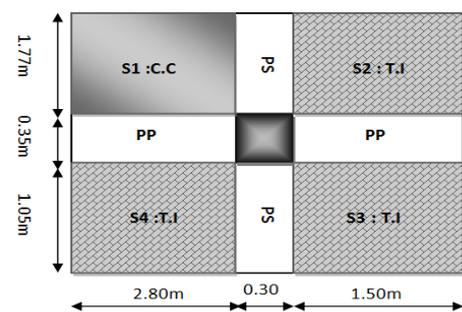


Figure II.11. Surface afférente de la terrasse

Le calcul des poids propre :

$$G_T : \text{plancher terrasse inaccessible Tuile} : G = 7.17 \times 3.75 = 26.89 \text{ KN}$$

$$G_{CC} : \text{plancher terrasse inaccessible C.C} : G = 4.95 \times 6.73 = 33.31 \text{ KN}$$

$$G_{EC} : \text{plancher étage} : G = 12.12 \times 5.41 = 65.57 \text{ KN}$$

$$G_{PP} : \text{poutre principale} : G = 0.3 \times 0.4 \times 4.3 \times 25 = 12.90 \text{ KN}$$

$$G_{PS} : \text{poutre secondaire} : G = 0.3 \times 0.3 \times 2.82 \times 25 = 6.345 \text{ KN}$$

Le calcul de la charge d'exploitation :

$$Q_0 = 12.12 \times 1 = 12.12 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 12.12 + (12.12 \times 1.5)$$

Tableau II.13.Evaluation de la descente de charge de poteau P*

Etage	Niveau	Elément	Poids propre G(KN)	Surcharges Q(KN)
Comble	0	Plancher T.I	60.02	12.12
		Poutres	19.2445	
		Poteaux	6.68	
Total	/	/	85.9445	12.12
étage 10	1	Venant du comble	85.9445	30.3
		Plancher	65.57	
		poutres	19.2445	
		Poteaux	9.09	
Total	/	/	179.849	30.3
étage 9	2	Venant 10	179.849	46.662
		Plancher	65.57	
		poutres	19.2445	
		Poteaux	9.09	
Total	/	/	273.7535	46.662
étage 8	3	Venant 9	273.7535	61.206
		Plancher	65.57	
		poutres	19.2445	
		Poteaux	10.39	
Total	/	/	368.958	61.206
étage 7	4	Venant 8	368.958	73.932
		Plancher	65.57	
		poutres	19.2445	
		Poteaux	10.39	
Total	/	/	464.1625	73.932
étage 6	5	Venant 7	464.1625	84.84
		Plancher	65.57	
		poutres	19.2445	
		Poteaux	13.36	
Total	/	/	562.337	84.84
étage 5	6	Venant 6	562.337	93.93
		Plancher	65.57	
		poutres	19.2445	
		Poteaux	13.36	
Total	/	/	660.5115	93.93
étage 4	7	Venant 5	660.5115	103
		Plancher	65.57	
		poutres	19.2445	
		Poteaux	13.36	
Total	/	/	758.686	103
étage 3	8	Venant 4	758.686	112.11
		Plancher	65.57	
		poutres	19.2445	
		Poteaux	14.85	
Total	/	/	858.3505	112.11
Etage 2	9	Venant 3	858.3505	121,19
		Plancher	65.57	
		poutres	19.2445	
		Poteaux	14.85	
Total	/	/	958.015	121.19
Etage 1	10	Venant de 2	958.015	130.29
		Plancher	65.57	
		poutres	19.2445	
		Poteaux	14.85	

Total	/	/	1057.6795	130.29
RDC	11	Venant de 1	1057.6795	139.30
		Plancher	65.57	
		poutres	19.2445	
		Poteaux	16.71	
Total	/	/	1159.204	139.30
Entre sol	12	Venant du RDC	1159.204	148.47
		Plancher	65.57	
		poutres	19.2445	
		Poteaux	22.95	
Total	/	/	1266.9685	148.47
			G=1266.9685	Q=148.47 KN
ELU			1,35G=1710.41 KN	1,5Q = 222.705 KN
Effort normal à la base du poteau			Nu=1933.115 KN	

II.1.6.2. Vérification à la compression simple :

II.1.6.3 Vérification des poteaux

a) Vérification à la compression simple

G= 1266.9685KN et Q = 148.45KN

Selon le CBA 93 (Art B.8.1.1) on doit majorer l’effort Nu de 10%, tel que :

Nu= 1.1 Nu= 1.1×1933.115=2126.4265KN.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec :} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

❖ Exemple de calcul

✓ Vérification du poteau de L’entre sol

On a : B= 50×45= 0.225 m²

$$B \geq \frac{2126.4265 \times 10^{-3}}{14.2} \geq 0.136 \text{ m}^2$$

B_{adopté}=0.225m² > B_{calculé}=0.136 m².....condition vérifiée.

Le reste de calcul est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.14. Résultats de la vérification à la compression simple (P*)

Niveaux	1.1Nu(KN)	Comparaison (B ^{adop} ≥B ^{cal})		Comparaison (B ^{adop} ≥B ^{calc})
		B ^{adop} (m ²)	B ^{cal} (m ²)	
Comble	134.205	0.09	0.0094	Vérifiée
10 ^{ème} étage	288.246	0.12	0.0202	Vérifiée
9 ^{ème} étage	439.560	0.12	0.0309	Vérifiée
8 ^{ème} étage	589.902	0.14	0.041	Vérifiée
7 ^{ème} étage	737.517	0.2	0.051	Vérifiée
6 ^{ème} étage	886.414	0.18	0.062	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1032.585	0.18	0.072	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1178.726	0.18	0.083	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1326.938	0.2	0.093	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1475.105	0.2	0.103	Vérifiée
1 ^{er} étage	1623.302	0.2	0.114	Vérifiée
RDC	1773.875	0.225	0.124	Vérifiée
Entre sol	1933.112	0.225	0.136	Vérifiée

b) Vérification au flambement

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

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

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50, \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda < 70$$

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

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

Selon le BAEL : $A_s \in [0.8 \% B_r ; 1.2 \% B_r]$

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

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

$B_r = (a-2) \times (b-2)$, il faut vérifier que : $B_r \geq B_{rcal}$

❖ **Exemple de calcul**

✓ **Vérification du poteau de RDC**

On a : $L_0 = 2.97 \Rightarrow l_f = 2.079 \text{ m}$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{2.856}{0.5} = 19.786 < 50 \quad ; \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.44}{35} \right)^2} = 0.822$$

$$B_{rcal} \geq \frac{1989.58 \times 10^{-3}}{0.822 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.0981 \text{ m}^2$$

Tableau II.15. Résultats de la vérification au flambement (P*)

Niveaux	1.1N _u (KN)	λ	α	(B _r ≥ B _{rcal})		Observation
				B _r (m ²)	B _{rcal} (m ²)	
Comble	150.81	24	0.776	0.078	0,0078	Vérifiée
10 ^{ème} étage	323.45	20.58	0.795	0.11	0,0164	Vérifiée
9 ^{ème} étage	493.08	20.58	0.795	0.11	0,0251	Vérifiée
8 ^{ème} étage	661.66	18.00	0.807	0.125	0,0332	Vérifiée
7 ^{ème} étage	827.23	18.00	0.807	0.125	0,0415	Vérifiée
6 ^{ème} étage	994.2	16.00	0.815	0.163	0,0494	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1158.21	16.00	0.815	0.163	0,0575	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1322.15	16.00	0.815	0.163	0,0657	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1488.38	14.43	0.821	0.182	0,0734	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1654.55	14.43	0.821	0.182	0,0816	Vérifiée
1 ^{er} étage	1820.77	14.43	0.821	0.182	0,0898	Vérifiée
RDC	1989.58	14.44	0.822	0.206	0,0981	Vérifiée
Entre sol	2167.91	19.83	0.799	0.206	0,1099	Vérifiée

II.1.7. Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées.

II.2. Calcul des éléments secondaires

II.2.1. Calcul des planchers

Il est constitué de corps creux qui ne sont que des éléments de remplissage et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher. L'ensemble est surmonté par une dalle de compression.

II.2.1.1. Etude des poutrelles :

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

❖ Méthode de calcul :

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

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

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

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

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

2. Application de la méthode :

• Valeurs des moments :

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

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

$$b. \begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots \dots \dots \text{dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots \dots \dots \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

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

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

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$\alpha = Q / (G+Q)$: Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0.15M_0$.

Tel que $M_0 = \text{Max}(M_1^0, M_n^0)$

• **Evaluation de l'effort tranchant :**

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

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

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

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

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

✓ **Calcul des moments :**

a).Moment en travée :

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

b).En appuis :

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

L'_g et L'_d : longueurs fictives.

P_g et P_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considère.

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

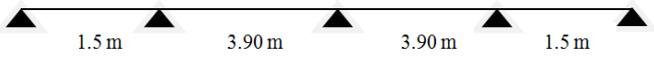
• **L'effort tranchant :**

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

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

• **Les Différents types de poutrelles :** On a 8 types de poutrelles

Tableau II.16. Les Types de poutrelles :

Niveau	Types	Schéma statique
Terrasse inaccessible	1 ^{er} type	
	2 ^{ème} type	

	3 ^{ème} type	
Etages habitation	1 ^{ème} type	
	2 ^{ème} type	
	3 ^{ème} type	
	4 ^{ème} type	
	5 ^{ème} type	

• Calcul des charges revenant aux poutrelles :

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

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

• Combinaisons d'actions et calculs des charges :

Tableau II.17. Combinaisons d'action

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.73	1.0	10.58	6.88	7.73	5.02
Plancher Etage courant	5,41	1.5	9.55	6,21	6.91	4,49

Les conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites que pour le type 1.

Le rapport $\left(\frac{l_i}{l_{i+1}}\right)$ n'est pas vérifié pour les autres types, donc la méthode forfaitaire ne peut être appliquée.

Exemples de calcul :

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

Etude d'une poutrelle à 4 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 2).

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

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 6.73, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots$ *vérifiée.*
- $I = \text{constant} \dots\dots\dots$ *vérifiée.*
- $\frac{l_i}{l_{i+1}} + 1 = \frac{3.85}{3.9} = 0.987 \Rightarrow \text{compris entre } 0.8 \text{ et } 1.25 \dots\dots\dots$ *vérifiée.*
- $F.P.N. \dots\dots\dots$ *vérifiée.*

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

b. calcul des sollicitations :

• **Calcul des moments isostatique :**

À l'ELU :

$$\text{Travée A-B et la travée D-E: } M_0 = \frac{6.88 \times (3,85)^2}{8} = 12.74 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C et la travée C-D: } M_0 = \frac{6.88 \times (3,9)^2}{8} = 13.08 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B et la travée D-E } M_0 = \frac{5.02 \times (3.85)^2}{8} = 9.30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C et la travée C-D : } M_0 = \frac{5.02 \times (3.9)^2}{8} = 9.54 \text{ KN.m}$$

Les moments isostatiques max en travées:

Tableau II.18: Les moments isostatiques max en travées

Travée	M_0 (KN.m)	
	ELU	ELS
A-B et D-E	12.74	9.30
B-C et C-D	13.08	9.55

• **Moments aux appuis :**

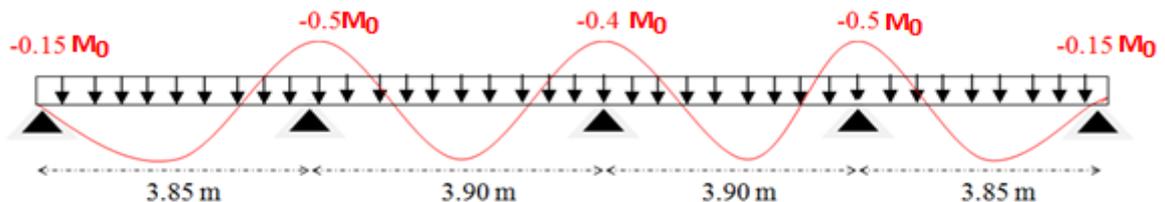


Figure II.12. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

$$M_A = M_C = 0$$

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

À l'ELU :

$$M_B = M_D = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(12.74; 13.08) = -6.54 \text{ KNm}$$

$$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.4 \times 13.08 = -5.23 \text{ KNm}$$

À l'ELS :

$$M_B = M_D = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(9.30; 9.55) = -4.77 \text{ KNm}$$

$$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.4 \times 9.55 = -4.82 \text{ KNm}$$

• Les moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.73} = 0.129$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.129 = 1.039 \quad ; \quad \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.129}{2} = 0.62$$

A P'ELU :

Travée AB et travée DE :

$$M_t + \frac{6.54}{2} \geq 1.05 \times 12.74 \dots\dots\dots (1) \Rightarrow M_t \geq 10.11 KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.129}{2} \times 12.74 \dots\dots\dots (2) \Rightarrow M_t \geq 7.89 KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(10.11, 7.89) KN.m \Rightarrow M_t = 10.11 KN.m$$

Travée BC et travée CD :

$$M_t + \frac{6.54 + 5.23}{2} \geq 1.05 \times 13.04 \dots\dots\dots (1) \Rightarrow M_t \geq 7.84 KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.129}{2} \times 13.04 \dots\dots\dots (2) \Rightarrow M_t \geq 6.79 KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(7.84, 6.79) KN.m \Rightarrow M_t = 7.84 KN.m$$

• Calcul des efforts tranchants :

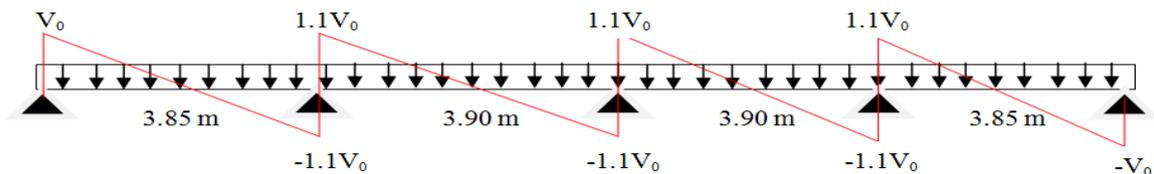


Figure II.13. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

Travée AB :

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.88 \times 3.85}{2} = 13.24 KN$$

$$V_B = -1.1 \frac{P_u \times l}{2} = -14.57 KN$$

Travée BC :

$$V_B = 1.1 \frac{P_u \times l}{2} = 1.1 \frac{6.88 \times 3.9}{2} = 14.76 KN$$

$$V_C = \frac{P_u \times l}{2} = -13.42 KN$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.88 \times 3.9}{2} = 13.42 KN$$

$$V_D = -1.1 \frac{P_u \times l}{2} = -14.76 KN$$

Travée DE :

$$V_D = 1.1 \frac{P_u \times l}{2} = 1.1 \frac{6.88 \times 3.85}{2} = 14.57 KN$$

$$V_E = -\frac{P_u \times l}{2} = -13.24 KN$$

Les résultats des calculs a l'ELU et a l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau II.19.Sollicitations à l'ELU des différents types de poutrelles du plancher terrasse

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _{a inter} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	1.5	4,91	1,38	/	-0,21	0,4	2,34	-13,05
	BC	3.9	4,91	9,33	-4,22	/	8,16	13,41	-13,77
	CD	3.9	4,91	9,33	-5,62	/	8,16	13,77	-13,05
	DE	1.5	4,91	1,38		-0,21	0,4	13,05	-2,34
Type 2	AB	3.85	6.88	12.74	-6,54	-1.91	10.11	13.24	-14.57
	BC	3.9	6.88	13.08	-5.23	/	7.85	14.76	-13.42
	CD	3.9	6.88	13.08	-5.23	/	7.85	13.42	-14.76
	DE	3.85	6.88	12.74	-6.54	-1.91	10.11	14.57	-13.24
Type 3	AB	3.9	4.91	9.33	-6.66	-1.4	9.96	11.70	-15.12
	BC	1.6	4.91	9.33	-6.66	-1.4	0.13	15.12	-1.34

Tableau II.20.Sollicitations à l'ELS des différents types de poutrelles du plancher terrasse

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _{a inter} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _t (KN.m)
Type1	AB	1,5	3,56	1		-0,15	0,29
	BC	3.9	3,56	6,76	-3,06		5,98
	CD	3,9	3,56	6,76	-4,08		5,98
	DE	1,5	3,56	1		-0,15	0,29
Type 2	AB	3.85	5.02	9.31	-4.77	-1.39	7.38
	BC	3.9	5.02	9.55	-3.82		5.73
	CD	3.9	5.02	9.55	-3.82		5.73
	DE	3.85	5.02	9.31	-4.77	-1.39	7.38
Type 3	AB	3.9	3.56	6.76	-4.83	-1.02	7.28
	BC	1.6	3.56	6.76	-4.83	-1.02	0.09

Tableau II.21.Sollicitations de différentes poutrelles du plancher étages courant

Niveau	Type de poutrelles	ELU			ELS			Effort tranchant V(KN)
		M _t	M _{a inter} ^{appui}	M _{a rive} ^{appui}	M _t	M _{a inter} ^{appui}	M _{a rive} ^{appui}	
Etagé courant (habitation)	1	8.45	/	-1.26	6.11	/	-0.92	7.41
	2	9.03	-7.08	-1.77	6.53	-5.12	-0.67	13.92
	3	7.43	-4.27	-0.67	5.4	-3.06	-0.35	12.05
	4	6.75	-5.29	-0.67	4.91	-3.80	-0.36	12.12
	5	6.82	-5.35	-0.68	4.96	-3.84	-0.36	12.88

• **Ferraillage des poutrelles (terrasse inaccessible)**

On prend les sollicitations maximales

$$M_t = 10.11 \text{ KN.m} ; M_a^{int} = -6.66 \text{ KN.m} ; M_a^r = -0.15 \max(M_0^l, M_0^r) = -1.91 \text{ KN.m} ; V = 15,12 \text{ KN}$$

En travée :

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

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

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

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

Remarque :

Pour le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche, on prend **b=52cm**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0,52 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02) = 47,25 \text{KN.m}$$

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

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

$$\mu_{bu} = \frac{10,11 \times 10^{-3}}{0,52 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,042 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,054$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,044) = 0,176 \text{m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{10,11 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 1,7 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer}$$

(Art A.4.2.1 [1]).

$$A_{min} = 0,23 \times 0,52 \times 0,18 \times 2,1 / 400 = 1,13 \text{cm}^2$$

$A_t > A_{min}$ *Condition vérifiée.*

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

En appuis intermédiaires :

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

$$M_u = 6,66 \text{KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,66 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,144$$

$\mu_{bu} \leq 0,186 \Rightarrow$ Pivot A:

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,20$$

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

$$\text{Avec : } z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,20) = 0,166 \text{m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{6,66 \times 10^{-3}}{0,166 \times 348} = 1,15 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{cm}^2$$

$A_{min} = 0,217 \text{cm}^2 < A_a$ *Condition vérifiée.*

On opte pour 2HA10 avec $A = 1,57 \text{cm}^2$.

En appuis de rive:

$$M_u = 1.91 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.91 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.042$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}) = 0.0538$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0538) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{1.91 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.31 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA10 avec A=0.79 cm².

Les résultats de calcul de ferrailage des poutrelles est présenté dans le tableau suivant :

Tableau II.22.Le ferrailage des différentes poutrelles :

Poutrelle		Armatures longitudinales		Armatures transversales (cm ²)
		Section calculée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	
Terrasse inaccessible 1	Appuis de rive	0.31	1HA10 = 0.79	2HA6 = 0.57
	Appui intermédiaires	1.15	2HA10 = 1.57	2HA6 = 0.57
	Travée	1.7	3HA10 = 2.36	2HA6 = 0.57
Plancher étage courant	Appuis de rive	0.28	1HA10 = 0.79	2HA6 = 0.57
	Appui intermédiaires	1.24	1HA10 + 1HA10 = 1.57	2HA6 = 0.57
	Travée	1.62	3HA10 = 2.36	2HA6 = 0.57

Vérifications à ELU :

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{(Art A.5.1.2.1.1 [1]).}$$

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

$$V^{\max} = 15.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15.12 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.84 \text{ Mpa}$$

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

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

• **Ferraillage transversal :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_L \right\} \leq \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{10}{10}, 8 \right\} = 5.71mm$$

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

On adopte un étrier $\Phi 6$.

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

• **Espacement S_t :**

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

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

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

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

$\alpha = 90^0$ (Armatures droites.)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28}K)} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.82 - 0.3 \times 2.1)} = 86cm$$

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

$S_t = \min (1; 2; 3) \Rightarrow$ Soit $S_t = 15cm$.

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

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

$$\tau_u = \frac{0.21 \times 15.12 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.52 \times 0.04} = 0.94 \leq \bar{\tau}_u = 3.33Mpa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Appuis de rive :

$$A_s = 2.36 + 0.79 = 3.15cm^2 \geq \gamma_s \times \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{15.12 \times 10^{-3}}{400} = 0.43cm^2 \quad \text{(Art A.5.1.3.1.2 [1]).}$$

$$A_s > 1.15 \times \frac{V_u}{f_e} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaire :

$$A_s = 2.36 + 1.57 = 3.93cm^2 \geq \frac{1.15}{f_e \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)} = \frac{1.15}{400 \left(15.12 + \frac{-6.66 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right)} = 1.90cm^2 \quad \text{(Art A.5.1.3.2.1 [1]).}$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la bielle :**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{(Art A.6.1.3 [1])}$$

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

$$V_u = 0.01512 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 0.108 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérifications à l'ELS :

c.2.1) Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{(Art A.4.5.2)}$$

c.2.1.1) En travée

✓ **Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -0.58 \text{ cm} < 0 \quad \Rightarrow \quad \text{Calcul d'une section en T.}$$

✓ **Calcul de y et I**

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

$$0.05y^2 + 0.0202y - 0.000946 = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 4.2 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 \quad \Rightarrow \quad I = 8022.5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{5.73 \times 10^{-3}}{8022.5 \times 10^{-8}} 0.042 = 2.99 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis intermédiaires :

$H \geq 0$ vérification d'une section (b x h).

Position de l'axe neutre :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st}(d - y) = 0.$$

$$0.05y^2 + 0.00235y - 0.000423 = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 7.14 \text{ cm}$$

Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{st}(d - y)^2 \quad \Rightarrow \quad I = 9086.47 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3.82 \times 10^{-3}}{9086.47 \times 10^{-8}} 0.042 = 1.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c.2.2) Vérification de la flèche :

✓ **Conditions de la vérification de la flèche**

$$l = 3.9 \text{ m} ; A_t = 2.36 \text{ cm}^2 ; M_0^s = 9.55 \text{ KN.m} ; M_t^s = 5.73 \text{ KN.m}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{15M_0} \Leftrightarrow 0,051 > 0,04 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Leftrightarrow 0,013 > 0,009 \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée} \\ L < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l < 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = 7.8 \text{ mm}$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91révisé 99}$$

$$\begin{cases} G = 6,73 \text{ KN/m}^2 \\ j = G - G^{\text{revêtement}} = 2,85 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ P = G + Q = 7.73 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 0,6M_0^g = 4.98 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 0,6M_0^j = 2.11 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 0,6M_0^p = 5.72 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} q_{Gser} = 0.65G = 4.37 \text{ KN/m} \\ q_{jser} = 0.65j = 1.85 \text{ KN/m} \\ q_{Pser} = 0.65P = 5.02 \text{ KN/m} \end{cases}$$

✓ Coefficients λ, μ

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

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05bf_{t28}}{(2b+3b_0)\rho} = 3.10 \\ \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1.24 \end{cases} \quad \text{Avec : } \rho = \frac{A_t}{b_0d} = 0,013$$

✓ Calcul des σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \frac{M_{ser}^g}{I} (d - y) = 127.54 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 15 \frac{M_{ser}^j}{I} (d - y) = 53.99 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 15 \frac{M_{ser}^p}{I} (d - y) = 146.51 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec : } \begin{cases} y = 0,042 \text{ m} \\ I = 8022.5 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

✓ Calcul des μ

$$\begin{cases} \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,58 \\ \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,25 \\ \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,62 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b-b_0)h_0 + n(A+A')} \Rightarrow y_G = 7.37 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{by_G^3}{3} + b_0 \frac{(h-y_G)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + 15A(d-y_G)^2 \Rightarrow I_0 = 17119 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\left\{ \begin{aligned} I_{f_{gi}} &= \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 6705.3 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} &= \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 10508 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} &= \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 6404 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} &= \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 10927 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} f_{gv} &= M_{ser}^g \frac{l^2}{10E_v I_{f_{gv}}} = 6.41 \text{ mm} \\ f_{ji} &= M_{ser}^j \frac{l^2}{10E_i I_{f_{ji}}} = 0.941 \text{ mm} \\ f_{pi} &= M_{ser}^p \frac{l^2}{10E_i I_{f_{pi}}} = 4.19 \text{ mm} \\ f_{gi} &= M_{ser}^g \frac{l^2}{10E_i I_{f_{gi}}} = 3.484 \text{ mm} \end{aligned} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 6.18 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3900}{500} = 7.8 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée au niveau de la terrasse

Les résultats de la flèche de poutrelle étage courant sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.23. Vérification de la flèche de poutrelle étage courant :

Travée (m)	G	j	P	M _{ser} ^g	M _{ser} ^j	M _{ser} ^p	σ _{st} ^g	σ _{st} ^j	σ _{st} ^p	Δf	f̄
3.9	5.41	2.85	6.91	4.53	2.39	5.80	116.10	61.19	148.52	5.75	7.8

La flèche est vérifiée au niveau de l'étage d'habitation A_{travée} = 2.36 cm².

Pour le ferrailage choisit (A_{st} = 2.36 cm²) au niveau des poutrelles terrasse inaccessible.

$$\left\{ \begin{aligned} A_{st} &= 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2 \\ A_a &= 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

Tableau II.24. schéma de ferrailage des différentes poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			
Plancher terrasse inaccessible			

❖ **Ferraillage de la dalle de compression :**

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

• **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 52}{235} = 0.8(\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.4\text{cm}^2/\text{ml}$$

$5 \Phi 6/\text{ml} = 1.41\text{cm}^2$ perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow St = 20\text{cm} \leq 20\text{cm} \dots \dots \dots$ *Condition vérifiée.*

On choisit :

$4 \Phi 6/\text{ml} = 1.13\text{cm}^2$ parallèles aux poutrelles $\rightarrow St = 25\text{cm} < 30\text{cm} \dots \dots \dots$ *condition vérifiée.*

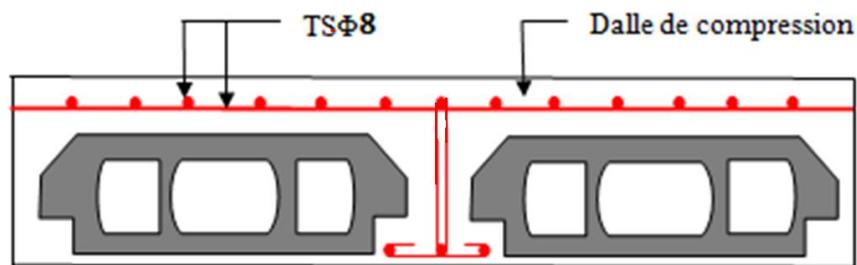


Figure. II.14. Schéma de ferraillage de la dalle de compression

II.2.1.2. Etude des dalles pleines :

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

1. Dalle sur un seul appui.
2. Dalle sur deux appuis.
3. Dalle sur trois appuis

Exemple de calcul :

Type : D4 \Rightarrow dalle sur deux appuis:

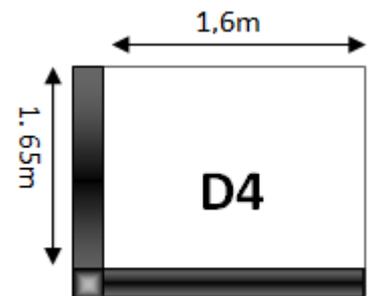


Figure II.15. Schéma de la dalle pleine sur 2 appuis

Evaluation des charges :

$$G = 4.56\text{KN/m}^2 ; \quad Q = 3.5\text{KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.40\text{KN/m}$$

$$\left. \begin{matrix} L_x = 1.6\text{m} \\ L_y = 1.65\text{m} \end{matrix} \right\} \rho = 0.97 > 0.4 \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

• **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$\left\{ \begin{matrix} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{matrix} \right. \dots \dots \dots \text{[ANNEXE II]}$$

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2) \Rightarrow M_x = 1.14 KN.m$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 1.06 KN.m$$

• Calcul des moments réels :

En travées :

$$M_i^x = 0.85 M_x = 0.97 KN.m.$$

$$M_i^y = 0.85 M_y = 0.9 KN.m.$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 M_x = -0.34 KN.m.$$

• Le ferrailage :

En travée :

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = 0.0068 \Rightarrow A_s = 0.28 cm^2/ml$$

• Condition non fragilité :

$$\rho = 0.97 > 0.4$$

$$e = 12 cm$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{min} = 0.97 cm^2$$

$$\text{Soit : } A_s = A_{min} = 3HA8/ml = 1.51 cm^2/ml.$$

Sens y-y :

$$\mu = 0.0064 \Rightarrow A_s = 0.23 cm^2/ml$$

• Condition non fragilité :

$$\rho = 0.97 > 0.4$$

$$e = 12 cm$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{min} = 0.96 cm^2.$$

$$\text{Soit : } A_s = A_{min} = 3HA8/ml = 1.51 cm^2/ml.$$

• Calcul de l'espacement :

La fissuration est nuisible :

$$S_t \leq \min(2e, 25 cm) = 20 cm.$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.25. Résultats de ferrailage du 4^{eme} type de dalle :

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ² / ml)	St (cm)
X	0.97	0.0068	0.0086	0.0996	0.28	0.97	1.51=3HA8	20
Y	0.90	0.0064	0.0080	0.0996	0.26	0.96	1.51=3HA8	20
En appui								
X et Y	0.34	0.0024	0.0026	0.0998	0.09	0.97	1.51=3HA8	20

• **Vérifications :**

A l'ELU :

• **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11.41 \times 1.6}{2} \times \frac{1.65^4}{1.65^4 + 1.6^4} = 4.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.048 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.048 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS :

$$P_s = G + Q = 8.06 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0465 \\ \mu_y = 0.9543 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{ANNEXE II}]$$

$$M_{ser}^{tx} = 0.815 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ser}^{ty} = 0.778 \text{ KN.m}$$

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

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

Calcul de y :

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

$$\frac{100y^2}{2} + 15 \times 1.51 \times y - 15 \times 1.51 \times 10 = 0 \Rightarrow y = 1.91 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1714.66 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.797 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration du beton}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 50.67 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **La flèche :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.6} = 0.075 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{0.97}{20 \times 1.14} \right] = 0.042 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d} = 0.00151 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

• Ferrailage :

$$\begin{cases} A_{st}^x = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^y = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2 \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

• Schéma de ferrailage :

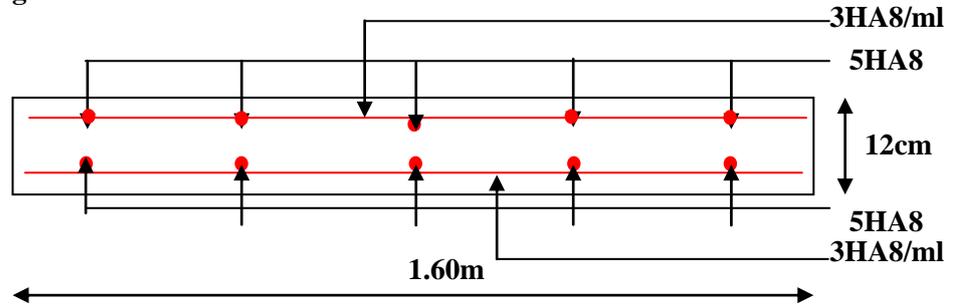


Figure II.16. Schéma de ferrailage de la dalle pleine D4

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

Tableau II.26. sollicitation maximales dans les dalles pleines :

Types	sollicitations						
	ELU				ELS		
	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_a (KN.m)	V (KN)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_a (KN.m)
D1	39.24	4.81	13.85	8.5	27.74	3.39	-8.29
D2	0.97	0.72	0.34	5.18	0.78	0.65	0.27
D3	5.06	2.58	-1.785	12.5	3.93	2.53	-1.39
D5	1.67	0.439	-0.591	7.29	1.25	0.58	-0.44
D6	1.88	0.48	0.66	7.75	1.4	0.61	0.49
D7	2.37	0.59	-0.84	8.32	1.71	0.50	0.60
D8	16.35	4.80	10.90	8.32	11.56	3.4	7.7

Tableau II.27. Vérification de l'effort tranchant :

Type	D1	D2	D3	D5	D6	D7	D8
V_{ux} (KN)	8.5	5.18	12.5	7.75	7.29	8.32	8.32
$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	0.085 < 1.17	0.05 < 1.17	0.12 < 1.17	0.07 < 1.17	0.072 < 1.17	0.08 < 1.17	0.08 < 1.17
Observation	<i>vérifiée</i>						

Tableau II.28. Calcul du ferrailage à l'ELU :

Types	Sens		M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
D1	Travée	XX	39.24	0.276	0.415	0.0834	13.52	0.96	7HA16=14.07
	appuis	YY	13.85	0.0975	0.128	0.095	4.19	0.96	4HA12=4.52
D2	Travée	XX	0.97	0.0068	0.0086	0.0996	9.279	1.02	3HA8=1.51
	appuis	YY	0.72	0.005	0.0063	0.0997	0.21	0.96	3HA8=1.51
D3	Travée	XX	5.06	0.0356	0.045	0.098	1.48	1.08	3HA8=1.51
	appuis	YY	2.58	0.0182	0.023	0.099	0.75	0.96	3HA8=1.51
D5	Travée	XX	-1.785	0.0126	0.0158	0.0993	0.51	1.08	3HA8=1.51
	appuis	YY	1.67	0.0118	0.0148	0.0994	0.48	1.15	3HA8=1.51
D6	Travée	XX	0.49	0.004366	0.0048	0.0998	0.14	0.96	3HA8=1.51
	appuis	YY	0.59	0.00417	0.0058	0.0997	0.17	1.15	3HA8=1.51
D6	Travée	XX	1.88	0.0133	0.0167	0.0993	0.54	1.17	3HA8=1.51

		YY	0.48	0.0034	0.0043	0.08	0.14	0.96	3HA8=1.51
	appuis	XX	0.66	0.0047	0.0058	0.0997	0.19	1.17	3HA8=1.51
D7	Travée	XX	2.37	0.0167	0.021	0.0991	0.688	1.24	3HA8=1.51
		YY	0.59	0.0042	0.0052	0.0997	0.17	0.96	3HA8=1.51
	appuis	XX	0.84	0.0059	0.0074	0.0997	0.24	1.24	3HA8=1.51
D8	Travée	XX	16.35	0.115	0.153	0.0938	5	1.24	6HA12=6.79
		YY	4.80	0.0339	0.043	0.0982	1.4	0.96	3HA8=1.51
	appuis	XX	10.90	0.0769	0.1	0.095	3.26	1.24	4HA12=4.52

Tableau II.29. Vérification des contraintes a l'ELS :

Type de dalle		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (Cm ⁴)	$\sigma_{bc}<\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_{st}<\bar{\sigma}_{st}$	obs
D1	XX	27.7	4.9	36246	3.75<15	vérifiée	58.4<201.63	vérifiée
D2	XX	0.78	1.91	1714.7	0.87<15	vérifiée	55.6<201.63	vérifiée
	YY	0.65	1.91	1714.7	0.72<15	vérifiée	45.7<201.63	vérifiée
D3	XX	3.94	1.9	1714.7	4.39<15	vérifiée	278.77<201.63	N.vérifiée
	YY	2.54	1.19	1714.7	2.83<15	vérifiée	179.72<201.63	vérifiée
D5	XX	1.25	1.91	1714.7	1.39<15	vérifiée	88.6<201.63	vérifiée
	YY	0.58	1.91	1714.7	0.65<15	vérifiée	41.4<201.63	vérifiée
D6	XX	1.4	1.91	1714.7	1.56<15	vérifiée	99.22<201.63	vérifiée
	YY	0.61	1.91	1714.7	0.68<15	vérifiée	43.23<201.63	vérifiée
D7	XX	1.71	1.91	1714.7	1.9<15	vérifiée	121<201.63	vérifiée
	YY	0.5	1.91	1714.7	0.55<15	vérifiée	35.35<201.63	vérifiée
D8	XX	11.56	3.6	5726.9	7.28<15	vérifiée	193.5<201.63	vérifiée
	YY	3.4	1.91	1714.7	3.79<15	vérifiée	240.5<201.63	N.vérifiée

La contrainte n'est pas vérifiée pour la dalle D3 selon le sens x-x et la dalle D8, donc on augmente la section d'armature

Tableau II.30. Vérification de la flèche à l'ELS:

Type de dalle		f_{gv}	f_{pi}	f_{ji}	f_{gi}	$\Delta_f < f_{adm}$	obs
D1	XX	2.28	2.09	0.625	1.067	2.68<3	Vérifié
D3	XX	1.06	0.88	0.234	0.355	1.35<5.8	Vérifié
D8	XX	1.29	1.38	0.279	0.587	1.74<3	Vérifié

Les autres type de la dalle les conditions sont vérifiées, la flèche n'est pas nécessaire

II.2.2. Etude de l'escalier:

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier escalier à trois volées qui est identique pour tous les étages.

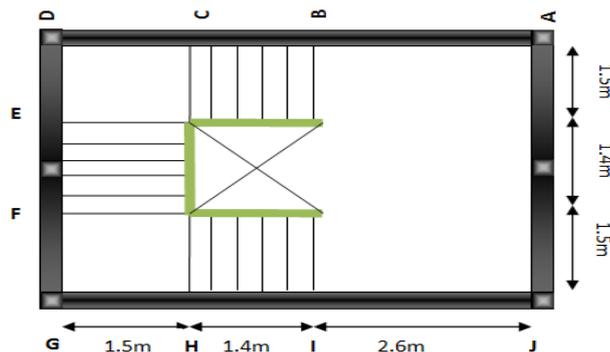


Figure II.17. Vue en plan de l'escalier

Ce type se calcule comme suit :

1^{er}) Partie AD=GJ :

Calcul à l'ELU:

Le calcul des charges est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.31.Les charges du palier et de la volée de la partie AD=GJ

Volée			palier		
G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _v (KN/ml)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _p (KN/ml)
9.78	2.50	16.95	6.36	2.50	11.82

• **Calcul des sollicitations:**

Les résultats de calcul RDM sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.32.Résultat de calcul RDM :

R _A (KN)	R _D (KN)	X (m)	M ^{max} (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)
36.51	37.80	2.86	53.81	26.90	40.36

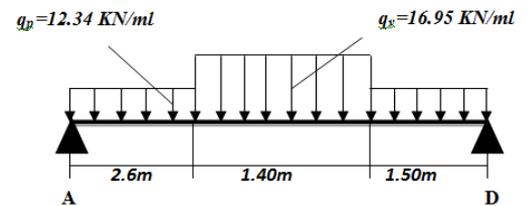


Figure II.18. Schéma statique des volées 1 et 3.

• **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.33.Tableau de ferraillage de la partie AD=GJ en travée et aux appuis :

En travée							
Mu (KN. m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ² / ml)	St (cm)
40.36	0.0946	0.1245	0.171	7.30	2.17	7.7=5HA14	30
En appui							
26.90	0.063	0.081	0.174	4.78	2.17	5.65=5HA12	30

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

$T = 37.80KN$

$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{37.80 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.21MPa$

$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.16MPa \Rightarrow \bar{\tau} > \tau \Rightarrow$ Pas d'armatures transversales

• **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.92cm^2/ml \Rightarrow$ Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$ et $St = 25cm$

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = 20c \leq \min(3.e, 33cm) = 33cm$ Condition vérifiée.

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

Calcul à l'ELS :

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

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

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

$$q_v = G_v + Q_v = 9.78 + 2.5 = 12.28 KN/ml.$$

$$q_p = G_p + Q_p = 6.36 + 2.5 = 8.86 KN/ml.$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.34. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R _A (KN)	R _D (KN)	X (m)	M ₀ (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée									
26.28	27.24	3.07	41.86	35.58	5.4	23586	8.14	15	<i>vérifiée</i>
En appui									
26.28	27.24	3.07	30.07	16.75	4.70	18451	4.30	15	<i>vérifiée</i>

• **Etat de déformation :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{20}{5.5} = 0.36 < \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche}$$

Tableau II.35. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
5.5	7.7	17.56	24.97	32.98	1138.7	190993.9
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgy} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.45	79966	68661	62687	115186	55.2	55.05

• **Schéma de ferrailage**

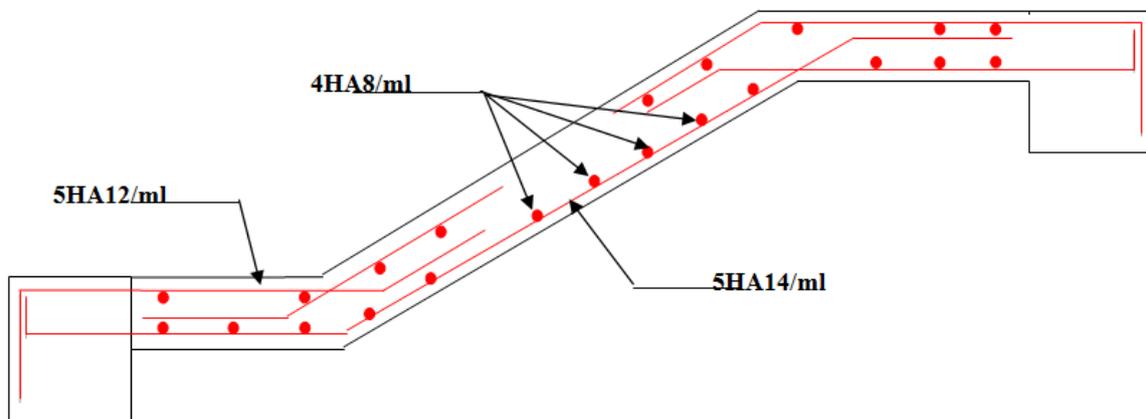


Figure II.19. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.

2^{ème}) Partie EF :

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=7.29 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

Ce type se calcule comme une console.

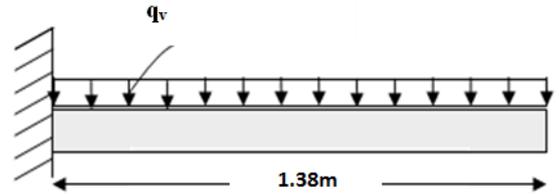


Figure II.20. Schéma statique de la 2^{ème} volée

Calcul a l'ELU :

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 7.29) + (1.5 \times 2.5) = 13.59 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.36: Résultats de ferrailage de la 2^{ème} partie :

M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A _{choisit} (cm ² /ml)	A _{répartition} (cm ² /ml)
12.94	0.091	0.119	0.095	3.908	1.2	4HA12/ml 4.52	4HA8/ml 2.01

- Vérification de l'espacement :

$$S_t \leq \min (2,5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On a choisi 5HT12, soit S_t = 100/5 = 20cm condition vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{18.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul à l'ELS :

$$q_s = (G+Q) = (7.29+2.5) = 9.79 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(9.79 \times 1.38^2)/2] = 9.32 \text{ KN.m}$$

- Vérification de σ_{bc}:

Calcul de y :

$$\begin{aligned} \frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d &= 0 \\ \frac{100}{2} y^2 + (15 \times 4.52)y - (15 \times 4.52 \times 10) &= 0 \\ y &= 3,06 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calcul de I :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \\ I &= \frac{100}{3} \times 3.06^3 + 15 \times 4.52 (10 - 3.06)^2 \\ I &= 4220.58 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

• Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9.32 \times 10^{-3}}{4220.58 \times 10^{-8}} \times 0.0306 = 6.76 < 15MPa \dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

La fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

• La flèche :

1. $\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.38} = 0.086 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots \text{Condition vérifiée}$
2. $\frac{A_s}{b \times d} = 0.00452 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \text{Condition vérifiée}$

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

• Ferrailage :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4HA12 = 4.52 \text{cm}^2/\text{ml.} \\ A_{st}^y = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• Schéma de ferrailage :

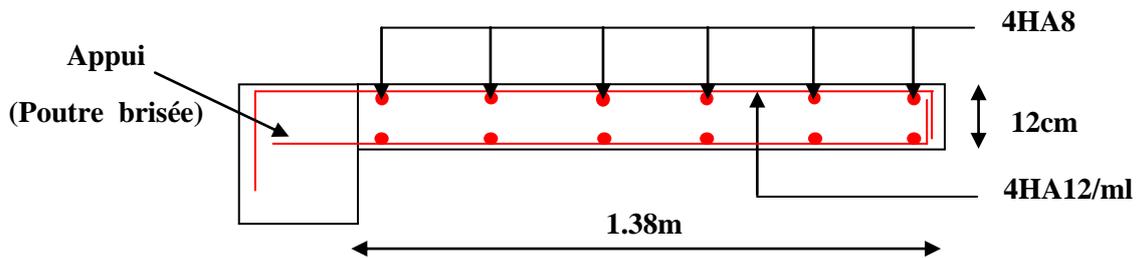


Figure II.21. Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier.

• Calcul de la poutre brisée :

Dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

$$L = 1.5 + (1.4 / \cos 35.45^\circ) + 1.5 = 4.72m$$

$$\frac{472}{15} \leq h \leq \frac{472}{10} \Rightarrow 31.46 \leq h \leq 47.2$$

Donc soit $h = 40\text{cm}$ et $b = 35 \text{ cm}$.

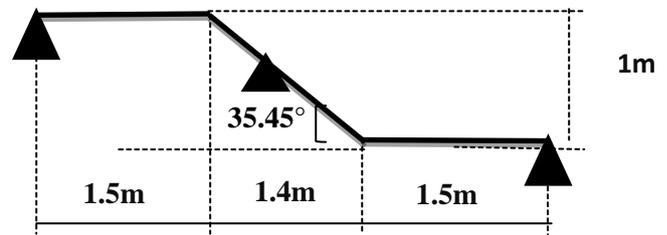


Figure II.22. Schéma statique de la poutre brisée

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

1. Calcul à la flexion simple :

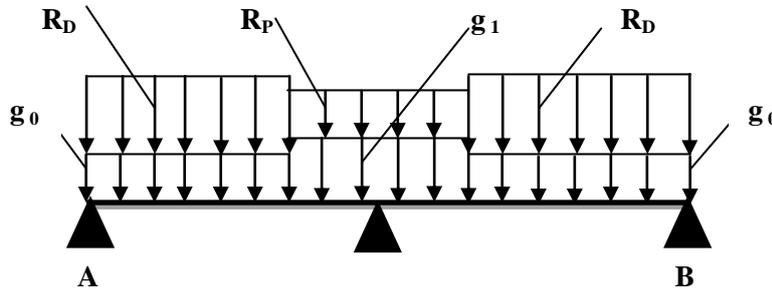


Figure II.23. Schéma statique de la poutre brisée.

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.35 \times 0.4 = 3.5 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.35 \times \frac{0.40}{\cos 35.45^\circ} = 4.29 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_D = 37.80 \text{ KN/ml. ; } R_P = 18.75 \text{ KN/ml.}$$

Avec: R_D : la charge ramenée par la partie AD et GJ.

R_P : la charge ramenée par la partie EF.

• Calcul des sollicitations :

Après le calcul par la méthode de trois moments, on trouve :

Tableau II.37. Résultat de calcul par la méthode de trois moments :

X(m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
0.809	13.56	6.78	10.17	44.6

• Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple :

Tableau II.38. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis:

Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{min} (cm ²)	$A_{calculée}$ (cm ²)
En travée					
10.17	0.0149	0.0188	0.367	1.56	0.796
En appui					
6.78	0.010	0.0125	0.368	1.56	0.529

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{44.6}{0.35 \times 0.37} = 0.34 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversales à la flexion simple :**

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.2}{400} = 0.7 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times S_t}{0.8 f_e} = \frac{(0.34 - 0.3 \times 2.1) \times 0.35 \times 0.2}{0.8 \times 400} = -0.634 \text{ cm}^2 < 0.$$

Donc $A_t = 0.7 \text{ cm}^2$

2. Calcul à la torsion :

Le moment de torsion :

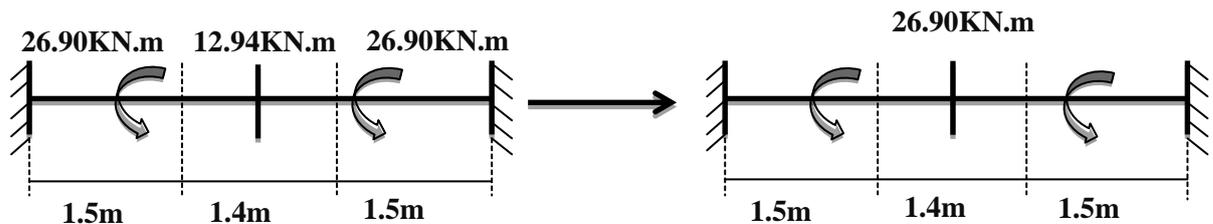


Figure II.24. Moment de torsion sur la poutre brisée.

Le moment maximum aux appuis :

$$M_t = 26.9 \text{ kN.m}$$

Le moment de torsion.

$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{26.9 \times 2.2}{2} = 29.59 \text{ kN.m.}$$

- **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la**

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 35 = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (35 - 5) \times (40 - 5) = 1050 \text{ cm}^2$$

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e} = \frac{29.59 \times 10^{-3}}{2 \times 0.105 \times 0.0583} = 2.42 \text{ MPa}$$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = \sqrt{(0.34)^2 + (2.42)^2} = 2.44 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$\tau \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

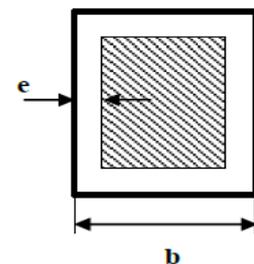


Figure II.25. Section brute

- **Armatures longitudinales en torsion :**

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 126.68 \text{ cm} \Rightarrow \text{le périmètre de la section creuse}$$

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{29.59 \times 10^{-3} \times 1.2668}{2 \times 0.105 \times 348} = 5.13 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales en torsion :**

On fixe l'espacement à : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_{trans} = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{29.59 \times 10^{-3} \times 0.2}{2 \times 0.105 \times 348} = 0.81 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage de la poutre brisée :**

Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{f.s} + A_t^{tor} = 0.70 + 0.81 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Soit $4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre $\emptyset 8$ + un étrier $\emptyset 8$).

Armatures longitudinales :

$$\checkmark \text{ En travée : } A_t = A^{f.s} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 0.529 + \frac{5.13}{2} = 3.09 \text{ cm}^2$$

On choisit : $3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\checkmark \text{ En appui : } A_a = A^{f.s} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 0.796 + \frac{5.13}{2} = 3.36 \text{ cm}^2$$

On choisit : $3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

- **Schéma de ferraillage :**

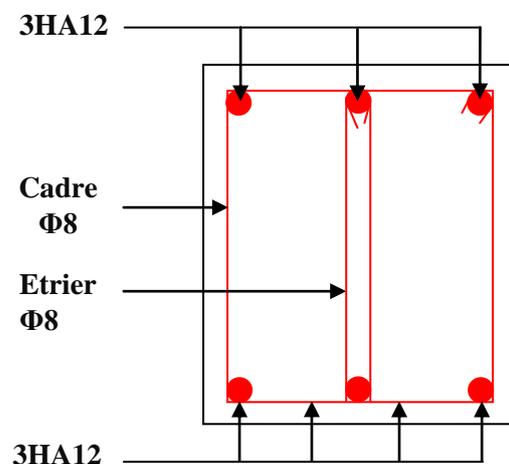


Figure II.26. Schéma de ferraillage de la poutre brisée.

Calcul à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.39. Calcul à l'ELS

X(m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN .m)	M_t (KN.m)
0.809	10.11	5.05	7.58

• **Vérification de σ_{bc} :**

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

✓ **Calcul de y et I :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.40. Vérification des contraintes

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	7.58	8.66	44803	1.46	15	Vérifiée
En appuis	5.05	9.98	48018	0.94	15	Vérifiée

• **La flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_{ts}}{15M_0}\right) \Leftrightarrow 0.18 > 0.0749 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 2.62 \times 10^{-3} < 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ L < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

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

II.2.3. L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivants :

- L : Longueur de l'ascenseur =180cm.
- l : Largeur de l'ascenseur =160cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur =220cm.
- Fc : Charge due à la cuvette =145KN.
- Pm : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- Dm : Charge due à la salle des machines = 51KN.

La charge nominale est de 630 kg.

La vitesse V =1.6 m/s.

Donc $g = Dm + Pm + P_{personnes} = 72.3 \text{ KN}$

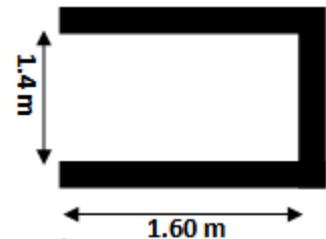


Figure II.27. Cage d'ascenseur.

II.2.3.1. Etude de la dalle d'ascenseur:

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{140}{50} \leq e \leq \frac{140}{40} \Rightarrow 2.8 \leq e \leq 3.50$$

$e \geq 11\text{cm}$ pour 2h de coue feu.

\Rightarrow Donc : $e = 15\text{ cm}$

$e \geq 14\text{cm}$ isolation phonique.

Tableau II.41.évaluation de charge et surcharge

Poids propre de la dalle et des revêtements (KN/m ²)	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN/m ²)	Poids total (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
$G_1 = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.04$ $G_1 = 4.63$	$S = 1.4 \times 1.72 = 2.24$	$G_2 = \frac{Fc}{S} = 6.73$	69.36	1

$$G_{total} = 69.73 \text{ KN/m}; Q_{total} = 1 \text{ KN/m}.$$

A. Cas d'une charge répartie

➤ A L'ELU :

❖ Calcul des sollicitations :

$$q_u = 1.35 \times G_{total} + 1.5 \times Q_{total} = 95.63 \text{ KN/ml}.$$

$\rho = 0.87 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases} \dots\dots\dots [ANNEXE II]$$

❖ Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^x = 0.0486 \times 95.63 \times 1.4^2 \Rightarrow M_0^x = 9.11 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 0.7244 \times 9.11 \Rightarrow M_0^y = 5.59 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments (compte tenue de l'encastrement) :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.74 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -2.73 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple.

Tableau II.42. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisis}$ (cm ²)	St (cm)
Travée	X-X	8.16	0.0340	0.0433	0.127	1.83	1.28	4HA8=2.01	25
	Y-Y	5	0.0209	0.0264	0.128	1.11	1.2	4HA8=2.01	25
Appuis	X-X	-2.88	0.0120	0.0151	0.129	0.64	1.28	4HA8=2.01	25
	Y-Y								

➤ **Vérification à l'ELU :**

On calcul A_{min} : on a des HA $feE400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008; e = 15cm; b = 100cm; \rho = 0.81$

$$FN \quad \begin{cases} \overline{\tau_u} = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] = 3.33MPa \\ S_t \leq \min(2e; 25cm) \Rightarrow S_t \leq 25cm . \end{cases}$$

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

Tableau II. 43 .Vérification de la section d'acier

Vu (KN)	$\tau_u(MPa)$	$\tau^{lim}(MPa)$	Observation	$\tau_{adm}(MPa)$	Observation
42.20	0.34	1.16	A_t ne sont pas nécessaires	3.33	Vérifiée

➤ **Vérification a l'ELS :**

$$q_{ser} = 70.36KN/m^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0556 \\ \mu_y = 0.8074 \end{cases} \dots\dots\dots [ANNEXE II]$$

$$\begin{cases} M_0^x = 7.67KN.m \\ M_0^y = 6.19KN.m \end{cases}$$

$$En \text{ travée: } \begin{cases} M_t^x = 6.52KN.m \\ M_t^y = 5.26 KN.m \end{cases} \quad En \text{ appuis: } M_a^x = M_a^y = -2.30KN.m$$

-Etat limite de compression du béton :

$$A_x=2.36cm^2, b=100cm, d=12.4cm$$

$$On \text{ trouve : } y = 2.63cm, I = 3985.41 cm^4$$

a) En travée :

$$\sigma_{bc}^{x-\hat{x}} = 4.30MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots Condition \text{ Vérifiée.}$

$$\sigma_{bc}^{y-\hat{y}} = 3.47MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

b) En appuis :

$$\sigma_{bc} = 1.52MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

-Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}; \frac{3}{80}\right) \\ A < \frac{2bd}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.107 > 0.042 \\ 3.14 < 6.5 \end{cases}$$

CBA (Article B 6.5.)

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

B. Cas d'une charge concentré :

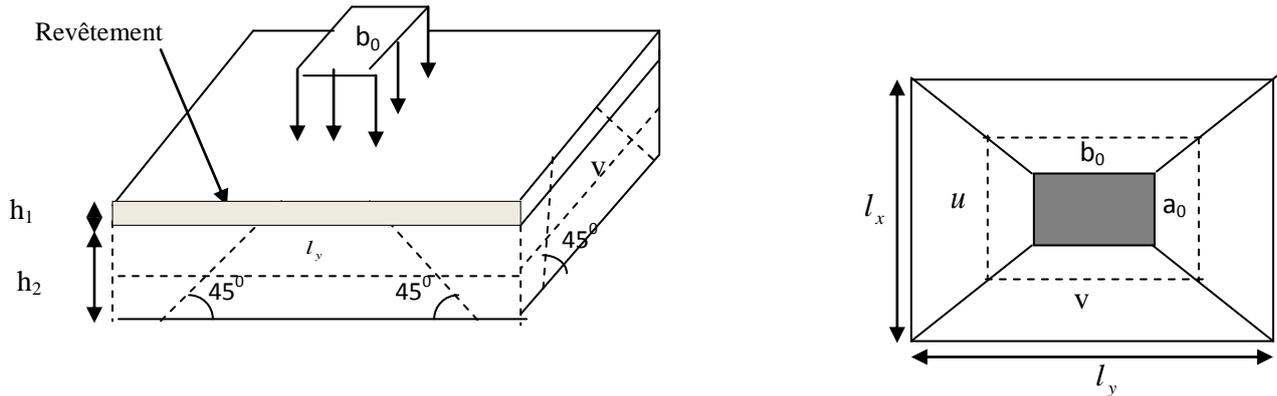


Figure II.28. Schéma représentant la surface d'impact.

On a une vitesse : $v = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 90cm \\ b_0 = 100cm \end{cases} \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$

a_0 et u sont les dimensions parallèles à L_x . h_0 est l'épaisseur de la dalle pleine
 b_0 et v sont les dimensions parallèles à L_y . h_1 est l'épaisseur du revêtement moins rigide

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(90 \times 100) \text{ cm}^2$ h_1 : Espacement du revêtement (5cm)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement $\xi = 1$

On aura donc :

$$u = 90 + 15 + (2 \times 1 \times 5) = 115 \text{ cm} \quad ; \quad v = 100 + 15 + (2 \times 1 \times 5) = 125 \text{ cm}$$

a) A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{ KN}$$

❖ calcul des sollicitations

On a selon le BAEL :

$$\begin{cases} m_{x1} = q_u \times (m_1 + v \times m_2) \\ m_{y1} = q_u \times (m_2 + v \times m_1) \end{cases} \text{ Avec : coefficient de poisson } \begin{cases} v = 0 \text{ à l'ELU} \\ v = 0.2 \text{ à l'ELU} \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \Rightarrow \frac{115}{140} = 0.821$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_x} \Rightarrow \frac{125}{160} = 0.781$$

En se référant à l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXE III]

On trouve $M_1 = 0.061$; $M_2 = 0.047$

❖ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} m_{x1} = q_u \times M_1 \\ m_{y1} = q_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 94.13 \times 0.061 = 4.41 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 94.13 \times 0.047 = 3.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.87 \begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.63 + 1.5 \times 1 = 7.75 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} m_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0486 \times 7.75 \times (1.4)^2 = 0.83 \text{ KN.m} \\ m_{y2} = \mu_y \times m_{x2} = 0.7244 \times 0.83 = 0.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.15 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m de longueur :

a) En travée: $M_x^t = 0.85 \times M_x = 4.38 \text{ KN.m}$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 2.88 \text{ KN.m}$$

b) En appuis : $M_x^a = M_y^a = -0.3 \times M_x = -1.54 \text{ KN.m}$

Tableau II.44. Calcul de ferrailage:

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	$A^t_{\text{calculée}} (\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A^a_{\text{calculée}} (\text{cm}^2 / \text{ml})$
X-X	4.38	-1.54	1.02	0.36
Y-Y	2.88	-1.54	0.75	0.36

➤ **Vérifications à l'ELU:**

On a le chargement concentré et FPN : $S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$

Tableau II.45.calcul de la section de ferrailage de la dalle :

sens	$A_{min}(cm^2/ml)$	St(cm)	A_y^t	$A_x^t/4$	$A_{adopté}(cm^2/ml)$
x-x	1.2	25	1.2 > 0.327		En travée et en appuis : $A_x^t = 4HA8 = 2.01$
y-y	1.2	25			En travée et en appuis : $A_y^t = 4HA8 = 2.01$

• **Vérification au poinçonnement :**

$$p_u \leq 0.045 \times u \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : La charge de calcul à l'état ultime

e: Epaisseur de la dalle

u_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$u_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow u_c = 2 \times (125 + 125) \Rightarrow u_c = 480cm ; p_u = 540KN$$

$$\tau_u = \frac{v_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

On a $v=u \Rightarrow \tau_u = 0.209MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa$ Vérifiée.

➤ **Calcul à l'ELS :**

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 \times v \times M_2) = 72.3 \times (0.061 + 0.2 \times 0.047) = 5.08 \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 \times v \times M_1) = 72.3 \times (0.047 + 0.2 \times 0.061) = 4.28 \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4.63 + 1 + 5.63 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0556 \times 5.63 \times (1,4)^2 = 0.613 KN.m \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.8074 \times 0.54 = 0.494KN.m \end{cases}$$

Superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.69 KN.m \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.77 KN.m \end{cases}$$

Les moments en travées et en appuis :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x = 4.84KN.m \\ M_y^t = 0.85 \times M_y = 4.05KN.m \\ M_a = -0.3 \times M_x = -1.70KN \end{cases}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

On a une fissuration peu nuisible \Rightarrow vérification de la contrainte du béton comprimé.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur, les résultats sont résumés dans le tableau

Ci-dessous :

Tableau II.46.Vérification contraintes :

Sens	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$A^t_{\text{adopté}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
x-x	4.84	-1.70	2.36	2.63	3985.41	3.19 < 15
y-y	4.05	-1.70	2.36	2.63	3985.41	3.44 < 15

a) En travée

Sens X-X' $\sigma_{bc} = 3.19 < 15$

Sens Y-Y' $\sigma_{bc} = 3.44 < 15$

Sens X-X' $\sigma_{bc} = 1.12 < 15$

❖ Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{Lx}}{20 \times M_{0x}}; \frac{3}{80}\right) \\ A < \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.107 > 0.037 \\ 3.36 < 6.2 \end{array} \right. \quad \text{CBA (Article B 6.5.)}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Donc le choix de ferrailage est : $A_{sy} = A_{sx} = A_a = \frac{4HA8}{ml}$; $St = 25\text{cm}$

• Schéma de ferrailage :

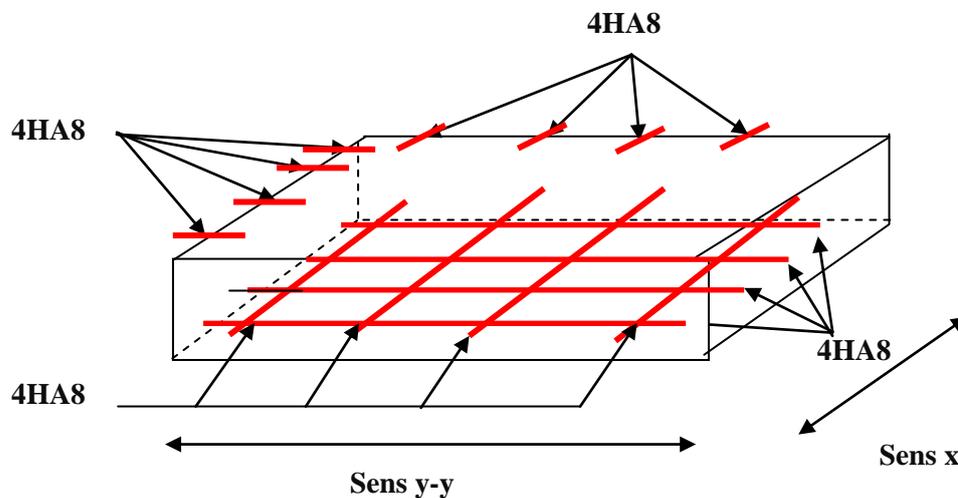


Figure II.29.Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

II.2.4. Étude de l'acrotère

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

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

Terrasse inaccessible : H=60cm

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + \frac{(0,1 \times 0,03)}{2}$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

II.2.4.1. Hypothèses de calcul

- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire.

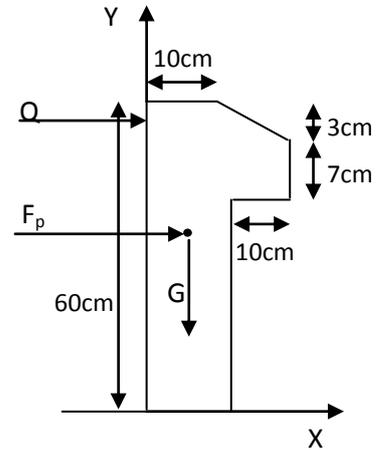


Figure II.30. Coupe transversale de l'acrotère.

II.2.4.2. Évaluation des charges et surcharges

Tableau II.47. Evaluation des charges de l'acrotère

Hauteur (cm)	Épaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN/ml)	G _{Total} (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.0685	1.713	0.36	1.713	1

❖ La force sismique :

(RPA Art 6.2.3)

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

RPA99 (article 6.2.3).

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le

RPA99 (Tableau 4.1).

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0.3 et 0.8

RPA99 (Tableau 6.1).

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 2.073 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.073 = 0.995 \text{ KN}$$

II.2.4.3. Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité

$$\begin{cases} x_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x_G = 0.062 \text{ m} \\ y_G = 0.33 \text{ m} \end{cases}$$

a) Moment engendré par les efforts normaux

$$\begin{cases} N_G = 2.073 \text{ KN/m} \\ Q = 1 \text{ KN/ml} \\ F_P = 0.995 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_G = 0 \\ M_Q = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_P} = F_P \times y_c = 0.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement

Tableau II.48. Différents combinaisons a utilisé :

	RPA 99	E L U	E L S
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.073	2.8	2.073
M (KN.m)	0.93	0.90	0.6

II.2.4.4. Calcul de l'excentricité

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.93}{2.073} = 0.448 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de

Compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$
Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul. $e = e_0 + e_a + e_2$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250)$; L : portée de l'élément = 60 cm

$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 60/250) = 2 \text{ cm}$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \quad (\text{BAEL91/99 Artc A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

L_f : Longueur de flambement ; $L_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2m$.

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times 2}{10^4 \times 0.1} = 0.0086m$$

D'où : $e = 0.448 + 0.02 + 0.0086 = 0.476m$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 2.8 \text{ KN}$.

$M_u = N_u \times e = 2.8 \times 0.476 = 1.33 \text{ KN.m}$

II.2.4.5. Ferrailage

a) ELU

$h = 10 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

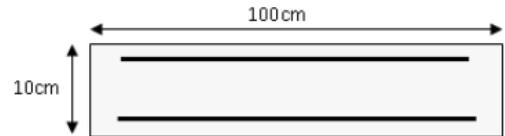


Figure II.31. Section a ferrailé

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple

sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.33 + 2.8 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.414 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.414 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0155 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.0196$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.0794$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.414 \times 10^{-3}}{0.0794 \times 348} = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.51 \times 10^{-4} - \frac{2.8 \times 10^{-3}}{348} = 0.429 \text{ cm}^2$$

II.2.4.6. Vérification aux états limites

❖ Vérifications à l'ELU

a) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_r = 4 \text{ Ø6 (1,13 cm}^2/\text{ml)}.$$

c) Espacement

$$\text{-Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33,3 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{on adopte } S_t = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{-Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{60}{3} = 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{on adopte } S_t = 20 \text{ cm.}$$

d) Vérification au cisaillement

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

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

$$V_u = F_p + Q = 0,995 + 1 = 1,995 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,995 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,025 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

e) Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} \quad ; \quad \sum \mu_i: \text{ la somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,043 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,995 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,08 \times 0,10043} = 0,2758 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{pas de risque par rapport à l'adhérence}$$

❖ Vérifications à l'ELS

$$d = 0,08 \text{ m} ; N_{\text{ser}} = 2,073 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = 0,6 \text{ KN.m} ; \eta = 1,6 \text{ pour les HR}$$

a) Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = N_{\text{ser}} \times \frac{y^{\text{ser}}}{\mu_t} ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{\text{ser}} \times \frac{(d - y^{\text{ser}})}{\mu_t} ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_t}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow e_1 = \left(\frac{0.6}{2.073}\right) + \left(0.08 - \frac{0.10}{2}\right) \Rightarrow e_1 = 0.32 \text{ m}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\Rightarrow c = 0.08 - 0.32 \Rightarrow c = -0.24 \text{ m}$.

$$c = -0.24 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$\begin{cases} p = -3C^2 + (d - C) \times \frac{90 \times A_s}{b} \\ q = -2C^3 + (d - C)^2 \times \frac{90 \times A_s}{b} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P = -3 \times (-0,24)^2 + (0,08 + 0,24) \times \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} = -0,167 \text{ m}^2 \\ Q = -2 \times (-0,24)^3 - (0,08 + 0,24)^2 \times \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} = 0,0295 \text{ m}^3 \end{cases}$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.478 \Rightarrow y_{ser} = 0.238 \text{ m}$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0288 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.073 \times 10^{-3}}{0.0288} \times 0.238 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.017 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{adm}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

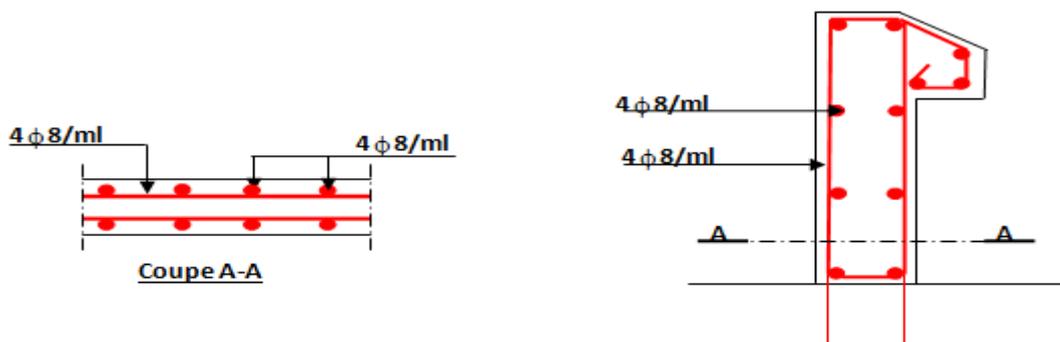


Figure II.32. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

II.2.5. Calcul des chaînages

C'est une ceinture en béton armé intégrée à l'ensemble des murs d'une construction pour les rendre solidaires à celle-ci.

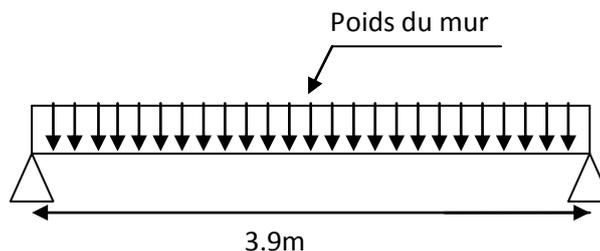


Figure II.33. Schéma statique de la poutre de chaînage

❖ Dimensionnement

On a : $L_{max} = 3.9 \text{ m}$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} = 26 \leq h_t \leq 39$$

RPA (Art 9.3.3)

Soit : $h_t = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

✓ Vérification

$h_t \geq 15 \text{ cm}$ *Condition vérifiée.*

$b \geq \frac{2h}{3} = 20 \text{ cm}$ *Condition vérifiée.*

a) les sollicitations

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids propre du mur.

- Poids propre : $G_p = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/m}^2$.
- Poids du mur : $G_M = 2.85 \times (2.97 - 0.30) = 7.61 \text{ KN/m}^2$.

Donc : $G = 9.86 \text{ KN/m}^2$.

$P_u = 1.35 \times G = 13.31 \text{ KN/m}$; $P_s = G = 9.86 \text{ KN/m}$

✓ Calcul à l'E.L.U

$M_0 = P_u \frac{L_{max}^2}{8} \Rightarrow M_0 = 25.31 \text{ KN.m}$

$M_t = 0.75 M_0 \Rightarrow M_t = 18.98 \text{ KN.m}$

$M_a = -0.5 M_0 \Rightarrow M_a = -12.65 \text{ KN.m}$

b) Ferrailage de la poutre de chaînage en flexion simple

$b = 30 \text{ cm}$ $h = 30 \text{ cm}$ $d = 27 \text{ cm}$ $f_{C28} = 25 \text{ Mpa}$ $f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$ $f_{st} = 400 \text{ Mpa}$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau II.49. Calcul des armatures principales

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	18.98	0.061	0.079	0.261	2.08	3HA10=2.36
Appui	12.65	0.041	0.052	0.264	1.37	3HA8=1.51

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.98 \text{ cm}^2 .$$

$A > A_{min}$ *condition vérifiée.*

✓ **Vérifications à l'ELU**

➤ **à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} ; \text{ Avec : } V_u = \frac{P_u \times l}{2} = 24.95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{24.95 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.31 < \bar{\tau} < \min \left(\frac{0.2 f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (F.P.N)} \dots \dots \dots \textit{condition vérifiée.}$$

✓ **calcul des armatures transversales :**

on fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et 10 cm en appuis

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{f_e} < 0 \end{cases}$$

Soit un cadre de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2 > 0.45 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications à l'ELS**

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.50. Tableau de vérification des contraintes

Position	Ms (KN.M)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	observation
En travée	14.06	6.89	15297.44	$6.33 < 15$	<i>Vérifiée</i>
En appuis	9.37	6.89	15297.44	$4.22 < 15$	<i>Vérifiée</i>

✓ **Evaluation de la flèche**

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ l < 8 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.0769 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \textit{Vérifiée} \\ 0.0029 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \textit{Vérifiée} \\ 3.9 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \textit{Vérifiée} \end{cases}$$

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

c) Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

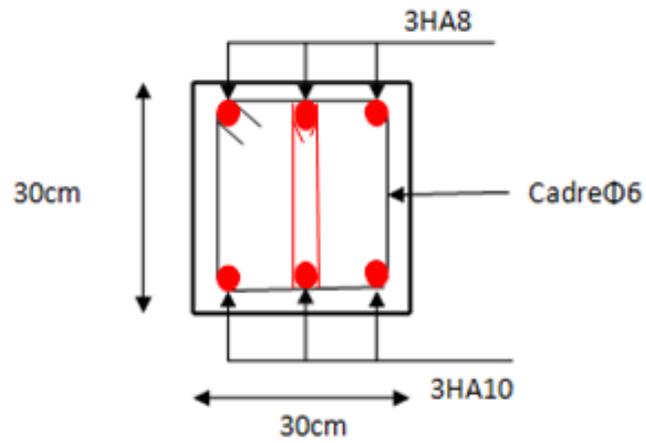
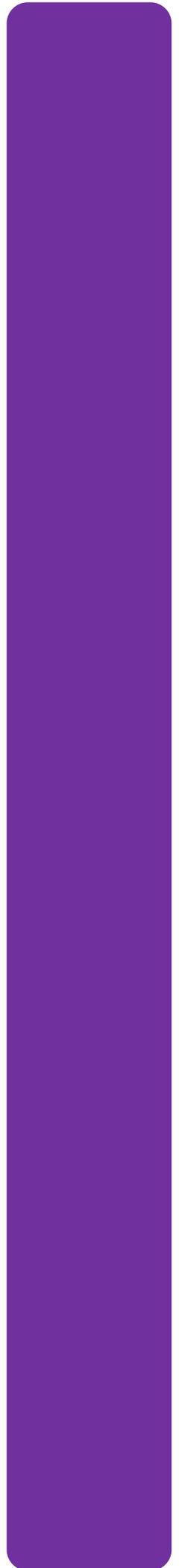


Figure II.34. Ferrailage de la Poutre de chaînage

Chapitre III : Etude sismique de l'ouvrage



III.1. Introduction

Face au risque des secousses sismiques, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines.

III.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

III.3. Modélisation :

Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan et en élévation. Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose. Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis qui est l'ETABS.

III.4. 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 principales méthodes.

III.5.1. Méthode statique équivalente

L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA99/2003 (régularité en plan, régularité en élévation...etc.)

La hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable **(RPA99/2003 Art 4.1.2)**.

III.5.2. Méthode dynamique qui regroupe :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans le cas de notre bâtiment étudié est irrégulier en plan et en élévation, nous utiliserons la Méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. En utilisant le logiciel de calcul des structures **(ETABS V16.2.0)**.

III.6. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale 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 réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA99/2003 prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$.

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen;
- W : Poids total de la structure;
- R : Coefficient de comportement de la structure;
- Q : Facteur de qualité;

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

$$\checkmark \begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$$

✓ Dans le cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

$$\checkmark Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

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 III.1. Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités	
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non vérifié	0.05	0.05
2	Redondance en plan	Non vérifié	0.05	0.05
3	Régularité en plan	Non vérifié	0.05	0.05
4	Régularité en élévation	Non vérifié	0.05	0.05
5	Contrôle de qualité des matériaux	vérifié	0	0
6	Contrôles d'exécution	vérifié	0	0

Remarque

Les pénalités selon le sens x-x sont les mêmes selon le sens y-y :

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1.2 \\ Q_y = 1.2 \end{cases}$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99/2003) $\Rightarrow \beta = 0.2$ Pour l'usage d'habitation

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T}\right]^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{0,3}\right]^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

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 :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5 \% \quad \Rightarrow \quad \text{D'où } \eta = 0.816$$

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)

✓ **Calcul de la période fondamentale de la structure**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T h^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H = 39.05m$: Hauteur totale du bâtiment sans acrotère.

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (Tableau 4.6 du RPA99/2003)

$$T = 0.05 \times 39.05^{3/4} = 0.781s$$

L : Dimension maximale du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 25.15 \text{ m} \\ L_y = 20.70 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Donc, } \begin{cases} T_x = \min(0.781; 0.70) \\ T_y = \min(0.781; 0.77) \end{cases} \quad \text{Donc, } \begin{cases} T_x = 0.70 \text{ s} \\ T_y = 0.77 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T}\right]^{\frac{2}{3}} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} D_x = 1.40 \\ D_y = 1.32 \end{cases}$$

✓ **La force sismique totale à la base de la structure est :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99/2003 (Art4.2.3)}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{0.15 \times 1.40 \times 1.2}{5} \times 54442,3075 \\ V_y = \frac{0.15 \times 1.32 \times 1.2}{5} \times 54442,3075 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} V_x = 2743.89 \text{ KN} \\ V_y = 2587.09 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Spectre de réponse de calcul**

Pour la méthode dynamique modale spectrale, les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\sigma_{S_d} \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(art4.13)}$$

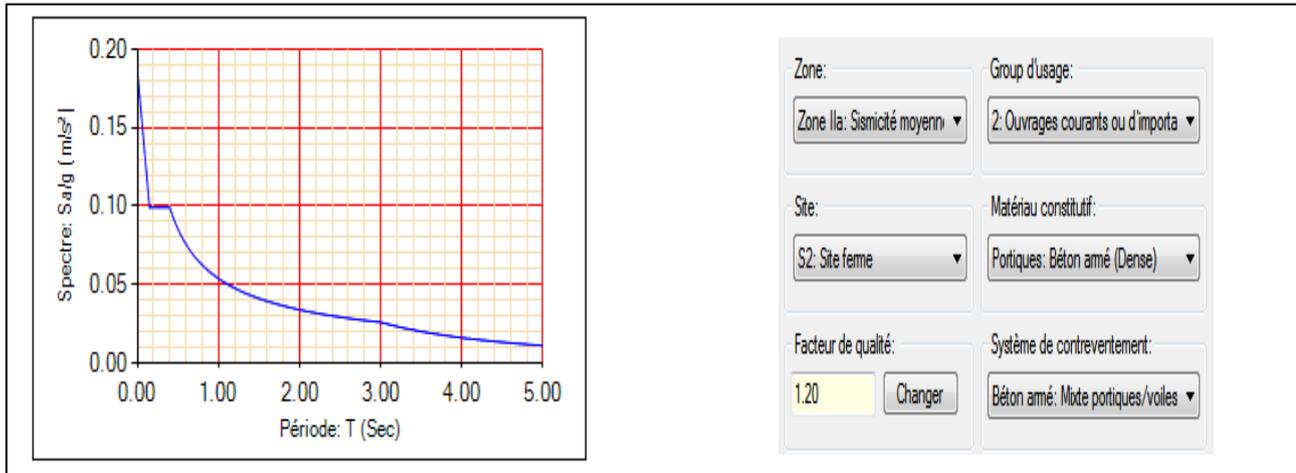


Figure III.1. Spectre de réponse

III.7. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS V 16.2.0

III.7.1. Disposition des voiles de contreventement

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion, plusieurs autres dispositions ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte, satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction) et les contraintes architecturales de la structure.

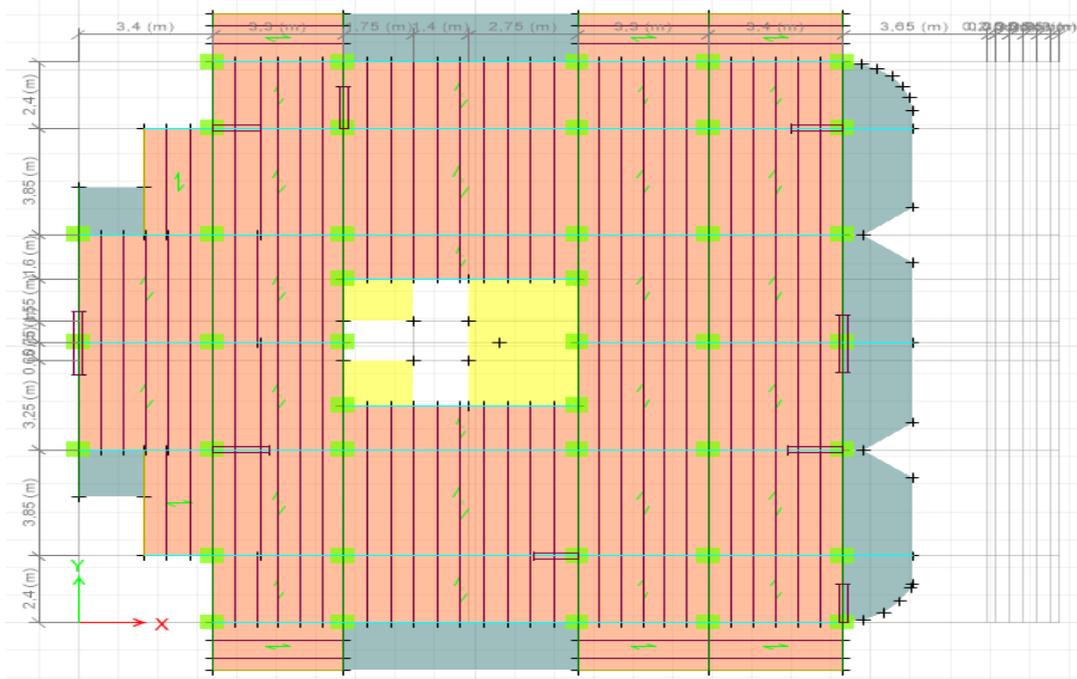


Figure III.2. Plan de disposition des voiles (3^{ème} étage).

III.7.2. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau III.2. Périodes et taux de participation

Mode	Période	% de la masse Modale		% cumulé de la masse modale	
	Sec	Ux	Uy	Sum Ux	Sum Uy
1	0,795	0,0114	0,725	0,0114	0,725
2	0,772	0,7445	0,0109	0,7559	0,7359
3	0,726	0,0001	0,0056	0,756	0,7415
4	0,261	0,0122	0,1202	0,7682	0,8617
5	0,258	0,1167	0,0127	0,8849	0,8744
6	0,24	0,000003574	0,0037	0,8849	0,8781
7	0,144	0,0437	0,0016	0,9287	0,8797
8	0,142	0,0015	0,048	0,9302	0,9277
9	0,132	0,00002163	0,0006	0,9302	0,9283
10	0,099	0,0231	0,0003	0,9533	0,9286
11	0,096	0,0003	0,024	0,9536	0,9526
12	0,088	0,000009496	0,0007	0,9536	0,9533

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe x atteint les 90% au bout du 7^{ième} mode, et au 8^{ième} mode pour le sens y.

III.7.2.1. Les modes de vibrations :

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

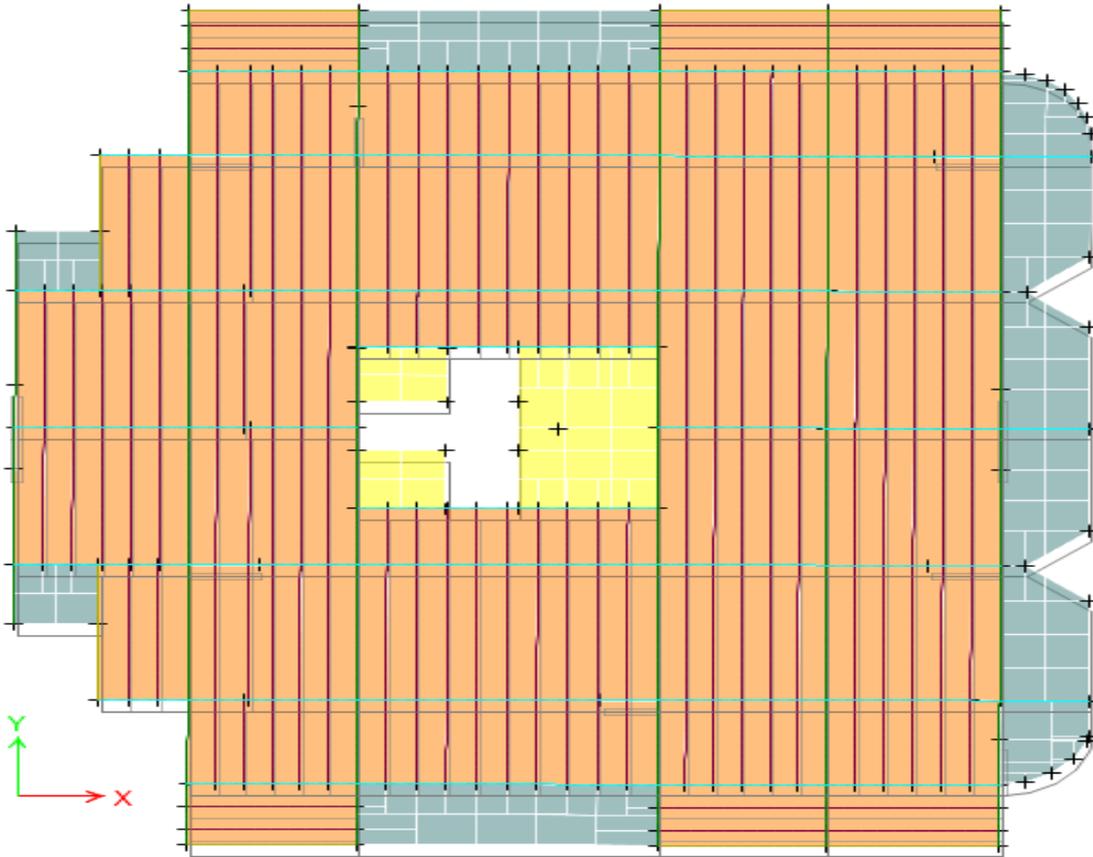


Figure III.3. Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y)

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

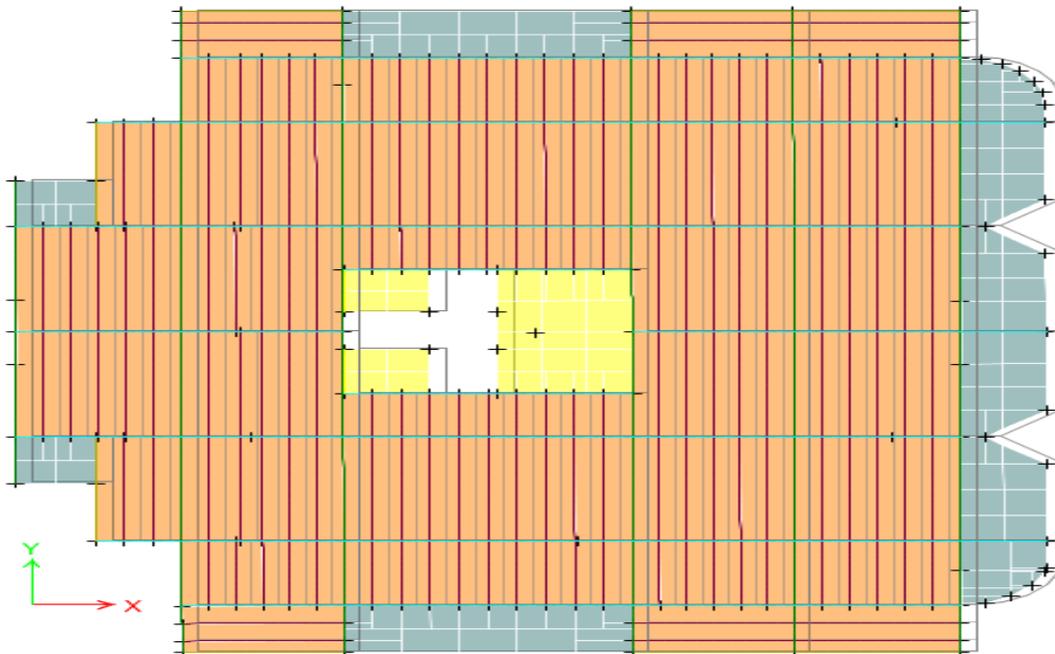


Figure III.4. Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X)

- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

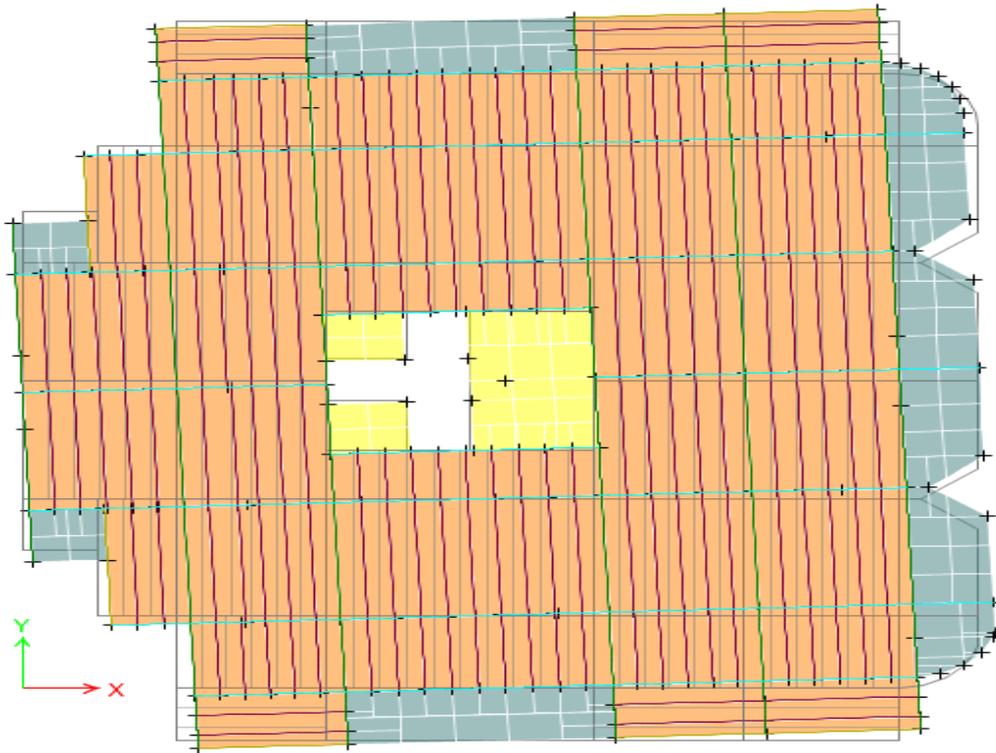


Figure III.5. Mode 3 (rotation suivant l'axe Z-Z)

III.8. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article (4.3.6) du RPA99/2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Tableau III.3. Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	0.8Vstatique(KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	2195.112	3561,7956	<i>vérifiée</i>
Sens yy	2069.67	3429,1372	<i>vérifiée</i>

III.9. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

III.9.1. Justification de l'interaction voiles-portiques

➤ **Sous charges verticales**

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

✓ Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.4. Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charges reprises en (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Entre sol	-52629.2926	-9209.1035	85.1077905	14.8922095

D'après le tableau ci-dessus nous constatons l'interaction sous charges verticales est vérifiée a la base

➤ **Sous-charges horizontales :**

Le **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- ✓ 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 III.5. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
Comble	449.1853	1238.82	69.1291	30.8708	120.5869	43.6982	26.5990	73.4009
10	567.3906	476.862	72.8104	27.1895	224.0641	60.9534	21.3858	78.6141
9	465.8787	622.621	46.3591	53.6408	272.6554	284.4562	51.0591	48.9408
8	444.5694	460.221	59.3225	40.6774	369.4829	206.8002	35.8851	64.1148
7	374.6883	534.787	43.2487	56.7512	375.09	394.7912	51.2794	48.7205
6	362.2964	383.681	52.8601	47.1398	428.2363	274.4226	39.0548	60.9451
5	318.2952	468.743	40.4421	59.7887	417.8052	450.5025	51.8828	48.1718
4	338.1668	301.572	48.5666	51.4333	465.4073	339.6959	42.1928	57.8071
3	297.2172	390.009	41.1982	58.8017	479.625	502.9503	51.1869	48.8130
2	306.2131	209.970	49.1350	50.8649	546.9727	414.3031	43.0992	56.9007
1	227.5993	263.348	42.8000	57.1999	568.1549	609.7989	51.7676	48.2323
RDC	200.2291	74.7713	54.3346	45.6653	631.0583	435.0609	40.8079	59.1920
Entre sol	118.2754	52.8181	26.6102	73.3897	506.6338	1430.623	73.8478	26.1521

D'après le tableau ci-dessus nous constatons l'interaction sous charges horizontales est vérifiée par rapport aux exigences de RPA99/2003.

III.9.2. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante : $v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$

RPA99 (Article 7.4.3.1).

Tableau III.6. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	N _d (KN)	Type de poteaux	B _c (m ²)	v
Entre sol et RDC	2592.7678	65×60	0.39	0.26
1 et 2	1720.4766	60×55	0.33	0.21
3 et 4	1259.0916	55×50	0.275	0.18
5 et 6	872.7896	50×45	0.225	0.16
7 et 8	571.9829	45×40	0.18	0.13
9 et 10	353.4739	40×35	0.14	0.10
11 et 12	159.8987	35×30	0.105	0.06

D'après le tableau ci-dessus nous constatons l'effort normal réduit est vérifié, donc pas de rupture fragile au niveau des poteaux.

III.9.3. Vérification des déplacements

Selon le **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 de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Avec :} \quad \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/2003 (Art4.43)**

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.7. Vérification des déplacements

étage	h_k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
Entre sol	4.08	0.00142	0.007105	0	0.00710	0.00174	0.0013	0.0068	0	0.0068	0.00167
RDC	2.97	0.0032	0.016	0.007105	0.00889	0.00299	0.0030	0.0151	0.0068	0.0083	0.00281
1	2.97	0.00514	0.025735	0.016	0.00973	0.00327	0.0049	0.0246	0.0151	0.0094	0.00318
2	2.97	0.00713	0.03566	0.025735	0.00992	0.00334	0.0069	0.0345	0.0246	0.0098	0.00331
3	2.97	0.00913	0.04566	0.03566	0.01	0.00336	0.0089	0.0446	0.0345	0.0101	0.00340
4	2.97	0.01107	0.055355	0.04566	0.0096	0.00326	0.0109	0.0545	0.0446	0.0099	0.00334
5	2.97	0.01295	0.064785	0.055355	0.0094	0.00317	0.0128	0.0643	0.0545	0.0097	0.00328
6	2.97	0.01471	0.073585	0.064785	0.0088	0.00296	0.0147	0.0735	0.0643	0.0092	0.00310
7	2.97	0.01636	0.081835	0.073585	0.00825	0.00277	0.0164	0.0822	0.0735	0.0087	0.00293
8	2.97	0.01782	0.0891	0.081835	0.0072	0.0024	0.0180	0.0900	0.0822	0.0078	0.00264
9	2.97	0.019	0.095	0.08913	0.00587	0.00197	0.0194	0.0971	0.0900	0.0070	0.00237
10	2.97	0.0191	0.095	0.095	5E-06	1.68E-6	0.0206	0.1030	0.0971	0.0059	0.00199
Comble	2.97	0.0209	0.1049	0.095005	0.0099	0.00336	0.0216	0.1081	0.1030	0.0051	0.00171

D'après le tableau ci-dessus, on constate que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

III.9.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi}) \quad ; \quad I=K$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_K : Hauteur de l'étage "k".

Si $0,1 \leq \theta_K \leq 0,2$, les effets [P-Δ] peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$.

Si $\theta_K > 0,2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau.III.8.Vérification a L'effet [P- Δ] :

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta k / h_k$	V_k (KN)	θ	$\Delta k / h_k$	V_k (KN)	θ
Entre sol	408	54088.8654	0.00174	3403.9989	0.02764	0.00167	3553.4236	0.025420
RDC	297	48583.6125	0.00299	3340.1294	0.04349	0.00281	3486.0563	0.039161
1	297	43943.5923	0.00327	3232.5179	0.04445	0.00318	3371.222	0.041451
2	297	39490.682	0.00334	3087.2556	0.04272	0.00331	3214.9641	0.040658
3	297	35037.4922	0.00336	2911.647	0.04043	0.00340	3025.6804	0.039372
4	297	30755.8199	0.00326	2705.6685	0.03705	0.00334	2804.886	0.036623
5	297	26474.1476	0.00317	2472.9365	0.03393	0.00328	2557.1108	0.033958
6	297	22348.4002	0.00296	2216.8712	0.02983	0.00310	2285.2101	0.030316
7	297	18222.6529	0.00277	1933.7776	0.02610	0.00293	1984.2062	0.026908
8	297	14237.2381	0.0024	1613.9955	0.02117	0.00264	1645.0755	0.022847
9	297	10207.1483	0.00197	1251.2542	0.01607	0.00237	1262.775	0.019156
10	297	6294.8146	1.68E-6	845.2529	1.2E-05	0.00199	838.2453	0.014943
Comble	297	2936.0188	0.00336	443.9027	0.02222	0.00171	429.2822	0.011695

On remarque que la condition $\theta \leq 0.10$ est satisfaite, donc l'effet [P- Δ] n'a pas d'influence sur la structure D'où les effets du 2^o ordre peuvent être négligés.

III.10. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Tableau III.9. Dimensions finales des éléments structuraux

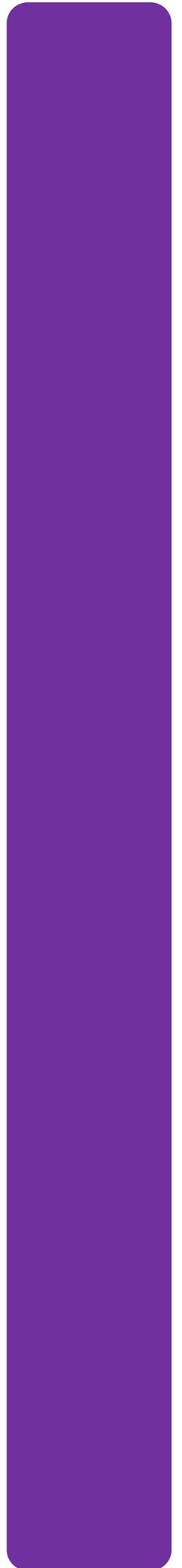
Niveaux	Sous-sol et RDC	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	9 et 10	11 et 12
Poteaux (cm ²)	65×60	60×55	55×50	50×45	45×40	40×35	35×30
P.P (cm ²)	45×30						
P.S (cm ²)	35×30						

Tableau III.10. Dimensions finales des voiles

Localisation	V_{x1} et V_{x5}	V_{x2} , V_{x3} et V_{x4}	V_{y1}	V_{y2} , V_{y3} et V_{y6}	V_{y4} et V_{y5}
Section (m ²)	0.2×1.2	0.2×1.4	0.2×1.4	0.2×1.3	0.2×1.2

Chapitre IV :

Ferraillage des éléments de contreventement et dispositions constructives



IV.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.

➤ Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;

- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

Remarque : les sollicitations prise avec le logiciel ETABS sont pris avec leurs signes

Donc le signe (-) signifie la compression

Le signe (+) signifie la traction

IV.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 la RPA99/2003 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,35G + 1,5Q & ELU \\ G + Q & ELS \\ G + Q \pm E & Accidentelles \\ 0,8G \pm E & \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux données par les sollicitations suivantes :

$$\begin{array}{ll} N^{max} & \rightarrow M^{correspondant} \\ M^{max} & \rightarrow N^{correspondant} \\ N^{min} & \rightarrow M^{correspondant} \end{array}$$

IV.2.1. Recommandations

➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- ✓ $A_{min} = 0,8 \% \times b_1 \times h_1$
- ✓ $A_{max} = 4 \%$ de la section de béton (en zone courante).
- ✓ $A_{max} = 6 \%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- ✓ $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$ (diamètre minimale utilisé pour les barres longitudinales).
- ✓ La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) et de 40ϕ .
- ✓ La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).
- ✓ La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (IV.1).

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

b_1 et h_1 : la section du poteau considéré.

h_e : hauteur d'étage.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

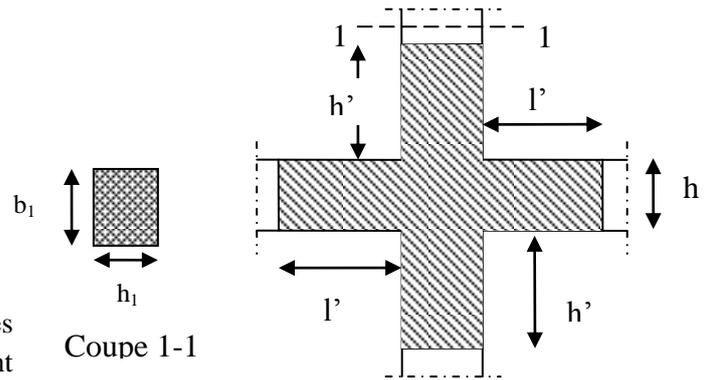


Figure IV.1 : zone nodale

Tableau IV.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
E-sol et RDC	60 × 65	31.2	156	234
1 et 2	55 × 60	26.4	132	198
3 et 4	50 × 55	22	110	165
5 et 6	45 × 50	18	90	135
7 et 8	40 × 45	14.4	72	108
9 et 10	35 × 40	11.2	56	84
11 et 12	30 × 35	8.4	42	63

➤ **Armatures transversales**

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e} \quad \text{Avec :} \quad \rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} ; \quad \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

- ✓ V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ✓ ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

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 nodale** : $t \leq \min(10\phi_t^{min}; 15 \text{ cm})$... zone IIa
- ✓ **En zone courante** : $t \leq 15\phi_t^{min}$... zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t^{min}$.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

IV.2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel **ETABS V16.2.0**,

IV.2.3. Calcul du ferraillage

❖ Ferraillage longitudinal

Hypothèses de calcul

- ✓ Fissuration peu nuisible. $e \geq 2\text{cm}$ on prend ($e = 3\text{ cm}$) ;
- ✓ Calcul en flexion composée ;
- ✓ Calcul suivant BAEL 91/99.

Les sollicitations et le ferraillage des poteaux sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Sollicitation et ferraillage dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	Comb	Type de section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres
E-sol et RDC	65 × 60	N ^{max} → M ^{corr}	-2592.76	-134.34	212.24	ELA	SEC	0	31.2	16HA16 32.17
		N ^{min} → M ^{corr}	513.9729			ELA	SET	8.19 4.69		
		M ^{max} → N ^{corr}	-1518.02	-154.36		ELA	SEC	0		
1e ^t 2	55 × 60	N ^{max} → M ^{corr}	-1788.05	33.752	-214,61	ELU	SEC	0	26.4	14HA16 28.16
		N ^{min} → M ^{corr}	36.1411	10.981		ELA	SPC	0.96		
		M ^{max} → N ^{corr}	-693.926	112.22		ELA	SEC	0		
3e ^t 4	50 × 55	N ^{max} → M ^{corr}	-1372.91	28.006	-214,36	ELU	SEC	0	22	16HA14 24.63
		N ^{min} → M ^{corr}	-39.7052	47.465		ELA	SPC	1.79		
		M ^{max} → N ^{corr}	-635.355	-104.75		ELA	SEC	0		
5e ^t 6	45 × 50	N ^{max} → M ^{corr}	-1024.65	23.845	-189,03	ELU	SEC	0	18	16HA14 24.63
		N ^{min} → M ^{corr}	-44.0438	48.485		ELA	SPC	2.05		
		M ^{max} → N ^{corr}	-92.0093	-480.50		ELA	SPC	29.7 4		
7e ^t 8	40 × 45	N ^{max} → M ^{corr}	-723.484	19.961	-152,48	ELU	SEC	0	14.4	12HA14 18.47
		N ^{min} → M ^{corr}	24.72 38	33.761		ELA	SPC	2.36		
		M ^{max} → N ^{corr}	-323.770	-74.828		ELA	SPC	0.62		
9 et 10	35 × 40	N ^{max} → M ^{corr}	-449.992	16.467	-107,31	ELU	SEC	0	11.2	12HA14 18.47
		N ^{min} → M ^{corr}	37,8356	6.1012		ELA	SET	0.02 0.92		
		M ^{max} → N ^{corr}	-55.4708	-156.39		ELA	SPC	11.1		
11 et 12	30 × 35	N ^{max} → M ^{corr}	-193.061	-2.4056	-51,690	ELU	SEC	0	8.4	4HA14 +4HA12 10.68
		N ^{min} → M ^{corr}	11.2512	15.180		ELA	SPC	1.35		
		M ^{max} → N ^{corr}	-102.686	-45.810		ELA	SPC	2.47		

Exemple de calcul :

Le calcul de ferraillage se fera pour un seul poteau de l'étage 3 (50 × 55) cm² comme exemple de calcul

Données :

Soit : $N^{min} = 39.7052\text{KN}$; $M^{corr} = 47.465\text{ KN.m}$

$b = 50\text{ cm}$; $h = 55\text{ cm}$; $d = 52\text{ cm}$;

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 1.19 > \frac{h}{2} = 0.275$$

⇒ le centre de pressions est à l'extérieur de la section et N est un effort de compression

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 57.19 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{57.19 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.52^2 \times 18.48} = 0.0228$$

$$\mu_{bu} = 0.0228 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa situation accidentelle}$$

$$\mu_{bu} = 0.0228 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0288$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.514 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z f_{st}} = \frac{57.19 \times 10^{-3}}{400 \times 0.514} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 2.78 - \frac{39.7052 \times 10^{-3}}{400} = 1.79 \text{ cm}^2$$

soit $A_s = 1.79 \text{ cm}^2$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 52 \times \frac{2,1}{400} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Vue la grande valeur de l'effort tranchant du poteau C47 de l'étage 3 jusqu'à l'étage 8, obtenue durant la modélisation, on a opté à augmenter les dimensions de ce poteau à fin d'éviter le cisaillement du poteau.

Les sollicitations et le ferraillage du poteau C47 sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Sollicitation et ferraillage du poteau C47

Niveau	Section (cm ²)	sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	Comb	Type de section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres
3et 4	55 × 60	N ^{max} → M ^{corr}	-1450.94	-15.662	264.91	ELU	SEC	0	26.4	14HA16 =28.16
		N ^{min} → M ^{corr}	-406.836	68.641		ELA	SEC	0		
		M ^{max} → N ^{corr}	-1181.98	99.281		ELA	SEC	0		
5et 6	50 × 55	N ^{max} → M ^{corr}	-1152.84	-17.634	239.39	ELU	SEC	0	22	16HA14 =24.63
		N ^{min} → M ^{corr}	-334.250	55.080		ELA	SEC	0		
		M ^{max} → N ^{corr}	-1029.58	-91.645		ELA	SEC	0		
7et 8	45 × 50	N ^{max} → M ^{corr}	-832.386	-17.935	196.55	ELU	SEC	0	18	16HA14 =24.63
		N ^{min} → M ^{corr}	-242.399	36.717		ELA	SEC	0		
		M ^{max} → N ^{corr}	-721.655	-77.118		ELA	SEC	0		

Ferraillage transversal :

Le tableau ci-dessous résume les résultats de ferraillage transversal des poteaux de différents niveaux :

Tableau IV.4. Vérification du ferraillage transversal

Niveaux	E.Sol	RDC	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8	Etage 9 et 10	Etage 11 et 12
Sections	60 × 65	60 × 65	55 × 60	50 × 55	45 × 50	40 × 45	35 × 40	30 × 35
ϕ_l^{min} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4	1.2
l_f (cm)	285,6	207.9	207.9	207.9	207.9	207.9	207.9	207.9
λ_g	4.39	3.198	3.465	3.78	4.158	4.62	5.1975	5.94
V (KN)	212.24	212.24	-214.61	-214.36	-189.03	-152.48	-107.31	-51.690
$t_{zone\ nodal}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}$ (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5
A_t (cm ²)	4.59	4.59	5.03	5.48	5.31	4.76	2.51	1.38
A_t^{min} (cm ²)	4.5	4.5	4.125	3.75	3.37	3	2.62	2.25
A_t^{adop} (cm ²)	8HA10	8HA10	6HA12	8HA10	8HA10	6HA12	6HA12	6HA10
Poteau C47								
Niveaux	Etages 3 et 4		Etages 5 et 6		Etages 7 et 8			
Sections	55 × 60		50 × 55		45 × 50			
ϕ_l^{min} (cm)	1.6		1.4		1.4			
l_f (cm)	207.9		207.9		207.9			
λ_g	3.465		3.78		4.158			
V (KN)	264.91		239.39		196.55			
$t_{zone\ nodal}$ (cm)	10		10		10			
$t_{zone\ courante}$ (cm)	15		15		15			
ρ_a	3.75		3.75		3.75			
A_t (cm ²)	6.2		6.12		5.53			
A_t^{min} (cm ²)	5.03		5.48		5.31			
A_t^{adop} (cm ²)	6HA12		8HA10		8HA10			

D’après le Code De Béton Armé (CBA93. Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

IV.2.4. Vérifications nécessaires

❖ **Vérification au flambement**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 (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 :

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{1.1N_u}{\alpha} \times \frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{(0,9 \times \gamma_b)} + \frac{f_e}{(100 \times \gamma_s)}\right)}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: 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 2 (7.3.1.b). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification au flambement des différents poteaux

Niveau	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	l_f (cm)	λ	α	$B_r \geq B_r^{cal}$		observation
						B_r	B_r^{cal}	
E. Sol	2592.76	2852.036	285,6	16.46	0.814	0.3654	0.1592	Vérifiée
RDC	2592.76	2852.036	207.9	11.98	0.830	0.3654	0.1562	Vérifiée
1 et 2	1788.05	1966.855	207.9	13.07	0.827	0.3074	0.108	Vérifiée
3 et 4	1372.91	1510.201	207.9	14.38	0.822	0.2544	0.0835	Vérifiée
5 et 6	1024.65	1127.115	207.9	15.98	0.816	0.2064	0.0627	Vérifiée
7 et 8	723.484	795.8324	207.9	17.98	0.807	0.1634	0.0448	Vérifiée
9 et 10	449.992	494.9912	207.9	20.55	0.795	0.1254	0.0283	Vérifiée
11 et 12	193.061	212.3671	207.9	23.97	0.777	0.0924	0.0124	Vérifiée
Poteau C 47								
3 et 4	1450.94	1596.034	207.9	13.078	0.826	0.307	0.0877	Vérifiée
5 et 6	1152.84	1268.124	207.9	14.386	0.822	0.254	0.0701	Vérifiée
7 et 8	832.386	915.6246	207.9	15.98	0.815	0.206	0.0510	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc Il n'y a pas de risque de flambement.

❖ **Vérification des contraintes**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression de béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau

$$\sigma_{bc 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec : $S = b \times h + 15(A + A')$ section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{Et} \quad V' = h - V$$

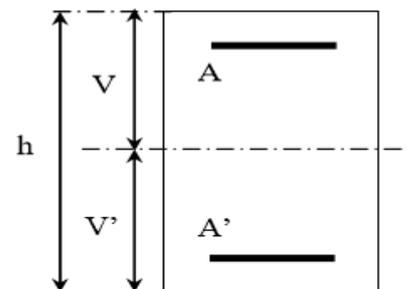


Figure IV.2. . Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après

Tableau IV.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	E.sol et RDC	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8	9 et 10	11et12	3 et 4 P.C47	5 et 6 P.C47	7 et 8 P.C47
sections	60×65	55×60	50×55	45×50	40×45	35×40	35×30	55×60	50×55	45×50
d (cm)	62	57	52	47	42	37	32	57	52	47
A (cm ²)	32.17	28.16	24.63	24.63	18.47	18.47	10.68	28.16	24.63	24.63
V (cm)	32.5	30	27.5	25	22.5	20	17.5	30	27.5	25
V' (cm)	3.25	30	27.5	25	22.5	20	17.5	30	27.5	25
I _{yy'} (m ⁴)	0.0179	0.0129	0.0091	0.0064	0.0040	0.0026	0.0014	0.0129	0.0091	0.0064

$N_{ser}(KN)$	-1559	-1301	-999.4	-745.8	-526.6	-327.6	-140.7	-1056	-839.2	-605.9
$M_{ser}(KN.m)$	4.3258	24.368	20.235	17.227	14.421	11.918	-1.731	-11.35	-12.78	-13.00
$\sigma_{bc1}(MPa)$	3.6356	4.0582	3.8119	3.5122	3.3284	2.8470	1.377	3.0992	3.074	2.8149
$\sigma_{bc2}(MPa)$	3.4788	2.9318	2.5956	2.1820	1.7421	1.0598	0.9475	2.574	2.306	1.8111
$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée									

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement**

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 :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveaux	sections	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Entre sol	60 × 65	285,6	4.39	0.04	62	212.24	0.5705	1	Vérifiée
RDC	60 × 65	207.9	3.198	0.04	62	212.24	0.5705	1	Vérifiée
1 et 2	55 × 60	207.9	3.465	0.04	57	214.61	0.684	1	Vérifiée
3 et 4	50 × 55	207.9	3.78	0.04	52	214.36	0.8244	1	Vérifiée
5 et 6	45 × 50	207.9	4.158	0.04	47	189.03	0.8937	1	Vérifiée
7 et 8	40 × 45	207.9	4.62	0.04	42	152.48	0.907	1	Vérifiée
9 et 10	35 × 40	207.9	5.1975	0.075	37	107.31	0.828	1.875	Vérifiée
11 et 12	30 × 35	207.9	5.94	0.075	32	51.69	0.53	1.875	Vérifiée
Poteau C 47									
3 et 4	55 × 60	207.9	3.465	0.04	57	264.91	0.84500797	1	Vérifiée
5 et 6	50 × 55	207.9	3.78	0.04	52	239.39	0.92073077	1	Vérifiée
7 et 8	45 × 50	207.9	4.158	0.04	47	196.55	0.92931442	1	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).

❖ **Dispositions constructives**

- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- ✓ Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm}$.
- ✓ Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 80 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$.

IV.2.5. Schémas de ferraillage :

Les schémas de ferraillage sont présentés dans l'annexe (8).

IV.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales et l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS16**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/2003** suivantes.

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,35G + 1,5Q & ELU \\ G + Q & ELS \\ G + Q \pm E & Accidentelles \\ 0,8G \pm E & \end{array} \right.$$

Dans notre projet on a deux poutres à étudier :

Poutres principales (30 × 45)

Poutres secondaires (30 × 35)

IV.3.1. Recommandations du RPA 99/2003

❖ Armatures 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 IIa.
- ✓ 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.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.

❖ Les armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S \times b$.
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$.
 - En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section entravée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

IV.3.2. Sollicitation et ferraillage des poutres

IV.3.2 .1. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous

Tableau IV.8.Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres

Niveaux	Poutres principales			Poutres secondaires		
	M_{appuis} (KN.m)	$M_{Travée}$ (KN.m)	V(KN)	M_{appuis} (KN.m)	$M_{Travée}$ (KN.m)	V(KN)
Entre sol	-164.9311	152.7284	-227.7188	-105.1266	96.6664	-388.981
RDC	-173.7029	160.4513	240.2221	-94.8817	90.8376	-350.8051
1	-173.0501	150.3002	230.2264	-99.6187	93.1491	-259.6289
2	-151.7981	115.0631	216.2151	-99.5623	93.8166	-198.8808
3	-154.1497	120.4041	-205.1032	-99.8991	87.1993	-169.3702
4	-141.9038	105.9898	188.7876	-97.8835	81.0324	-159.0163
5	-133.9683	93.0985	-178.6815	-95.7867	75.2054	-147.6978
6	-122.574	88.1817	-163.4366	-91.4095	72.9347	-134.4816
7	-117.9072	82.6973	-151.3695	-85.6225	69.0863	-119.187
8	-110.8059	75.3939	-133.439	-76.6328	64.7888	-102.7413
9	-102.8581	65.8248	-117.5841	-67.4789	58.0109	-84.0587
10	-94.5795	58.3151	-105.2644	-59.5905	53.085	-68.8927
comble	-83.5246	47.5952	81.4702	-51.5975	41.8498	-57.2724
Terrasse	-43.5591	28.828	-47.8342	-14.1759	14.3793	29.9842

Les sollicitations maximales dans les poutres sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.9. Sollicitations maximales dans les poutres

Poutres	$M_{Travée}$ (KN.m)	Combinaison	M_{Appui} (KN.m)	Combinaison	V_{Max} (KN)	Combinaison
PP	160.4513	0.8G+Ex	-173.7029	G+Q-Ex	240.2221	G+Q+Ex
PS	96.6664	0.8G+Ey	-105.1266	G+Q-Ey	-388.981	G+Q-Ey

IV.3.2.2. Les armatures longitudinales

Le ferraillage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel **ETABS V16**. Nous avons retenu le ferraillage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

❖ **Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple la poutre principale du niveau RDC qui est sollicitée avec :

$$M_t = 160,4513 \text{ KN/m} ; M_a = -173,7029 \text{ KN/m}$$

- Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = 0.164 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0.225 \Rightarrow Z = 0.382 \text{ m} \Rightarrow A_s = 10.50 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_s = 6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$

- Armatures en appuis :

$$\mu_{bu} = 0.177 < \mu_l = 0.932 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0.246 \Rightarrow Z = 0.378 \text{ m} \Rightarrow A_s = 11.47 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_s = 6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferraillage des différentes poutres :

Tableau IV.10. Les armatures longitudinales dans les poutres

Niveaux	Type des Poutres	Localisation	A_{cal} (cm ²)	A'	A_{adop} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix
E.sol	Principale	Travée	9.94	0	10.65	1.52	3HA14 +3HA16
		Appui	10.82	0	12.06		6HA16
	Secondaire	Travée	10.39	0	12.06	1.15	6HA16
		Appui	11.50	0	12.06		6HA16
RDC	Principale	Travée	10.50	0	12.06	1.52	6HA16
		Appui	11.47	0	12.06		6HA16
	Secondaire	Travée	7.78	0	8.01	1.15	3HA12+3HA14
		Appui	8.16	0	9.24		6HA14
Etages 1	Principale	Travée	9.76	0	10.65	1.52	3HA14 +3HA16
		Appui	11.42	0	12.06		6HA16
	Secondaire	Travée	8.03	0	9.24	1.15	6HA14
		Appui	8.62	0	9.24		6HA14
Etages 2	Principale	Travée	7.30	0	8.01	1.52	3HA12+3HA14
		Appui	9.87	0	10.65		3HA14 +3HA16
	Secondaire	Travée	8.06	0	9.24	1.15	6HA14
		Appui	8.61	0	9.24		6HA14
Etages 3	Principale	Travée	7.67	0	8.01	1.52	3HA12+3HA14
		Appui	10.04	0	10.65		3HA14 +3HA16
	Secondaire	Travée	7.43	0	8.01	1.15	3HA12+3HA14
		Appui	8.65	0	9.24		6HA14
Etages 4	Principale	Travée	6.69	0	6.79	1.52	6HA12
		Appui	9.17	0	9.24		6HA14
	Secondaire	Travée	6.86	0	8.01	1.15	3HA12+2HA14
		Appui	8.45	0	9.24		6HA14
Etages 5	Principale	Travée	5.83	0	6.79	1.52	6HA12
		Appui	8.61	0	9.24		6HA14
	Secondaire	Travée	6.32	0	8.01	1.15	3HA12+3HA14
		Appui	8.25	0	9.24		6HA14
Etages 6	Principale	Travée	5.51	0	6.79	1.52	6HA12
		Appui	7.82	0	8.01		3HA12+3HA14
	Secondaire	Travée	6.12	0	6.79	1.15	6HA12
		Appui	7.83	0	8.01		3HA12+3HA14
Etages 7	Principale	Travée	5.15	0	5.65	1.52	5HA12
		Appui	7.50	0	8.01		3HA12+3HA14
	Secondaire	Travée	5.77	0	6.79	1.15	6HA12
		Appui	7.28	0	8.01		3HA12+3HA14
Etages 8	Principale	Travée	4.67	0	5.65	1.52	5HA12
		Appui	7.02	0	8.01		3HA12+3HA14
	Secondaire	Travée	5.39	0	5.65	1.15	5HA12
		Appui	6.46	0	6.79		6HA12
Etages 9	Principale	Travée	4.06	0	5.65	1.52	5HA12
		Appui	6.48	0	6.79		6HA12
	Secondaire	Travée	4.79	0	5.65	1.15	5HA12
		Appui	5.63	0	6.79		6HA12
Etages 10	PP	Travée	3.51	0	4.52	1.52	4HA12
		Appuis	5.93	0	6.79		6HA12
	PS	Travée	4.36	0	4.52	1.15	4HA12

		Appuis	4.93	0	5.65		5HA12
Comble	PP	Travée	2.91	0	4.52	1.52	4HA12
		Appuis	5.20	0	5.65		5HA12
	PS	Travée	3.40	0	4.52	1.15	4HA12
		Appuis	4.23	0	4.52		4HA12
Terrasse inaccessible	PP	Travée	1.37	0	3.39	1.52	3HA12
		Appuis	2.65	0	3.39		3HA12
	PS	Travée	1.13	0	3.39	1.15	3HA12
		Appuis	1.12	0	3.39		3HA12

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**

Pour l'ensemble des poutres :

En zone courante : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales : } A_{max} = 54 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires : } A_{max} = 42 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

$$\begin{cases} \text{Poutres principales : } A_{max} = 81 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires : } A_{max} = 63 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres

• **Longueur de recouvrement :**

$$l_r \geq 40 \times \emptyset \text{RPA99/2003 Art (7.5.2.1).}$$

✓ $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$.

✓ $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$.

✓ $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$.

IV.3.2.3. Les armatures transversales

❖ **Calcul de \emptyset_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\emptyset_l^{min}, \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales : } \emptyset_t \leq \min(12; 12.85; 30) \text{ mm} \\ \text{poutres secondaires : } \emptyset_t \leq \min(12; 10; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \text{poutres principales: } (30 \times 45) \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires: } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$

Soit $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\emptyset_8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre + un étrier) \emptyset_8 .

❖ **Calcul des espacements S_t**

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l^{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales: } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{poutres secondaires: } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales : } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{poutres secondaires: } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On : $A_t^{min} = 0,3\% \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

❖ **Vérifications à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales : } A_{min} = 1,52 \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires : } A_{min} = 1,15 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \dots\dots\dots FPN$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	$V^{max}(KN)$	$\tau_{bu}(KN)$	$\bar{\tau}_{bu}(KN)$	Observation
Principales	240.2221	1.90	4.35	Vérifiée
Secondaires	388.981	4.05	4.35	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 : $A_l \geq A_l^{inter} = \left(V^{max} + \frac{M_a}{0,9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e}$.

Tableau IV.12. 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	240.2221	-173.7029	12.06	6	-5.48	Vérifiée
Secondaires	388.981	-105.1266	12.06	9.72	0.59	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 (Evaluation de la flèche).

➤ **Etat limite de compression du béton**

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

Tableau IV.13. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Principales	Appui	-59.3894	5.65	12.83	93232.1	8.17	15	Vérifiée
	Travée	35.9933	4.52	11.70	782626.1	5.38	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-24.509	5.65	10.91	50681.7	5.27	15	Vérifiée
	Travée	17.0124	4.52	9.97	42815	3.96	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 :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ L \leq 8 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau IV.14. Vérification des conditions de la flèche des poutres

Poutres	h (cm)	b (cm)	L (cm)	As (cm ²)	$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right)$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$	obs
Principale	45	30	5.9	4.52	0.076 > 0.075	0.003 < 0.0105	vérifiée
secondaire	35	30	3.9	4.52	0.089 > 0.075	0.004 < 0.0105	vérifiée

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

➤ Vérification de la zone nodale

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

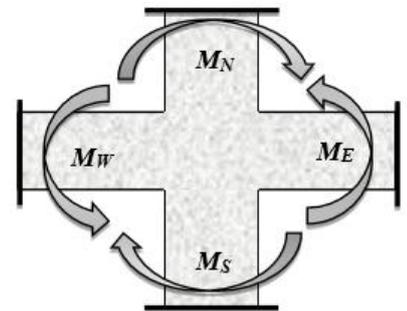


Figure IV.4. Répartition des moments dans les zones nodales

Détermination du moment résistant dans les poteaux et 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.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s \text{ avec } Z = 0,9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau IV.15. Moments résistants dans les poteaux

Section	h (cm)	Z (cm)	A _S (cm ²)	σ _s (MPa)	M _{RS} (KN. m)
E.sol	65	58.5	32.17	400	752.778
RDC	65	58.5	28.16	400	658.944
1	60	54	24.63	400	532.008
2	60	54	24.63	400	532.008
3	55	49.5	18.47	400	365.706
4	55	49.5	18.47	400	365.706
5	50	45	18.47	400	332.46
6	50	45	18.47	400	332.46
7	45	40.5	18.47	400	299.214
8	45	40.5	18.47	400	299.214
9	40	36	18.47	400	265.968
10	40	36	18.47	400	265.968
11	35	31.5	10.68	400	134.568
12	35	21.5	10.68	400	134.568

Tableau IV.16. Moments résistants dans les poutres

Niveaux	Type des Poutres	localisation	h (cm)	Z (cm)	A (cm ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN. m)
Entre.sol	Principale	Travée	45	40.5	10.65	400	172.53
		Appui			12.06	400	195.372
	Secondaire	Travée	35	31.5	12.06	400	195.372
		Appui			12.06	400	151.956
RDC	Principale	Travée	45	40.5	12.06	400	151.956
		Appui			12.06	400	195.372
	Secondaire	Travée	35	31.5	8.01	400	129.762
		Appui			9.24	400	116.424
1	Principale	Travée	45	40.5	10.65	400	134.19
		Appui			12.06	400	195.372
	Secondaire	Travée	35	31.5	9.24	400	149.688
		Appui			9.24	400	116.424
2	Principale	Travée	45	40.5	8.01	400	100.926
		Appui			10.65	400	172.53
	Secondaire	Travée	35	31.5	9.24	400	149.688
		Appui			9.24	400	116.424
3	Principale	Travée	45	40.5	8.01	400	100.926
		Appui			10.65	400	172.53
	Secondaire	Travée	35	31.5	8.01	400	129.762
		Appui			9.24	400	116.424
4	Principale	Travée	45	40.5	6.79	400	85.554
		Appui			9.24	400	149.688
	Secondaire	Travée	35	31.5	7.7	400	124.74
		Appui			9.24	400	116.424
5	Principale	Travée	45	40.5	6.79	400	85.554
		Appui			9.24	400	149.688
	Secondaire	Travée	35	31.5	7.7	400	124.74
		Appui			9.24	400	116.424

6	Principale	Travée	45	40.5	6.79	400	85.554
		Appui			8.01	400	129.762
	Secondaire	Travée	35	31.5	6.79	400	109.998
		Appui			8.01	400	100.926
7	Principale	Travée	45	40.5	5.65	400	71.19
		Appui			8.01	400	129.762
	Secondaire	Travée	35	31.5	6.79	400	109.998
		Appui			8.01	400	100.926
8	Principale	Travée	45	40.5	5.65	400	71.19
		Appui			8.01	400	129.762
	Secondaire	Travée	35	31.5	5.65	400	91.53
		Appui			6.79	400	85.554
9	Principale	Travée	45	40.5	4.52	400	56.952
		Appui			6.79	400	109.998
	Secondaire	Travée	35	31.5	5.65	400	91.53
		Appui			6.79	400	85.554
10	Principale	Travée	45	40.5	4.52	400	56.952
		Appui			6.79	400	109.998
	Secondaire	Travée	35	31.5	4.52	400	73.224
		Appui			5.65	400	71.19
Comble	Principale	Travée	45	40.5	4.52	400	56.952
		Appui			5.65	400	91.53
	Secondaire	Travée	35	31.5	4.52	400	73.224
		Appui			4.52	400	56.952
Terrasse	Principale	Travée	45	40.5	3.39	400	42.714
		Appui			3.39	400	54.918
	Secondaire	Travée	35	31.5	3.39	400	54.918
		Appui			3.39	400	42.714

Tableau IV.17. Vérification de la zone nodale dans les différents étages

Niv	Type des poutres	M_N (KN.m)	M_s (KN.m)	M_N+M_s (KN.m)	$M_W = M_E$ (KN.m)	$1,25 \left(\frac{M_W}{+M_E} \right)$ (KN.m)	Obs
E.sol	PP	658.944	752.778	1411.722	195.372	488.43	Vérifiée
	PS				151.956	379.89	Vérifiée
RDC	PP	532.008	658.944	1190.952	195.372	488.43	Vérifiée
	PS				116.424	291.06	Vérifiée
1	PP	532.008	532.008	1064.016	195.372	488.43	Vérifiée
	PS				116.424	291.06	Vérifiée
2	PP	365.706	532.008	897.714	172.53	431.325	Vérifiée
	PS				116.424	291.06	Vérifiée
3	PP	365.706	365.706	731.412	172.53	431.325	Vérifiée
	PS				116.424	291.06	Vérifiée
4	PP	365.706	365.706	731.412	149.688	374.22	Vérifiée
	PS				116.424	291.06	Vérifiée
5	PP	332.46	365.706	698.166	149.688	374.22	Vérifiée
	PS				116.424	291.06	Vérifiée
6	PP	299.214	332.46	631.674	129.762	324.405	Vérifiée
	PS				100.926	252.315	Vérifiée
7	PP	299.214	299.214	598.428	129.762	324.405	Vérifiée
	PS				100.926	252.315	Vérifiée
8	PP	265.968	299.214	565.182	129.762	324.405	Vérifiée
	PS				85.554	213.885	Vérifiée

9	PP	265.968	265.968	531.936	109.998	274.995	Vérifiée
	PS				85.554	213.885	Vérifiée
10	PP	134.568	265.968	400.536	109.998	274.995	Vérifiée
	PS				71.19	177.975	Vérifiée
11	PP	134.569	134.568	269.137	91.53	228.825	Vérifiée
	PS				56.952	142.38	Vérifiée
12	PP	0	134.569	134.569	54.918	137.295	N.Vérifiée
	PS				42.714	106.785	Vérifiée

Remarque

On remarque que la condition de RPA 99/2003 (**Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant**) n'est pas vérifiée dans le dernier étage (Terrasse), selon RPA 99/2003 les deux derniers niveaux on peut les tolérer.

Schémas de ferraillage des poutres

Schémas de ferraillage :

Les schémas de ferraillage sont présentés dans l'**annexe (9)**.

IV.4. Étude des voiles

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4. A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leur plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Les voiles sont considérés comme des consoles encastés à leur base, leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1) $1,35G + 1,5Q$
- 2) $G + Q \pm E$
- 3) $0,8G \pm E$

Le ferraillage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{array}{ll}
 N^{max} & \rightarrow M^{correspondant} \\
 M^{max} & \rightarrow N^{correspondant} \\
 N^{min} & \rightarrow M^{correspondant}
 \end{array}$$

IV.4.1. Recommandation du RPA99 version 2003

➤ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0,2% de la section du béton, $A_{min} = 0,2\% \times l_t \times e$.

Avec : l_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ Armatures Horizontal

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, et de maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc elles doivent être disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

➤ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres /m².

➤ Règles communes [RPA99 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 $S_t \leq \min(1,5e; 30cm)$
- ✓ 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 $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) **40Ø** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) **20Ø** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{ij} = 1.1 \frac{V}{f_e}$ avec $V = 1.4V_u$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

IV.4.2. Exemple de calcul :

V.4.3. Ferrailages

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.18. Sollicitations maximales dans le voile Vx5 au niveau de l'entre sol :

Sollicitation	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E.SOL	-1438.36 ELA	-469.646	471.5645 ELA	-356.532	-70.9202	470.8567	177.5164

➤ Calcul du ferrailage sous $M^{max} \rightarrow N^{cor}$

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99/2003.

$$L = 1,2 \text{ m} \quad ; d = 1,15\text{m} \quad e = 0,2 \text{ m} \quad d' = 0,05$$

$$M^{max} = 471.56 \text{ KN.m} \quad ; N^{cor} = -356.532 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 1.32 > \frac{l}{2} = 0,60 \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 667.652 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{667.652 \times 10^{-3}}{4.88} = 0.136$$

$$\mu_{bu} = 0.136 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa situation accidentelle}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.184$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 1.06\text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z f_{st}} = \frac{667.652 \times 10^{-3}}{400 \times 1.06} = 15.74 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 15.74 - \frac{356.532}{400} = 6.82 \text{ cm}^2$$

soit $A_s = 6.82 \text{ cm}^2$ Dans la zone tendue.

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_{min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 0,2 \times 1,2 = 3.6cm^2 < A_{cal}$

❖ **Longueur de la partie tendue L_t**

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{356.532 \times 10^{-3}}{0.24} + \frac{471.56 \times 10^{-3}}{0.029} \times 0.6 = 11.23 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{356.532 \times 10^{-3}}{0,24} - \frac{471.56 \times 10^{-3}}{0,029} \times 0.6 = -8.27 Mpa$$

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times l}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} = \frac{8.27 \times 1.2}{8.27 + 11.23} = 0.51 m$$

$$A_{min}^{tendu} = 0,2\% \times 0,2 \times 0.51 = 2.04cm^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{min}^{courante} = 0,2\% \times b \times l_t = 0,1\% \times b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 0.18m$$

$$A_{min}^{courante} = 0,1\% \times 0,2 \times 0.62 = 0.36cm^2$$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min (1,5e ; 30 cm) \Rightarrow S_t = 20 cm$$

➤ **Armatures horizontales**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 177.516 KN$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_d}{e \times d} = \frac{0.248}{0.23} = 1.08 MPa$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min (1,5e ; 30 cm)$$

On prend : $S_t = 20 cm$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8f_e} = 1.01 cm^2$$

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.19. Sollicitations maximales dans le voile Vx1 :

Sollicitation	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E.SOL	-982.446	-7.8393	-508.3607 ELA	-793.786	-368.3751	97.5834	-196.179
RDC et 1 et 2	-923.953	-139.0073	-195.8675 ELA	-895.301	-207.7477	131.2255	-120.504
Etage3 et 4 et 5	-819.523 ELU	-24.3036 ELU	-156.7304 ELA	-778.092 ELA	-232.2411 ELA	127.2302 ELA	-103.344 ELA
Etage6 et 7 et 8	-624.258 ELU	-24.3876	-103.0166 ELA	-465.580	-144.0225	9.1658 ELA	-74.2043 ELA
Etage 9 et 10	-359.744	-19.4893	-55.2461 ELA	-292.623	-69.2433	7.4991	-42.5549 ELA
11	-116.805	22.5477	70.1198 ELA	-72.3104	-35.0333	33.2259	41.9967

Tableau IV.20. Sollicitations maximales dans le voile Vx5 :

Sollicitation	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E.SOL	-1438.36 ELA	-469.646	471.5645 ELA	-356.532	-70.9202	470.8567	177.5164
RDC et 1 et 2	-1123.98 ELU	60.3895	189.8669 ELA	-619.032	-318.7044 ELA	128.0455	116.9391 ELA
Etage3 et 4 et 5	-1021.94 ELU	63.4243	171.4231	-624.35 ELA	-364.167 ELA	146.6985	114.815 ELA
Etage6 et 7 et 8	-779.369 ELU	52.1235	146.3087 ELA	-463.791	-204.7291 ELA	45.4174	106.1343 ELA
Etage 9 et 10	-464.677 ELU	64.3234	113.1275	-288.252	-92.3829	25.4089	88.7937
Etage 11	-173.473 ELU	83.2321	83.2321 ELU	-173.473	-50.1698 ELA	59.9905	66.5099 ELA

Tableau IV.21. Sollicitations maximales dans le voile Vx4 :

Sollicitation	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E.SOL	-1571.371 ELU	20.7973	839.934 ELA	-1000.000	-589.317 ELA	238.483	-321.746 ELA
RDC , 1 et 2	-1413.064 ELA	109.3082	348,1318 ELA	-631.5026	-282.569	217.6997	158.5988 ELA
Etage3 et 4 et 5	-1202,630 ELU	114.7039	269.484 ELA	-585.9399	-284.816	197.9804	134.6895 ELA
Etage6 et 7 et 8	-824.7107	91.1787	175.1198 ELA	-395.5137	-174.586	84.1407	107.8544
Etage 9 et 10	-344.57	63.2023	139.0229 ELA	-77.7773	-41.7311	118.4984	84.7643

Tableau IV.22. Sollicitations maximales dans le voile Vx3 :

Sollicitation	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E.SOL	-1380.61	-18.1232	-692.1545	-1134.35	-456.5994	173.255	-262.151
RDC et 1 et 2	-1295.59	2.0017	-292.409	-1116.91	-406.2754	205.765	-181.750
Etage3 et 4 et 5	-1152.76	-30.1638	-249.6723	-1006.27	-374.5665	166.0108	-166.070
Etage6 et 7 et 8	-889.113	-39.1929	-185.2131	-669.715	-259.6201	55.2842	-134.123
Etage 9 et 10	-530.339	-52.3478	-119.7056	-440.359	-136.8778	-11.0049	-92.3106
11	-193.514	-4.6396	-53.5432	-160.373	-80.1165	46.5092	-29.171

Tableau IV.23. Sollicitations maximales dans le voile Vx2 :

Sollicitation	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E.SOL	-1186.282 ELU	-23.5272	-719.5344	-989.548	-449.979	690.6716	-271.873
RDC et 1 et 2	-1140.045 ELA	-201.341	248.3973	-438.864	-154.962	162.507	142.9075
Etage3 et 4 et 5	-978.0592 ELA	-144.3149	182.4571	-398.039	-168.982	180.4825	119.9927
Etage6 et 7 et 8	-653.9254 ELU	16.0619	111.8757	-278.223	-107.644	51.5199	85.019
Etage 9 et 10	-263.2774 ELA	-24.757	114.3474	-50.2263	-22.8819	99.5292	71.9671

Tableau IV.24. Sollicitations maximales dans le voile Vy1 :

Sollicitation	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E.SOL	-1275.945 ELU	44.8173	762.6132 ELA	-792.853	-329.349	208.3703	298.5785 ELA
RDC et 1 et 2	-1163.748	1.162	-275.8731	-932,057	-350.713	69.0784	165.7525
Etage3 et 4 et 5	-1049.914	-3.9455	-172.2059	-876,326	-323.140	127.2441	111.1409
Etage6 et 7 et 8	-795.3322	6.099	-100.4332	-633,993	-199.627	58.3092	77.1885
Etage 9 et 10	-476.3129	3.0379	66.5312	-159,285	-115.062	21.7431	57.2797
11	-184.2891	26.217	61.1183	-112,563	-64.0847	28.3608	37.3557

Tableau IV.25. Sollicitations maximales dans le voile Vy2 :

Sollicitation	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E.SOL	-1292,764 ELA	-606,1213	636,7672	166,326	351,8267	378,680	255,64
RDC et 1 et 2	-739,701 ELA	-36,8246	-137,688 ELA	-665,360	-125,462	23,789	-82,7497
Etage3 et 4 et 5	-632,156 ELU	-5,587	-118,3685	-565,23	-121,395	33,1939	-78,1827
Etage6 et 7 et 8	-462,615 ELU	-6,877	113,050	-174,662	-35,641	68,613	-67,809
Etage 9 et 10	-307,529	-65,325	96,783	-48,157	52,677	51,266	-53,729
11	-118,488	-33,881	-33,881	-118,488	27,391	17,231	-17,227

Tableau IV.26. Sollicitations maximales dans le voile Vy3 :

Sollicitation	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E.SOL	-1372.375	-816.580	-816.580 ELA	-1372.375	263.923	442.297	-310.647
RDC et 1 et 2	-895.324	-30.166	177.052 ELA	-514.580	-111.216	17.1161	102.326
Etage3 et 4 et 5	-756.6122	-29.643	146.5168 ELA	-452,094	-126.717	26.083	95.119
Etage6 et 7 et 8	-538.961	4.100	-136.902 ELA	-449.094	-46.504	83.024	79.130
Etage 9 et 10	-356.619	-60.716	-118.39 ELA	-335.829	51.771	60.234	60.829
Etage 11	-125.692	-35.851	-37.548 ELA	-107.918	30.803	14.610	17.841

Tableau IV.27. Sollicitations maximales dans le voile Vy4 :

Sollicitation	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E.SOL	-1398.470 ELA	-436.234	-436.234 ELA	-1398.470	64.2709	431.964	196.805
RDC et 1 et 2	-1002.349 ELA	-53.367	-159.7189 ELA	-837.2358	-198.826	-3.0306	82.303
Etage3 et 4 et 5	-828.097 ELU	-39.1478	-140.3246 ELA	-671.304	-184.957	6.7253	74.851
Etage6 et 7 et 8	-544.848 ELU	-32,491	-111.253 ELA	-439.0938	-43.650	26.333	-70.716
Etage 9 et 10	-306.104	-86,303	-86.303 ELA	-306.104	61.419	28.863	-62.962

Tableau IV.28. Sollicitations maximales dans le voile Vy5 :

Sollicitation	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E.SOL	-1596.629	-569.925	-569.925 ELA	-1596.629	25.147	563.019	-246.123
RDC et 1 et 2	-1167.555	74.955	-145.733 ELA	-682.356	-259.696	67.456	-105.219
Etage3 et 4 et 5	-963,095	49.462	177.1502 ELA	-610.3431	-203.396	61.106	-96.432
Etage6 et 7 et 8	-630.291	31.399	123.175 ELA	-261.2794	-61.172	55.304	-82.579
Etage 9 et 10	-338.510	-67.465	88.0921 ELA	-31.725	60.352	61.100	-70.725

Tableau IV.29. Sollicitations maximales dans le voile Vy6 :

Sollicitation	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
E.SOL	-957.925 ELA	-115.659	514.683 ELA	-402.516	-182.879	154.563	197.704
RDC et 1 et 2	-956.121 ELA	-210.936	-211.939 ELA	-901.499	-66.852	200.710	-123.505
Etage3 et 4 et 5	-743.316 ELA	-131.621	-131.621 ELA	-743.3163	-155.429	120.020	-83.506
Etage6 et 7 et 8	-497.907 ELU	-9.0716	-63.141 ELA	-374.6	-95.381	34.660	-46.534
Etage 9 et 10	-153.941 ELU	-11.6055	-75.368 ELA	-136.427	-57.812	69.955	-40.672

Tableau V.30. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} et V_{x3} et V_{x2} dans tous les niveaux :

Section	E-sol	Etage RDC-1-2	Etage 3-4-5	Etage 6-7-8	Etage 9-10
l (m)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
N (KN)	1000	631.502	585.93	395.513	77.77
M(KN.m)	839.93	348.131	269.48	175.119	139.022
d (m)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
V (KN)	321.74	158.59	134.689	107.85	84.764
τ (MPa)	1.66	0.82	0.69	0.55	0.43
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	6.59	0	0	0	1.62
A_{min} (cm ²)	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2
I (m ⁴)	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045
V (m)	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
σ_1 (MPa)	16.42	7.58	6.21	4.09	2.40
σ_2 (MPa)	9.28	3.07	2.03	1.26	1.85

$l_t(m)$	0.50	0.4	0.34	0.33	0.61
$l_c(m)$	0.40	0.59	0.71	0.74	0.18
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	2.02	1.61	1.37	1.32	2.43
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0.77	1.18	1.42	1.48	0.36
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20
$A_{v/face}^{adopté}$	8HA12	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.85	0.91	0.77	0.62	0.49
$A_h^{min}(cm^2)$	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.31.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} et V_{x5} dans tous les niveaux :

Section	E-sol	Etage RDC-1-2	Etage 3-4-5	Etage 6-7-8	Etage 9-10	Etage 11
section	SPC	SPC	SPC	SPC	SEC	SPC
l (m)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
N (KN)	793.786	895.30	778.022	465.58	292.633	72.3104
M(KN.m)	508.36	195.86	156.73	103.0166	55.24	70.119
d (m)	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
V (KN)	196.179	120.50	103.344	74.2043	42.55	41.99
τ (MPA)	1.19	0.73	0.62	0.45	0.25	0.25
$\bar{\tau}$ (MPA)	5	5	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	3.19	0	0	0	0	0.60
$A_{min}(cm^2)$	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
I (m^4)	0.028	0.028	0.028	0.028	0.028	0.028
V (m)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
σ_1 (MPA)	13.89	7.81	6.5	4.08	2.37	1.76
σ_2 (MPA)	7.28	0.34	0.02	0.2	0.068	1.15
$l_t(m)$	0.41	0.05	0.003	0.056	0.0334	0.476
$l_c(m)$	0.37	1.099	1.192	1.087	1.13	0.247
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	1.65	0.20	0.0147	0.224	0.133	1.90
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0.74	2.19	2.38	2.17	2.26	0.49
$S_t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.32	0.82	0.69	0.50	0.28	0.28
$A_h^{min}(cm^2)$	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.32.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux :

Section	E-sol	Etage RDC-1-2	Etage 3-4-5	Etage 6-7-8	Etage 9-10	Etage 11
section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
l (m)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
N (KN)	792.85	932.05	876.32	633.99	159.28	112.56
M(KN.m)	762.61	275.87	172.20	100.44	66.53	61.11
d (m)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
V (KN)	298.57	165.75	111.14	77.18	57.27	37.35

τ (MPa)	1.54	0.85	0.57	0.40	0.29	0.19
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	6.65	0	0	0	0	0
$A_{min}(cm^2)$	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2
I (m ⁴)	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045
V (m)	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
σ_1 (MPa)	14.54	7.35	5.76	3.80	1.58	1.33
σ_2 (MPa)	8.84	0.89	0.49	0.72	0.44	0.53
l_t (m)	0.53	0.15	0.11	0.22	0.30	0.39
l_c (m)	0.34	1.09	1.18	0.95	0.79	0.60
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	2.11	0.60	0.44	0.89	1.22	1.59
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0.68	2.19	2.36	1.91	1.58	1.2
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	12HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.72	0.95	0.64	0.44	0.33	0.21
$A_h^{min}(cm^2)$	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.33.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux :

Section	E-sol	Etage Rdc-1-2	Etage 3-4-5	Etage 6-7-8	Etage 9-10	Etage 11
section	SPC	SPC	SPC	SEC	SPC	SPC
l (m)	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
N (KN)	1372.375	514.580	452.094	449.094	335.829	107.918
M (KN.m)	816.052	177.052	146.516	136.902	118.390	37.548
d (m)	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
V (KN)	310.647	102.326	95.1192	79.130	60.829	17.841
τ (MPa)	1.73	0.57	0.53	0.443	0.340	0.099
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	5.27	0	0	0	0	0
$A_{min}(cm^2)$	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9
I (m ⁴)	0.0366	0.0366	0.0366	0.0366	0.0366	0.0366
V (m)	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
σ_1 (MPa)	19.77	9.81	4.33	4.15	3.39	1.08
σ_2 (MPa)	9.21	8.45	0.86	0.7	0.81	0.85
l_t (m)	0.41	0.60	0.21	0.18	0.25	0.57
l_c (m)	0.47	0.096	0.86	0.92	0.79	0.15
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	1.65	2.4	0.86	0.75	1.002	2.19
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0.94	0.19	1.73	1.84	1.59	0.30
S_t (m)	20	20	20	20	20	20
$A_{v/face}^{adopté}$	5HA12	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.93	0.63	0.59	0.49	0.37	0.11
$A_h^{min}(cm^2)$	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V.34.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y5} dans tous les niveaux :

Section	E-sol	Etage RDC-1-2	Etage 3-4-5	Etage 6-7-8	Etage 9-10
section	SPC	SPC	SPC	SEC	SPC
l (m)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
N (KN)	1596.62	682.3567	610.3431	261.279	31.725
M(KN.m)	569.925	145.733	177.1502	123.751	88.0921
d (m)	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
V (KN)	246.123	105.219	96.432	82.579	70.725
τ (MPa)	1.49	0.64	0.58	0.502	0.43
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	0	0	0	0	1.53
$A_{min}(cm^2)$	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
I (m ⁴)	0.0288	0.0288	0.0288	0.0288	0.0288
V (m)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
σ_1 (MPa)	18.51	5.87	6.23	3.66	3.15
σ_2 (MPa)	5.20	0.19	1.14	1.48	0.51
l_t (m)	0.26	0.037	0.185	0.345	0.167
l_c (m)	0.67	1.12	0.828	0.508	0.865
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	1.05	0.15	0.74	1.38	0.66
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	1.34	2.24	1.65	1.01	1.73
S_t (cm)	20	20	20	20	20
$A_{v/face}^{adopté}$	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.66	0.71	0.64	0.55	0.47
$A_h^{min}(cm^2)$	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

❖ Schémas de ferrailage :

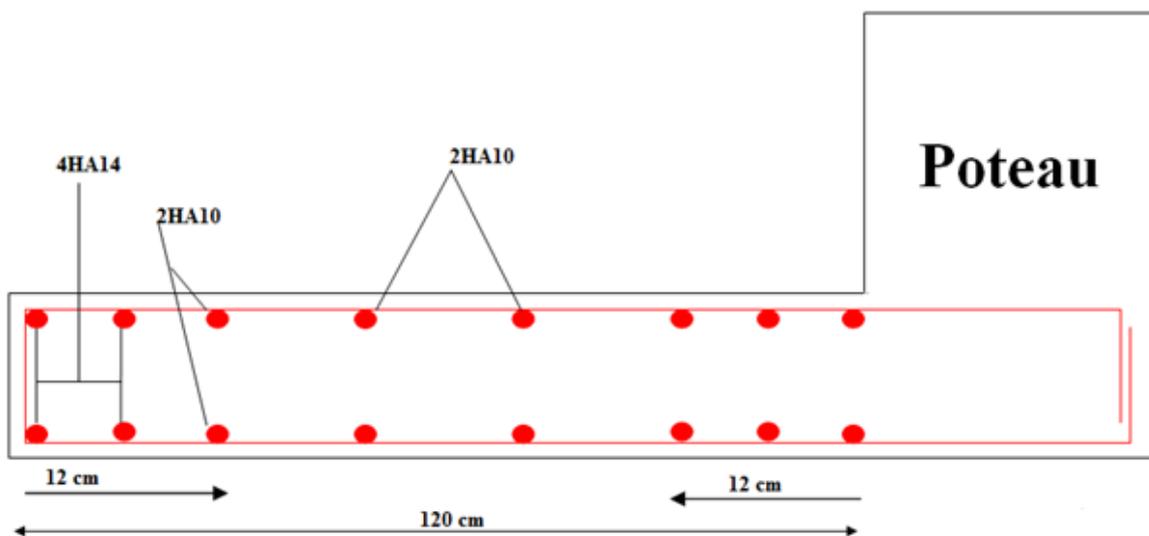
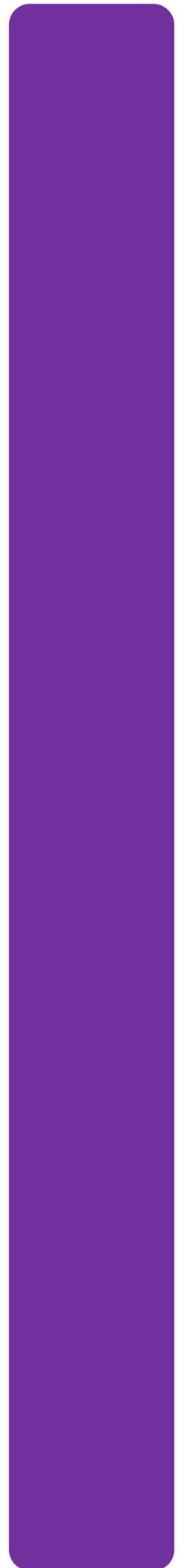


Figure. IV.5.:Schémas de ferrailage du voile V_{x5} de l'entre sol.

Chapitre V : Etude de l'infrastructure



V.1. Introduction

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres éléments (par exemple, cas des semelles sur pieux).

V.2. Choix du type de fondation

D'après le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases} \quad \text{RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)}$$

$$\begin{cases} G + Q \\ 1.35G + 1.5Q \end{cases} \quad \text{BAEL 91/99 (Art B.9.2)}$$

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Avec :}$$

N : Poids total de l'ouvrage.

S : Surface de la fondation .

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations, on procède à la Vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types des semelles ne conviennent pas on passe au radier général.

V.2.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux ont des sections rectangulaires (a x b) donc, on opte pour des semelles rectangulaires (AxB).

Soit : N : L'effort normal agissant sur la semelle. Tel que :

- ✓ N_{cal} : Effort normal à la base de poteau calculé selon la combinaison ELS obtenu par le logiciel **ETABS V16**.

La vérification à faire : $\frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

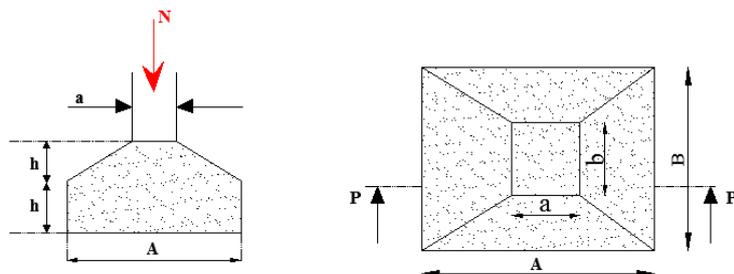


Figure V.1.Semelle isolée

La section du poteau le plus sollicité est $(65 \times 60) \text{ cm}^2$, avec $N = -2141.9256 \text{ KN}$

$$\frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

Semelle a poteau homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \dots \dots \dots (2)$$

On remplace 2 dans 1 :

$$\frac{a}{b} \times B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \bar{\sigma}_{sol}}} \quad \text{AN : } B \geq \sqrt{\frac{0.6 \times 2141.9256}{0.65 \times 200}} = 3.14 \text{ m}$$

D'après les résultats, en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux sens, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause de chevauchement des semelles voisines ce qui nous conduit à vérifier les semelles filantes.

V.2.2. Vérification des semelles filantes

Choissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 9 poteaux (file D voire figure II.2).

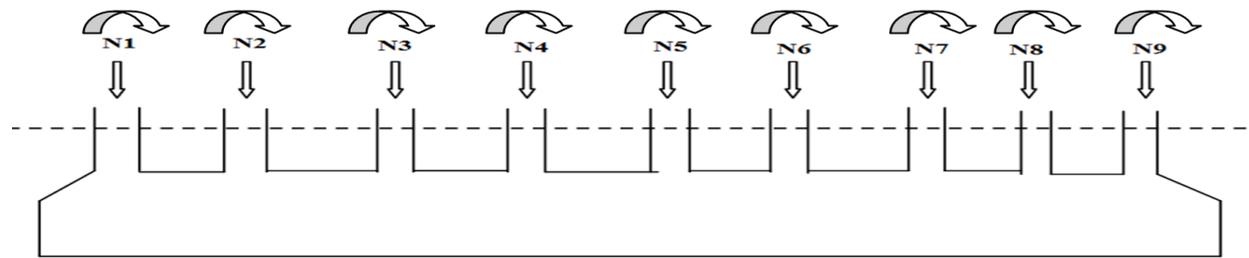


Figure V.2. Semelle filante de la file (C)

On doit vérifier

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

N_i : Effort normal provenant du poteau(i)

$$N_1 = 1482.7922 \text{ KN}; N_2 = 1458.592 \text{ KN}; N_3 = 1421.7147 \text{ KN}; N_4 = 1289.8456 \text{ KN};$$

$$N_5 = 1312.0062 \text{ KN}; N_6 = 1225.2477 \text{ KN}; N_7 = 1341.3772 \text{ KN}; N_8 = 1778.5237 \text{ KN};$$

$$N_9 = 1397.828 \text{ KN};$$

$$N_{\text{semelle}} = 25 \times 1.5 \times L_{\text{semelle}} \times h_{\text{semelle}} = 25 \times 1.5 \times 20.3 \times 1.5 = 1141.875 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^6 N_i + N_{\text{semelle}} = 12849.84 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{12849.84}{200 \times 20.3} = 3.16 \text{ m}$$

Remarque

On remarque qu'il y'aura risque de chevauchement entre semelles filantes car : $L_{\text{min}} = 1.6 \text{ m}$.

V.2.3. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

V.2.3.1. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.9m$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{590}{20} = 29.5 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{590}{10} = 59 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 60 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

➤ Condition de rigidité :

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad ; \quad L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{(K.b)}}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$, inertie de la semelle ;

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.9^4 \times 4.10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 90.56 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

Donc, $h_t \geq 90.56 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 100 \text{ cm}$

- Calcul du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{61838.3961}{200} = 309.19 \text{ m}^2$$

Donc, $S_{rad} < S_{bat} = 462.9127m^2 \Rightarrow$ On prend $S_{rad} = S_{bat}$

➤ **Condition de non cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S} = \frac{84868.6014 \times 5.9}{2 \times 462.9127} = 540.84 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{v_{max}}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{540.84 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.216m, \text{ soit } d = 25 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{540.84 \times 10^{-3}}{1 \times 25} = 2.16 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : $h_t = 100cm$ pour les nervures du radier.

$h_r = 30 \text{ cm}$ La hauteur du radier.

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

- Hauteur de la nervure principal $h_t = 100 \text{ cm}$;
- Hauteur de la table du radier $h_r = 30 \text{ cm}$;
- Enrobage $d' = 5cm$.
- La surface du radier $S_{rad} = 462.9127m^2$ (surface du bâtiment)

V.2.3.2. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 0.20 \text{ MPa} ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x} \quad \text{ou} \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \times X_G}{I_y}$$

on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 63769.4m^4 \text{ et } X_G = 12.59 \text{ m} ; \quad I_y = 98451.9 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 9.9m$$

❖ **Sens X-X**

Données :

$$N = 61.838MN ; M_x = 88.403MN.m ; I_{xG} = 63769.4 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{61.838}{462.9127} + \frac{88.403}{63769.4} \times 9.9 = 0.147MPa \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{61.838}{462.9127} - \frac{88.403}{63769.4} \times 9.9 = 0.119MPa \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.147 + 0.119}{4} = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.20 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ Sens y-y

Données :

$$N = 61.838 \text{ MN} ; M_y = 91.385 \text{ MN.m} ; I_{yG} = 98451.9 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{61.838}{462.9127} + \frac{91.385}{98451.9} \times 12.59 = 0.145 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{61.838}{462.9127} - \frac{91.385}{98451.9} \times 12.59 = 0.122 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.145 + 0.122}{4} = 0.139 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.20 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens y-y.

Remarque

Les contraintes dans le sol sont vérifiées dans les deux sens, le radier ne déborde pas.

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

❖ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×65) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.60 + 1 = 1.6 \\ B = b + h_t = 0.65 + 1 = 1.65 \end{cases} \Rightarrow U_c = 6.5 \text{ m}$$

$$N_d = 1.559 \text{ MN} < 0.045 \times 6.5 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 4.875 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le RPA 99/2003. On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{88403}{61838} = 1.43 \text{ m} < \frac{25.15}{4} = 6.29 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{91385}{61838} = 1.48 \text{ m} < \frac{20.7}{4} = 5.17 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq \gamma_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $\gamma_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 462.9127 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 1.5 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 61838.3961 \text{ KN} > 1.15 \times 1.5 \times 462.9127 \times 10 = 7985.24 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

V.2.4. Ferrailage du radier général

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ **Calcul des sollicitations**

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_y = 5.9 - 0.65 = 5.25 \text{ m} ; L_x = 3.85 - 0.60 = 3.25 \text{ m}$$

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des sollicitations à l'ELU

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 G_0$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la superstructure

$$Q_u = \frac{84868.6014}{462.9127} + 1.35 \times 7.5 = 193.46 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.62 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0794 \\ \mu_y = 0.3205 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0794 \times 193.46 \times 3.25^2 = 162.25 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.3205 \times 162.25 = 52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 121.69 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 39 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -81.125 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0.30) m²

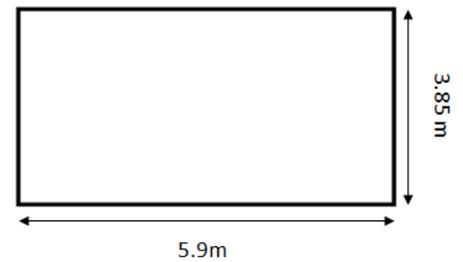


Figure V.3. Panneau le plus sollicité

Tableau V.1. Section d'armateur du radier

Localisation	M(KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	N ^{bre} de barres	St (cm)
--------------	---------	---	---	--	----------------------------	---------

travée	X-X	121.69	15.11	2.85	16.08	8HA16	12
	Y-Y	39	4.58	2.85	5.65	5HA12	20
Appui		-81.125	9.80	2.4	10.78	7HA14	14

❖ **Condition de non fragilité**

On a $e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0.62 > 0.4$

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times h_r = 0.0008 \left(\frac{3 - 0.62}{2}\right) \times 0.3 = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0.0008 \times 0.3 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.3 \times \frac{25}{400} = 4.31 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement des armatures**

Fissuration nuisible: $S_t \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$

Sens x-x : $S_t = 12 < 25 \text{ cm}$condition vérifiée.

Sens y-y : $S_t = 20 < 25 \text{ cm}$condition vérifiée.

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

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa}$$

On a :

$$V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{193.46 \times 3.25}{2} \times \frac{(5.25)^4}{(5.25)^4 + (3.25)^4} \Rightarrow V_x = 274.12 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{193.46 \times 5.25}{2} \times \frac{(3.25)^4}{(5.25)^4 + (3.25)^4} \Rightarrow V_y = 65.03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{274.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 1.096 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 = \frac{61838.3961}{462.9127} + 7.5 = 143.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0844 \\ \mu_y = 0.4892 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 128.11 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 62.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 96.08 \text{ KN.m} ; \quad M_{ty} = 47 \text{ KN.m} ; \quad M_{ax} = M_{ay} = -64.05 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes

Tableau V.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		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	96.08	8.83	86015	9.86 < 15	Vérifiée	270.90 > 201.63	N. Vérifiée
	y-y	47	5.71	37741	7.12 < 15	Vérifiée	360.20 > 201.63	N. Vérifiée
Appui		-64.05	7.52	63583	7.57 < 15	Vérifiée	264.14 > 201.63	N. Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.3. Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	β (10 ⁻²)	A	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	96.08	0.56	0.35	21.58	21.99	7HA20	14
	y-y	47	0.208	0.228	10.09	10.78	7HA14	14
Appui		-64.05	0.39	0.3	14.12	16.08	8HA16	12

V.2.5. Schéma de Ferrailage du radier

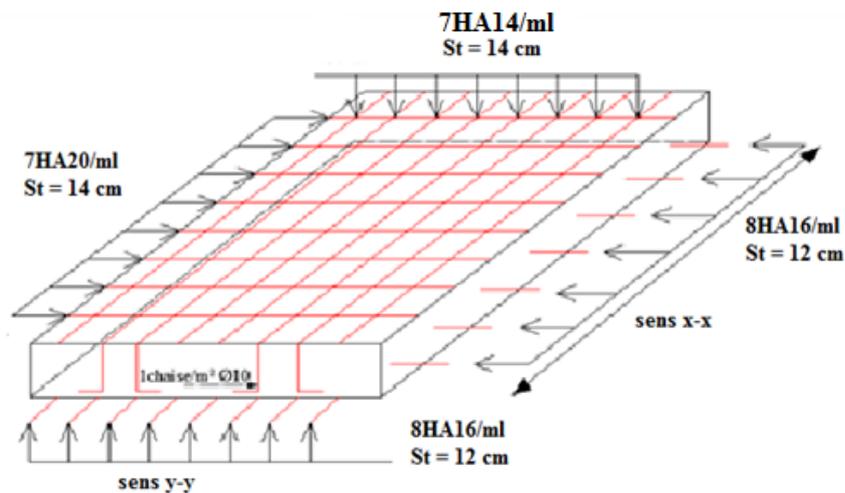


Figure V.4. Schéma de ferrailage du radier

V.2.6. Etude des nervures

➤ Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

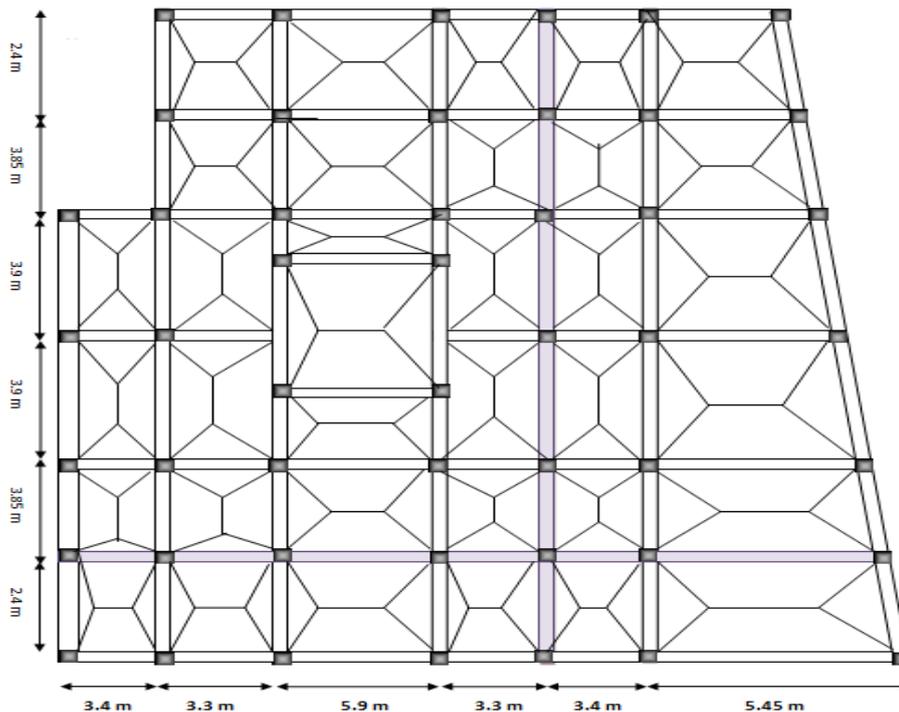


Figure V.5. Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

❖ Charges triangulaires

$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$: Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

❖ Charges trapézoïdales

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$$

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.

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

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

✓ Calcul des sollicitations

Pour l'étude des nervures, on s'intéresse au cas le plus défavorable (voir les nervures hachurées dans les deux sens, **figure V.5.**)

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est nuisible (préjudiciable)

➤ Sens Y-Y

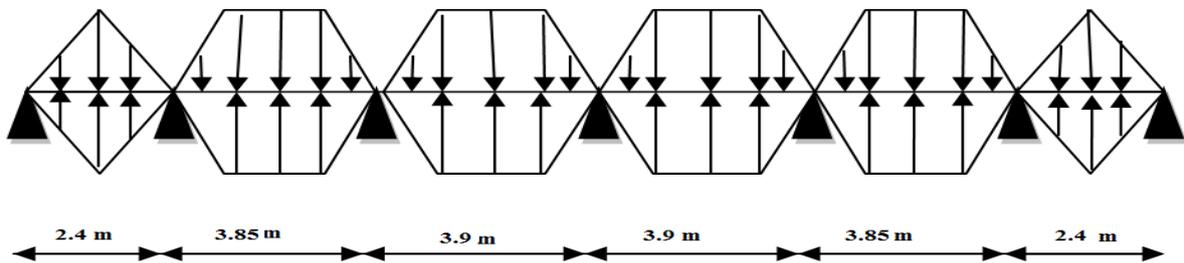


Figure V.6. Schéma statique de la nervure selon Y-Y

➤ Sens X-X

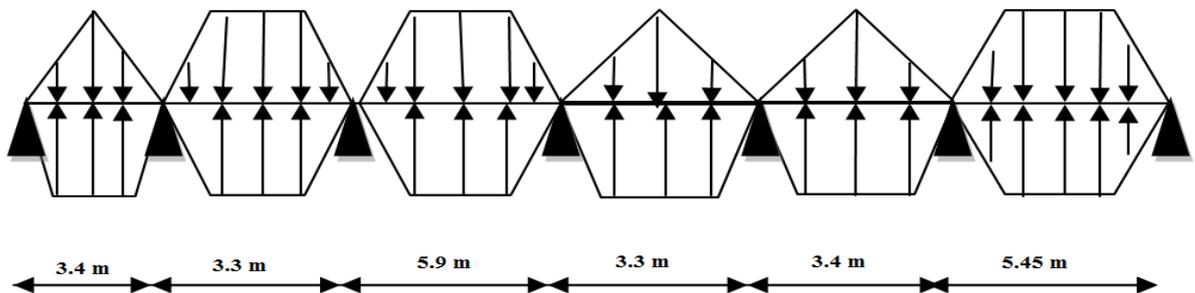


Figure V.7. Schéma statique de la nervure selon X-X

• Calcul de chargement

Détermination de P_u et P_s :

Donc

$$\begin{cases} P_u = Q_u = 193.46 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = Q_s = 143.71 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Exemple de calcul :

Sens y-y :

Travée AB :

On a un chargement triangulaire, donc le calcul se fait comme suit :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_m^u = 309.53 \text{ KN/m} \\ q_m^s = 229.93 \text{ KN/m} \\ q_v = 232.15 \text{ KN/m} \end{cases}$$

▪ Schéma statique équivalent

Sens y-y :

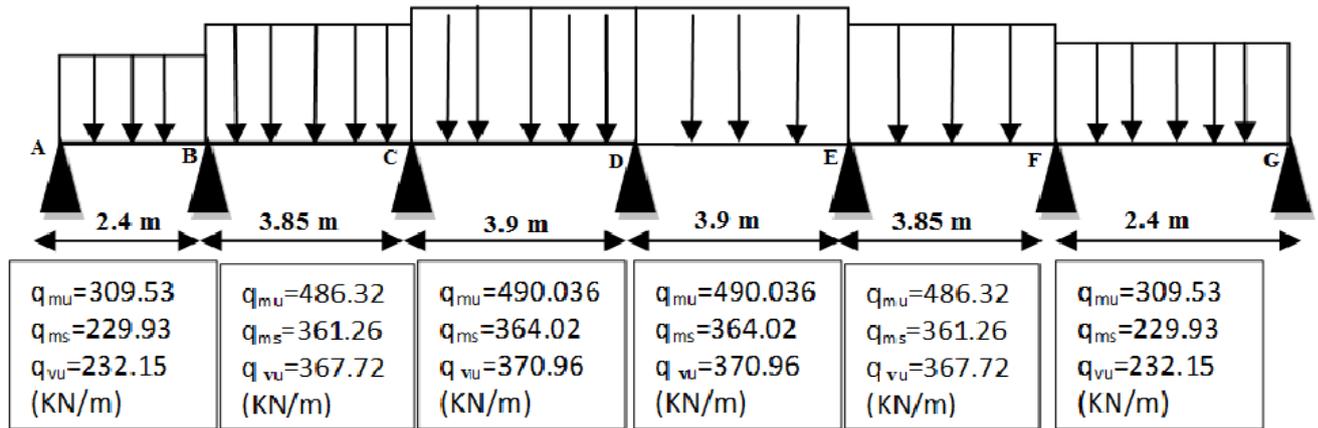


Figure V.8. Schéma statique équivalent de la nervure selon Y-Y

Sens x-x :

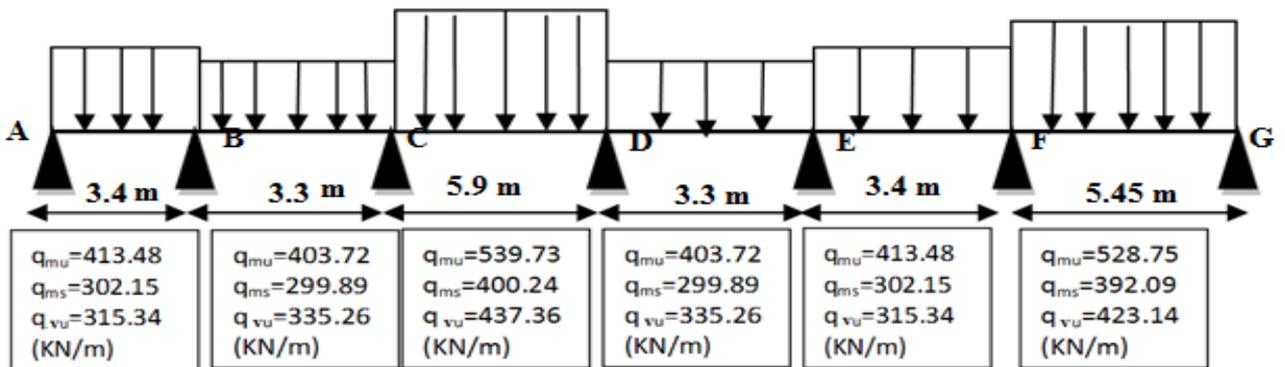


Figure V.9. Schéma statique équivalent de la nervure selon X-X

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableaux V.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Y-Y	AB	2.4	309.53	0	-396.915	0.666	68.586	206.055	895.874
	BC	3.85	486.32	-396.915	-552.038	1.842	428.252	895.874	987.279
	CD	3,9	490.036	-552.038	-428.372	2.015	442.502	987.279	-923.861
	DE	3,9	490.036	-428.372	-415.948	1.211	-69.307	-923.861	901.615
	EF	3.85	486.32	-415.948	-548.97	1.854	419.828	901.615	-970.717
	FG	2.4	309.53	-548.97	0	2.405	346.015	-970.717	-462.822

X-X	AB	3.4	413.48	0	-461.234	1.372	389.115	567.259	-838.573
	BC	3.3	403.72	-461.234	-1025.94	1.226	-157.758	-838.573	1592.204
	CD	5.9	539.73	-1025.94	-1025.94	2.95	1322.555	1592.204	-1592.20
	DE	3.3	403.72	-1025.94	-345.678	2.161	-83.619	-1592.20	-459.996
	EF	3.4	413.48	-345.678	-1352.35	0.984	-145.529	-459.996	1688.982
	FG	5.45	528.75	-1352.35	0	3.194	1345.199	1688.982	-1192.70

Tableaux V.5. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

Sens	Travée	L (m)	q _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M _t (KN.m)
Y-Y	AB	2.4	229.93	0	-294.845	0.666	50.947
	BC	3.85	361.26	-294.845	-410.078	1.842	318.125
	CD	3.9	364.02	-410.078	-318.213	2.015	328.71
	DE	3.9	364.02	-318.213	-308.984	1.211	-51.484
	EF	3.85	361.26	-308.984	-407.796	1.854	311.869
	FG	2.4	229.93	-407.796	0	2.405	257.032
X-X	AB	3.4	302.15	0	-338.792	1.372	283.641
	BC	3.3	299.89	-338.792	-760.946	1.226	-114.36
	CD	5.9	400.24	-760.946	-761.61	2.95	980.266
	DE	3.3	299.89	-761.61	-254.486	2.161	-57.668
	EF	3.4	302.15	-254.486	-1000.877	0.984	-114.029
	FG	5.45	392.09	-1000.877	0	3.194	998.326

V.2.7. Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ Détermination de la largeur b

➤ Sens X-X

On a : h = 1 m ; h₀ = 0.3 m ; b₀ = 0.60 m ; d = 0.95 m

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4. 1. 3)}$$

$$\frac{b - 0.60}{2} \leq \min(1.65 \text{ m} ; 0.24 \text{ m})$$

Donc, b = 0.8 m.

➤ Sens Y-Y

On a : $\frac{b-0.6}{2} \leq \min(1.2 \text{ m} ; 0.33 \text{ m})$

Donc, b = 1.1m.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Résultats de ferrailage des nervures

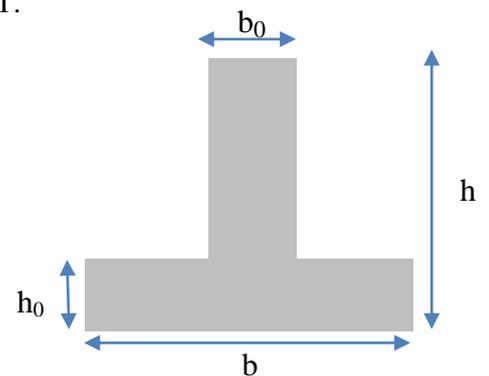


Figure V.10 Schéma des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	1345.199	43.81	9.17	45.55	8HA25+2HA20
	Appui	1352.35	44.08		45.55	8HA25+2HA20
Y-Y	Travée	442.502	13.69	9.17	14.07	7HA16
	Appui	552.038	17.18		18.10	9HA16

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16; 28.57; 60)\text{mm}$$

Soit $\phi_t = 10\text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3.14\text{ cm}^2$ (2 cadres ϕ_{10} + étrier ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15\text{ cm}$.

➤ **Vérifications nécessaires**

➤ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{1688.982 \times 10^{-3}}{0.8 \times 0.95} = 2.22\text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5\text{ MPa}$condition vérifiée.

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{987.279 \times 10^{-3}}{1.1 \times 0.95} = 0.94\text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5\text{ MPa}$condition vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes**

Tableau V.7. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	998.326	0.326	0.0358	9.09 < 15	Vérifiée	260.54 > 201.63	N.Vérifiée
	Appui	-1000.877	0.326	0.0358	9.11 < 15	Vérifiée	261.21 > 201.63	N.Vérifiée
Y-Y	Travée	318.125	0.172	0.014	3.75 < 15	Vérifiée	253.35 > 201.63	N.Vérifiée
	Appui	-410.078	0.193	0.018	4.35 < 15	Vérifiée	255.83 > 201.63	N.Vérifiée

Remarque

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

Tableau V.8. Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	A _{cal} (cm ² / ml)	A _{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres
X-X	Travée	998.326	46.18	47.91	5HA32+5HA14
	Appui	-1000.877	46.18	47.91	5HA32+5HA14
Y-Y	Travée	318.125	15.26	16.08	8HA16
	Appui	-410.078	19.95	20.61	4HA16+4HA20

Remarque

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

$$\text{Donc, } A_p = 0.2\% (b_0 \times h) = 12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}20 = 12.56 \text{ cm}^2$$

V.2.8. Schéma de ferrailage des nervures

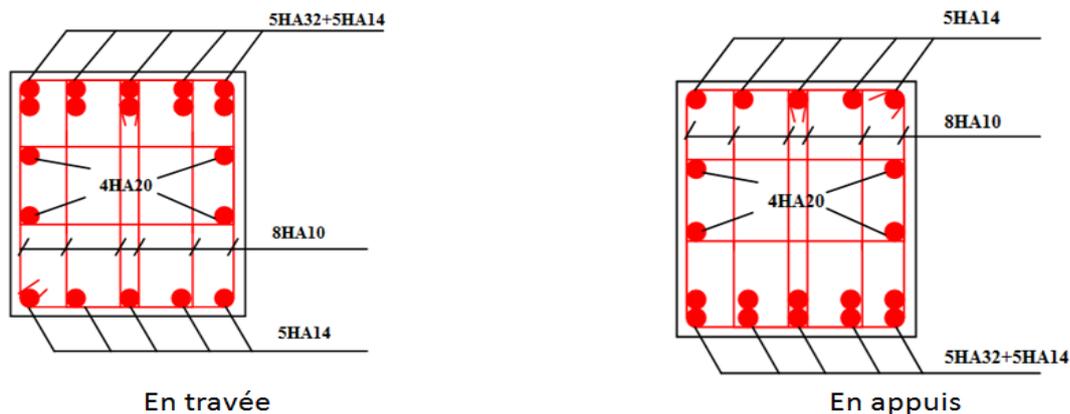


Figure VI.11. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens (x-x)

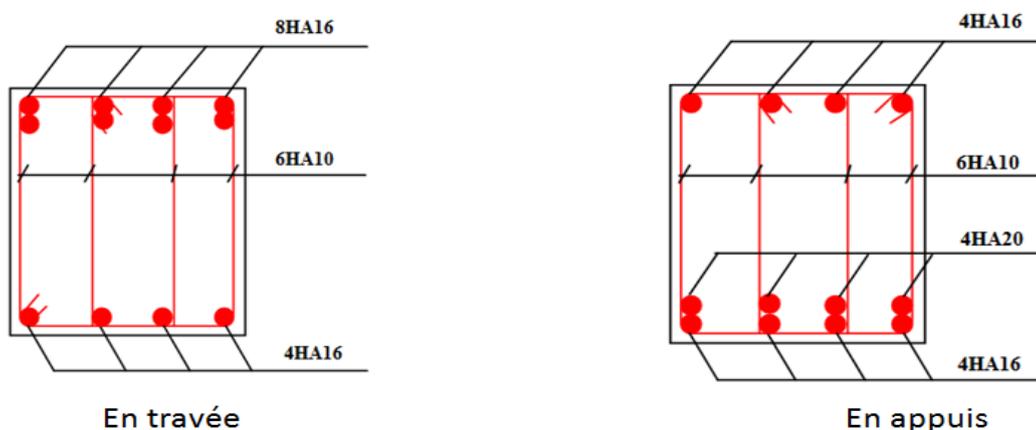


Figure V.12. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens (y-y)

V.3. Etude du mur adossée :

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au dessous du niveau de base, doivent comporter un mur continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière important

- **Dimensionnement des murs**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 4.08 \text{ m} \\ \text{longueur } L = 5.6 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Caractéristiques du sol**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 19.5 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0.05 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 22.5^\circ \end{array} \right.$$

V.3.1. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- ❖ **Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 4.08 \times 19.5 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{22.5}{2} \right) - 2 \times 5 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{22.5}{2} \right) \Rightarrow G = 28.8 \text{ KN/m}^2$$

- ❖ **La surcharge accidentelle :**

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times C}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{22.5}{2} \right) - \frac{2 \times 5}{19.5 \times 4.08} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{22.5}{2} \right) \Rightarrow Q = 4.37 \text{ KN/m}^2$$

V.3.2. Ferrailage du mur

Méthodologie de calcul

Le mur de soutènement sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

- ❖ **A l'ELU**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 4.37 = 6.55 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 28.8 + 1.5 \times 4.37 = 45.43 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 45.43 + 6.55}{4} = 35.71 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 35.71 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 4.08 \text{ m} \\ l_y = 5.6 \text{ m} \end{array} \right. \quad \text{Et} \quad \left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{array} \right. ; \quad \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.08}{5.6} = 0.73 > 0.4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

- **Calcul des moments isostatiques**

$$\text{On a :} \quad \rho = 0.73 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.4780 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0646 \times 35.71 \times 4.08^2 = 38.40 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.4780 \times 38.40 = 18.35 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Les moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 38.40 = 28.8 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 18.35 = 15.59 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 38.40 = -19.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de (b × e) m².

Les résultats de calcul de ferrailage sont dans le suivant :

Tableau. V.9.:Le calcul de ferrailage

localisation		M (KN.m)	μ _{bu}	A	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travées	X-X	28.8	0.062	0.081	0.174	4.75	2	5HA12 5.65
	Y-Y	15.59	0.034	0.043	0.176	2.53	2	4HA12 4.52
Appui		-19.20	0.041	0.053	0.1761529	3.13	2	3HA12 3.39

Avec : $A_{min} = 0.1\% \times b \times h$

➤ **Espacements**

{sens X – X: $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

{sens Y – Y: $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Les Vérifications :**

$$\begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} ; \quad \text{On a : } \begin{cases} \rho = 0.73 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.64) \times 100 \times 20 = 1.888 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants**

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{35.71 \times 4.08}{2} \times \frac{(5.6)^4}{(5.6)^4 + (4.08)^4} = 56.83 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{35.71 \times 5.6}{2} \times \frac{(4.08)^4}{(5.6)^4 + (4.08)^4} = 21.97 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{56.83 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.38 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **A P'ELS**

❖ **Calcul des moments**

On a : $\rho = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.6188 \end{cases}$

$$\text{Soit } \begin{cases} \sigma_{max} = G + Q = 28.8 + 4.37 = 33.17 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = Q = 4.37 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 33.17 + 4.37}{4} = 25.97 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 25.97 \text{ KN/m} \end{cases}$$

❖ Les moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0708 \times 25.97 \times 4.08^2 = 30.60 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.6188 \times 30.60 = 18.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.75 \times 30.6 = 22.95 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 18.94 = 16.09 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 30.60 = -15.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

Tableau10: Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	22.95	5.48	24296	5.86 < 15	<i>vérifiée</i>	201.07 < 201.63	<i>vérifiée</i>
	y-y	16.09	4.05	13686	4.76 < 15	<i>vérifiée</i>	246.3 > 201.63	<i>N.vérifiée</i>
Appui		-15.30	4.50	16706	4.12 < 15	<i>vérifiée</i>	185.30 < 201.63	<i>vérifiée</i>

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

Tableau11: Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	A	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nbr de barres	S _t
Travée	y-y	16.09	0.0029	0.266	5.97	6.79	6HA12	25

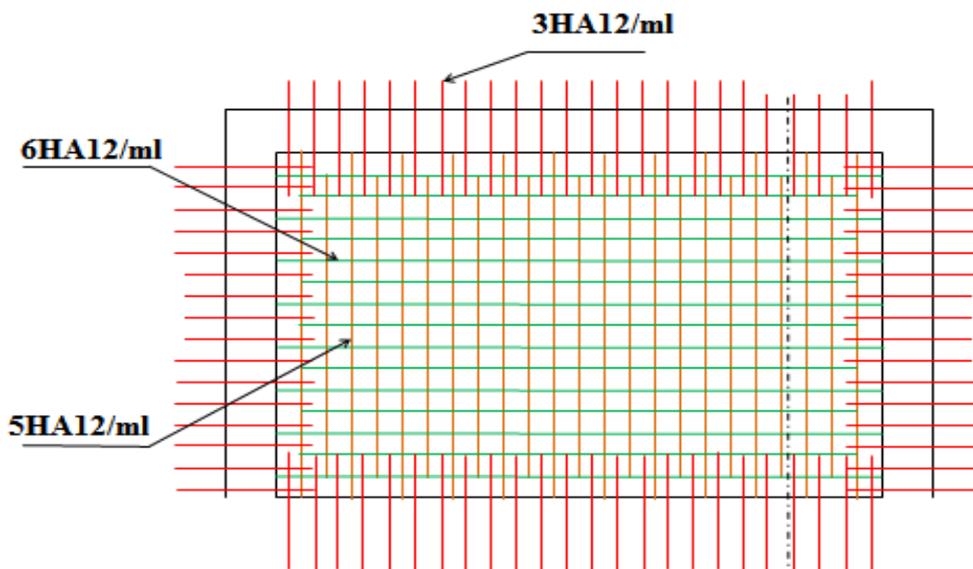
V.3.3. Ferrailage du mur adossé:

Figure V.13. Schéma de ferrailage du mur adossé.

V.4. Conclusion

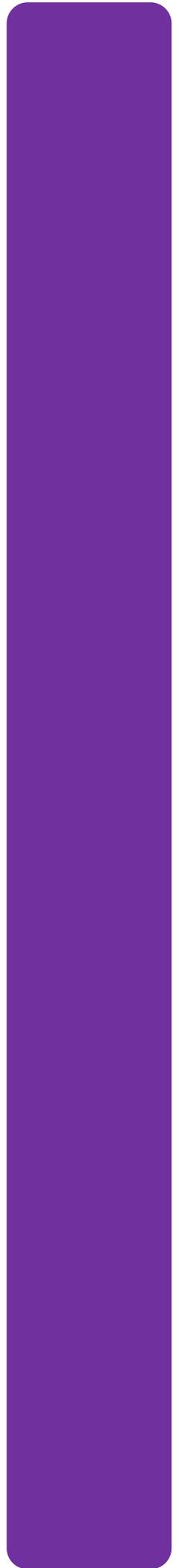
L'étude de l'infrastructure constitue une étape très importante dans le calcul d'ouvrage.

Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol, ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre structure le type de fondation choisie est le radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Notre structure ayant un entre sol ; un mur adossé est prévu, ce dernier a été étudié et ferrillé.

Conclusion générale



Conclusion générale

Pour l'étude d'une structure en génie civile en générale, et du bâtiment en particulier, l'ingénieur doit définir à l'avance une stratégie d'étude en définissant les différentes étapes de l'étude. Ces étapes qui vont conduire à un résultat final, qui est la définition des différentes sollicitations, qui seront utilisées à leur tour pour le dimensionnement des différents éléments de la structure

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Après l'analyse des plans architecturaux on a constaté que la structure est irrégulière en plans et en élévation. L'analyse géotechnique donnée du site nous donne que le sol d'assise a une capacité portante faible vue l'importance de l'ouvrage. Le prédimensionnement des éléments a permis de donner une idée générale sur les dimensions des différents éléments à savoir : plancher, poutres, poutrelles, escalier, acrotère, poteaux. Les dimensions seront utilisées pour la détermination des charges statiques de la structure. Ces dimensions sont utilisées dans le modèle numérique en 3D réalisé à l'aide du logiciel ETABS.

- Les matériaux utilisés pour la conception de notre structure sont : les aciers de nuance FeE400 et un béton qui a une résistance caractéristique à la compression égale à 25 MPa. Il est important de souligner la nécessité de garantir une bonne qualité des matériaux utilisés avec mise en place de procédures de contrôle adéquat, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

- Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait en se basant sur le critère de la plus petite portée.

- On a constaté que le critère le plus dominant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du feu. Et le poteau le plus sollicité n'est pas toujours le poteau à côté de la cage d'escalier. En effet, pour notre cas, c'est le poteau qui a une grande surface afférente.

- Notre structure est implantée dans une zone de moyenne sismicité. Ceci nous a amené à l'étudier au séisme. Etant une structure mixte sa modélisation par le logiciel ETABS V2016.2.0 nous a permis de trouver une bonne disposition des voiles de contreventement. Cette disposition respecte l'aspect architectural qui est souvent un obstacle pour l'ingénieur et vérifie les conditions édictées par le RPA 99/2003 (période de vibration, taux de participation massique, interaction voiles- portiques et effet P- Δ).

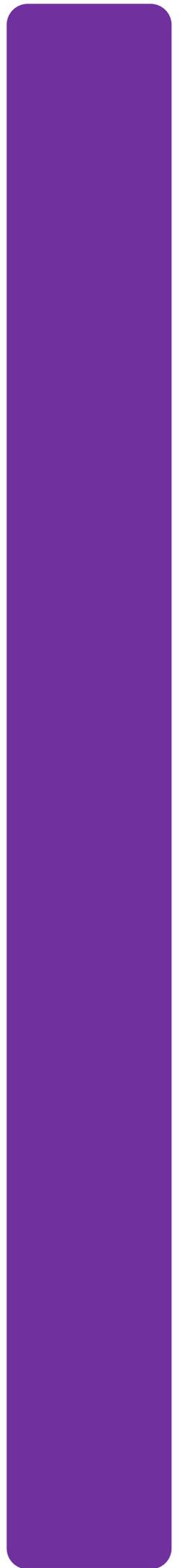
- Pour éviter la formation des rotules plastiques dans les poteaux, le RPA préconise de vérifier des moments résistants aux niveaux des zones nodales. Cette recommandation s'est avérée satisfaite pour notre cas.

- Le calcul des éléments principaux a permis de montrer que le RPA favorise la sécurité par rapport à l'économie. En effet ; les sections d'armatures trouvées par le code de calcul (SOCOTEC) sont inférieures aux sections minimales données par le RPA.

- Pour l'infrastructure le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

En clôturant, on espère que ce modeste travail apporte un plus aux promotions future.

Bibliographie



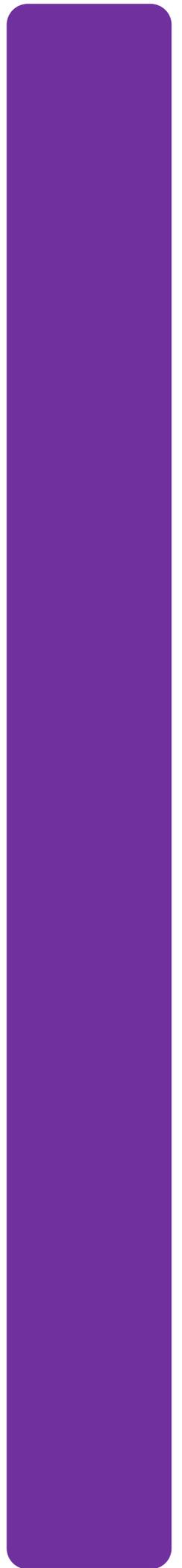
Bibliographie

- ✓ Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- ✓ Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- ✓ Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- ✓ Formulaire de calcul des sections en béton armé selon le BAEL91 et le CBA93.
- ✓ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- ✓ Anciens mémoires de fin d'étude.
- ✓ Cours de béton arme, 3eme et 1ere année master de génie civil.

Logiciels utilises :

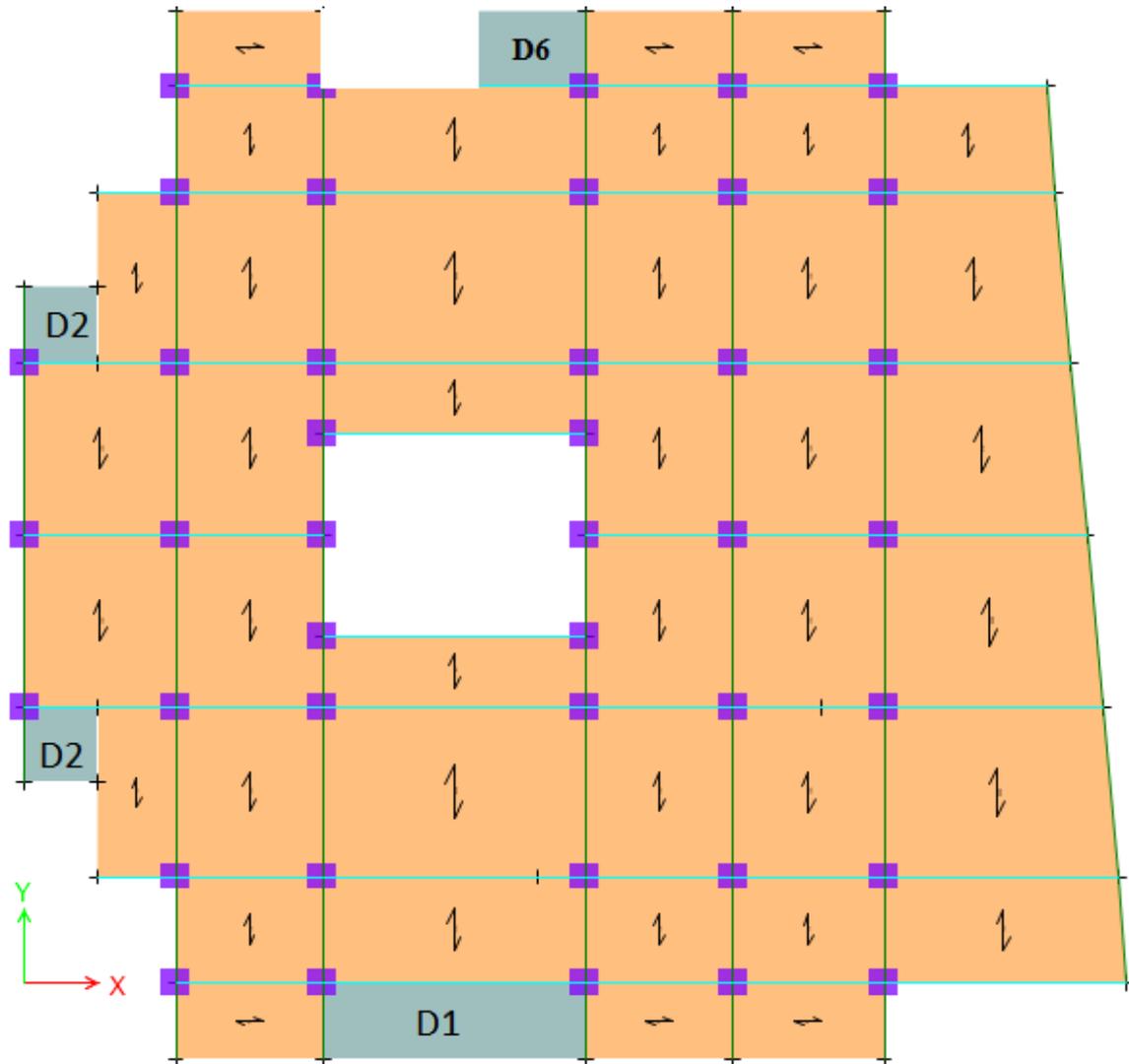
- ✓ ETABS V16.2.0.
- ✓ SOCOTEC
- ✓ AUTOCAD 2016
- ✓ EXEL 2007

Annexes



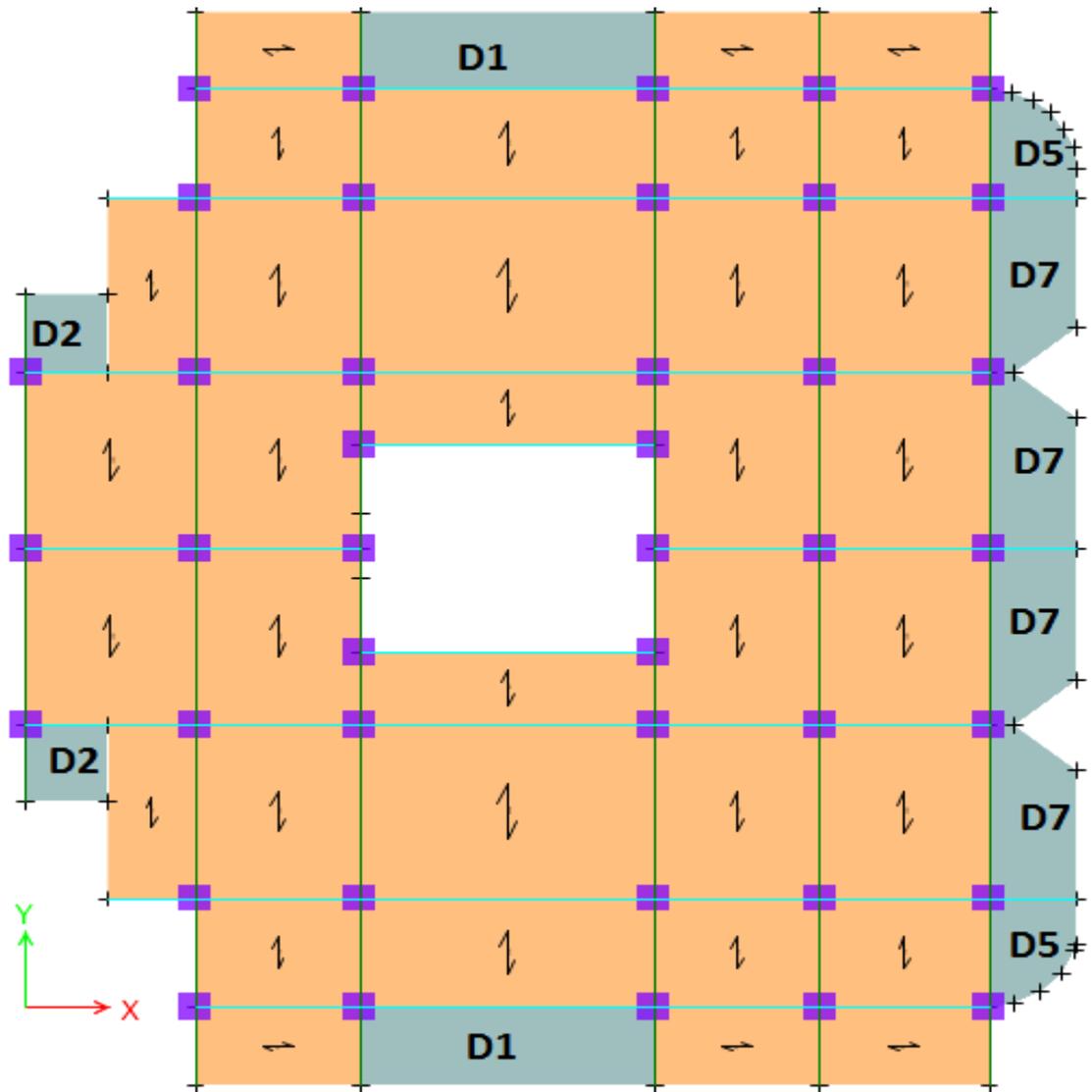
Annexe 1.A

RDC



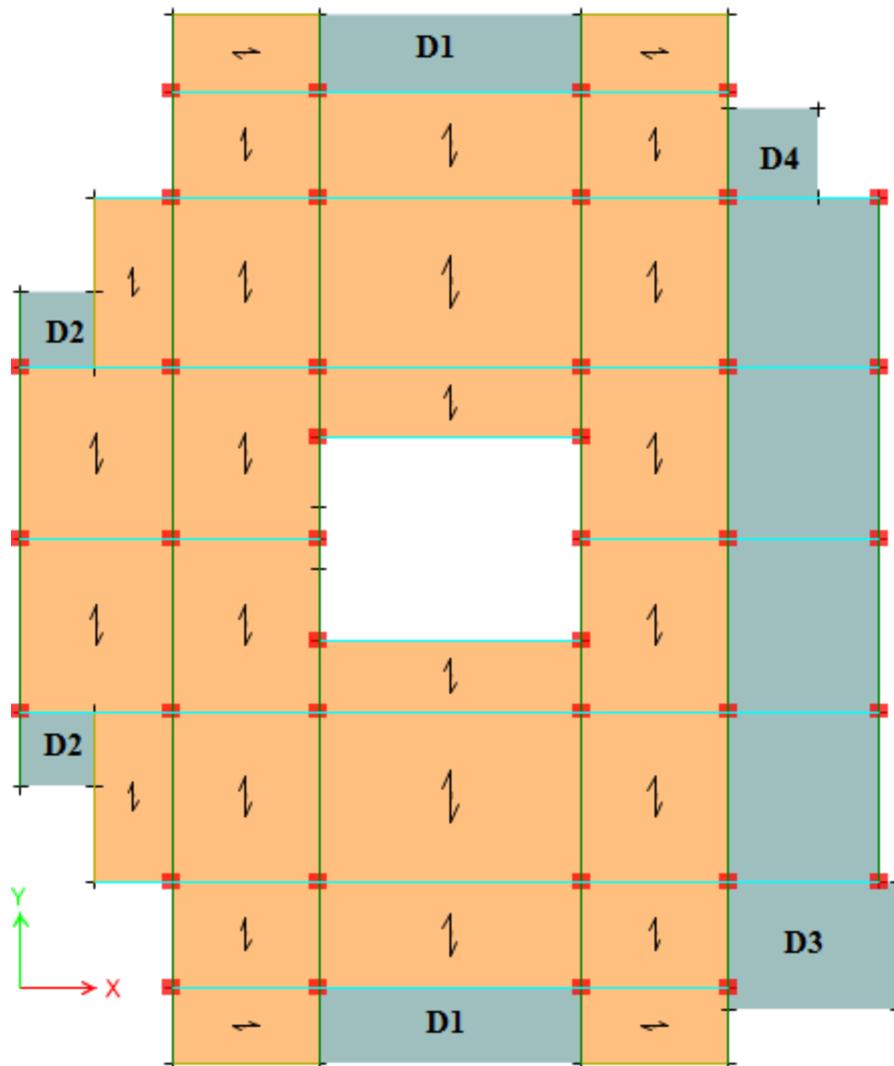
Annexe 1.B :

Etage 1 à 8



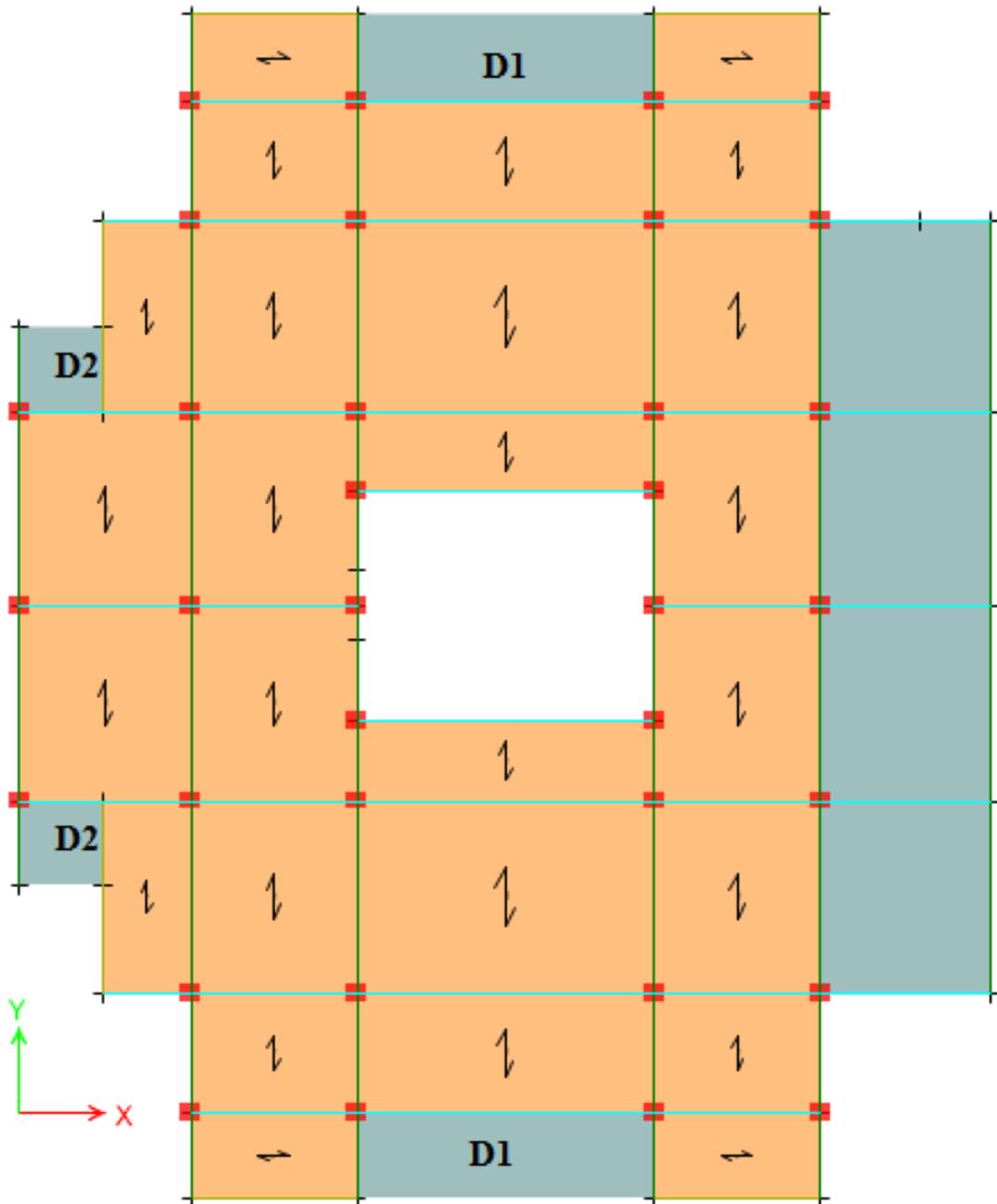
Annexe 1.D

Etage 10



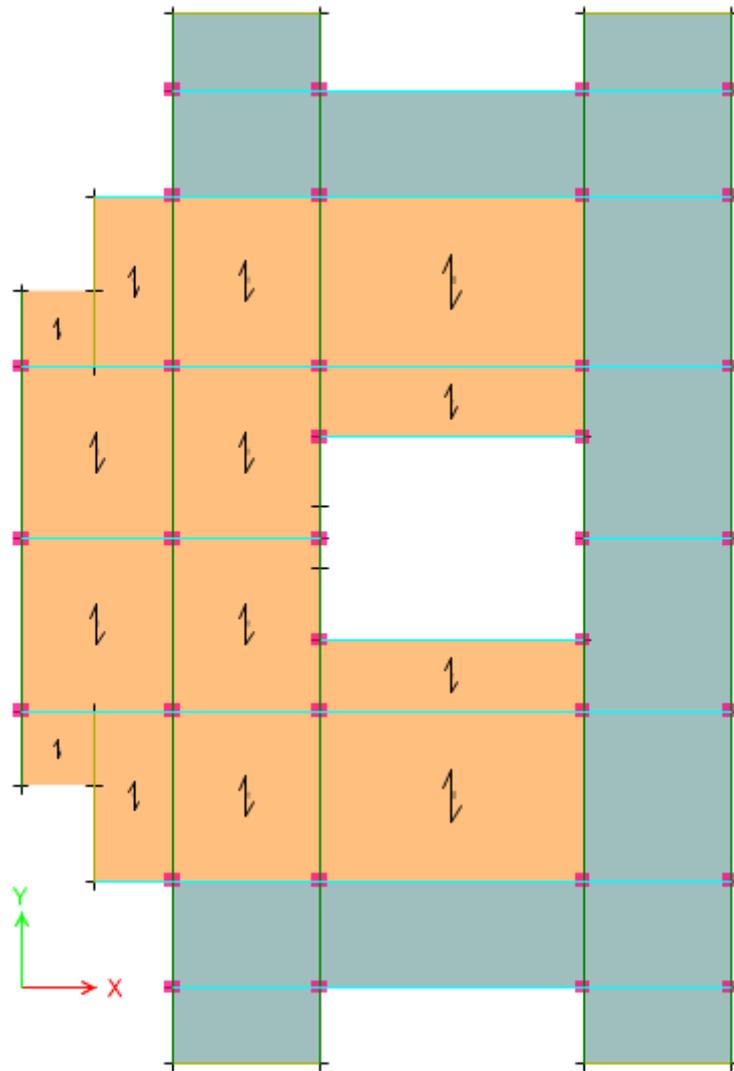
Annexe 1.E

Comble



Annexe 1.F

Terrasse



Annexe 2 :

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	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	0.5940
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	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
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	0.8358
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	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe 3

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$
au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

Avec $L_x < L_y$.

$\rho = 0.9$

		u/l_x v/l_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe 4 :

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Caractéristiques générales

Disposition :

en simplex
pour les dispositions
en batterie,
consulter la table T31

Alimentation :

collective (absence)
sélective, à analyse
permanente de trafic
à ouverture normale
trafic intense

Nombre de faces de service :

simplex accès

Portes automatiques

Distance mini entre niveaux :

255 cm

Hauteur sous dalle (Z) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	largeur BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	360	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	360	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	360	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	3500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	3500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	250	400	200	140 x 100	59	148	34	95	41	30000	11000	1500
435	540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
530		260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	280	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	250	430	200	140 x 100	65	165	38	95	45	33500	12500	1500
460	540	280	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000
590		260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000



Symbolisé international de l'Association Française des Normalisateurs de l'Élévation des Handicaps
 International Symbol of Access (ISA) de l'Association Française des Normalisateurs de l'Élévation des Handicaps
 Accessible aux handicapés circulant par l'escalier (Norme NF P 81-20) et

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général
 d'installation à très hautes performances. Il est vivement conseillé de prendre
 contact avec votre Correspondant Schneider.

Annexe 6 :

Conclusion du rapport du sol



filiale du groupe
L.N.H.C

SOCIETE DE GESTION DES PARTICIPATIONS ETUDES ET ENGINEERING «GENEST»

مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

* L.H.C.EST * EPE / SPA au Capital de 1 000 000 D A



Réf : Dossier N°011/2015

Bejaia le, 12/03/215

A monsieur Le Gérant de la SARL
AMARAT PROMOTION IMMOBILIERE.

Objet : Résultats complémentaires
"PROJET: AIN SKHOUN 2"

Monsieur,

En complément du rapport de l'étude du sol du projet cité en objet, permettez-nous, de vous faire part des résultats complémentaires que vous nous avez demandés, concernant les paramètres physiques et mécaniques du sol.

D'après la nature de sol, et selon la norme DIN 18196(6.70) ainsi que les paramètres géotechnique de calculs selon la norme DIN 1055, les paramètres mécaniques à apprendre dans les calculs de soutènement sont les suivants : **Catégorie de sol :sol S2**

$$\gamma_h = 19.5 \text{KN/m}^3, \quad C = 5 \text{KN/m}^2, \quad \varphi' = 22.5^\circ$$

L'ensemble des résultats des essais physiques sont joints en annexe à ce rapport.

Nous restons à votre disposition, pour éventuelles informations complémentaires jugées nécessaires.

Salutations.

L'ingénieur chargé de l'étude

SEBBAH Yacine
Ingénieur Géologue

Chef Département Technique

Chef Département Technique
ABDOUS Madani

le Directeur Régional

بوسلبي زهير
مدير جهوي



4 - Conclusion :

La reconnaissance géotechnique a permis de conclure que le terrain en question est formé en majeure partie par des schistes altérés friables en surface, reposant sur des schistes moyennement compacts en profondeur, avec des traces d'argile par endroits.

Les résultats obtenus ont montré que ces sols sont de bonnes caractéristiques physiques.

La région de Bejaïa est classée dans la zone IIa, de sismicité moyenne, d'où il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de la région dans le calcul de structures en béton armés.

A cet effet il est judicieux d'adopter un système de fondation superficielle, ancrée à partir de **1.50 m** avec une contrainte de **2 bars**.

Les analyses chimiques, montrent que le sol en place n'a pas d'agressivité sur les bétons, donc l'utilisation d'un ciment spécial n'est pas recommandée.

Recommandations :

- Les travaux de terrassement et de creusement des fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies.
- L'espace de temps, séparant le terrassement des fouilles à la mise en place des bétons, doit être réduit, pour ne pas permettre la stagnation prolongée, et l'infiltration des eaux.

Nous restons à votre entière disposition pour éventuelle renseignements complémentaires.

L'Ingénieur Chargé d'Etude

NASRI Leila
Ingénieur Chargée
d'Etudes

Chef de Département Technique

DEBABI Nacim
Chef Département
Technique

Le Directeur Régional



Annexe 7 :

Schéma de ferrailage des poteaux

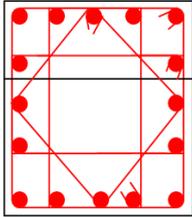
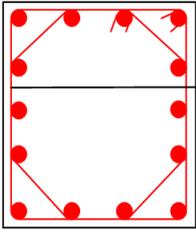
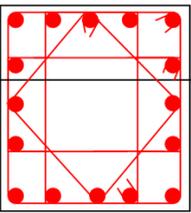
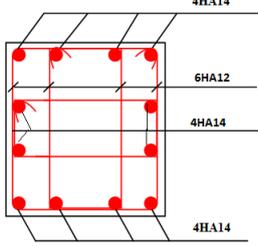
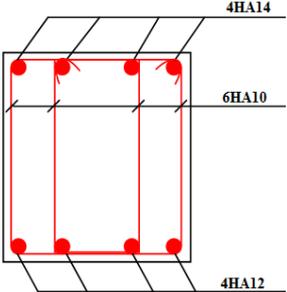
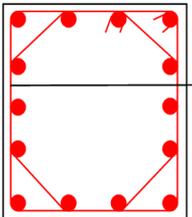
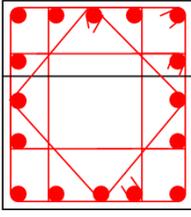
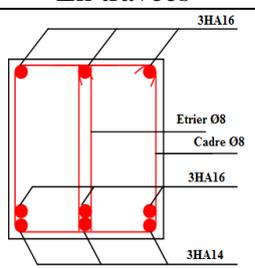
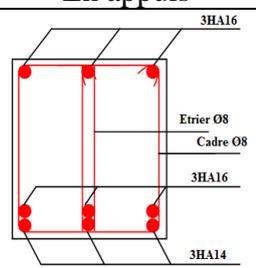
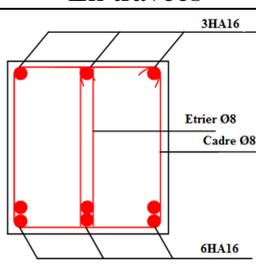
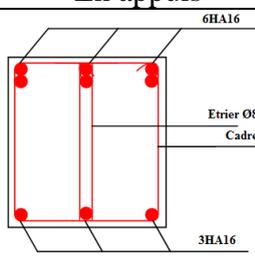
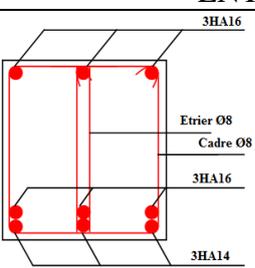
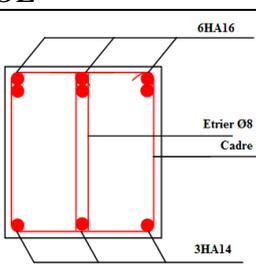
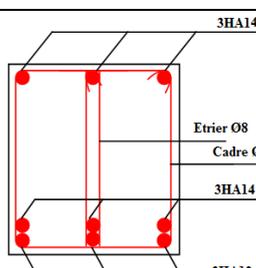
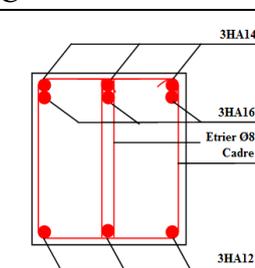
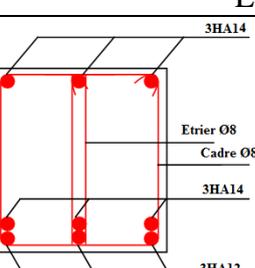
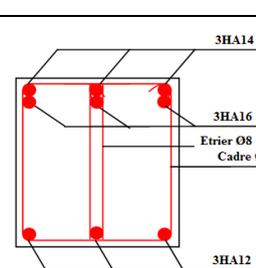
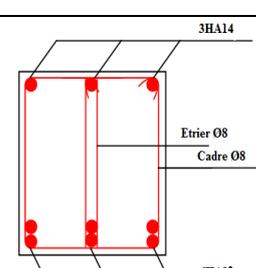
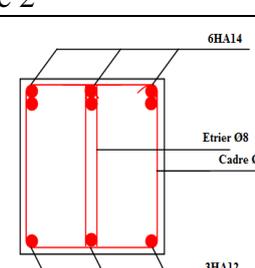
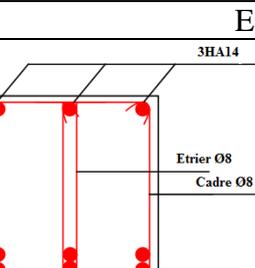
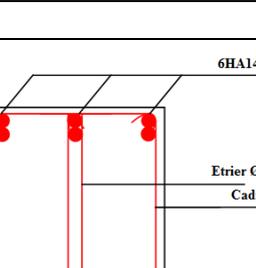
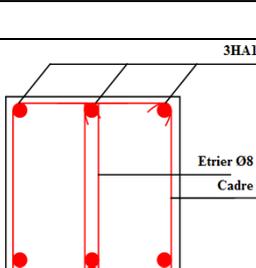
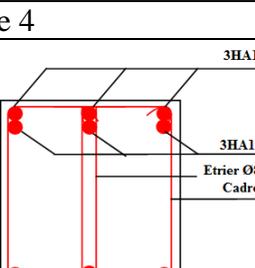
entre sol et RDC	étage 1 et 2
 <p>8HA10 16HA16</p>	 <p>6HA12 14HA16</p>
étage 3 à 6	étage 7 à 10
 <p>8HA10 16HA14</p>	 <p>4HA14 6HA12 4HA14 4HA14</p>
Étage comble et terrasse	
 <p>4HA14 6HA10 4HA12</p>	

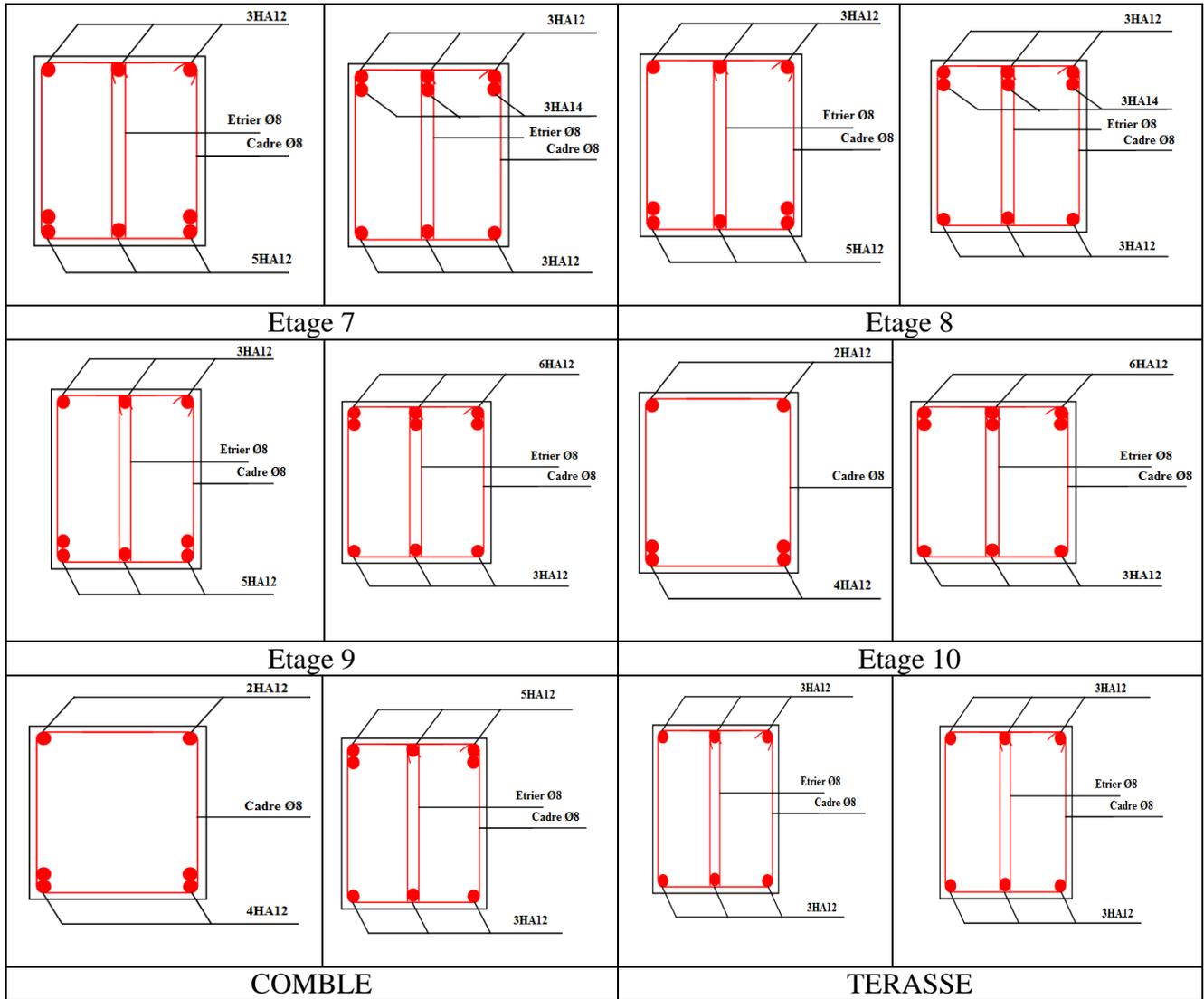
Schéma de ferrailage du poteau C47

Étage 3 à 4	Étage 5 à 8
 <p>6HA12 14HA16</p>	 <p>8HA10 16HA14</p>

Annexe 8 :

Schéma de ferrailage des poutres

Schéma de ferrailage des poutres principales			
En travées	En appuis	En travées	En appuis
			
ENTRE SOL		RDC	
			
Etage 1		Etage 2	
			
Etage 3		Etage 4	
			
Etage 5		Etage 6	



Plans de la structure

