



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA de Bejaia

Faculté de technologie

Département de GENIE CIVIL

mémoire de fin d'études

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

Option : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R +8+Sous-sol) à usage d'habitation, et commercial contreventé par un Système Mixte (Voiles - Portiques)

Présenté par :

M^{elle} MEBARKI Lamia

M^{elle} MERKHOUF Sabrina

Encadré par :

M^{me} BOUSSAA Leila

Membres du jury :

M^r ATTAL Riadh

M^{me} SEDIRA Rima

Année universitaire : 2018/2019

Remerciement

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

Nous remercions, en premier lieu notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force et la patience pour effectuer le présent travail. A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M^{lle} BOUSSAA LEILA : notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

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

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

DEDICAES

Je dédie ce travail

Au meilleur des pères,

Unique et irremplaçable, aucune dédicace ne saurait exprimer la reconnaissance et l'amour que je te porte, l'épaule solide, l'œil attentif et compréhensif et la personne la plus digne de mon estime et de mon respect. Tes encouragements m'ont été d'un grand secours tout au long de mes études. J'implore le tout puissant pour qu'il t'accorde une longue vie heureuse et une bonne santé.

Je t'aime papa.

A ma mère,

Ma mère tu es le symbole du dévouement, du sacrifice, et de l'amour. Je te dédie ce travail maman pour t'exprimer toute ma gratitude, je t'aime maman.

Travail avec courage et persévérance, car la ténacité permet d'atteindre l'excellence !

Didier Court

MEBARKI Lamia

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

À mes très chers parents pour toute L'aide qu'ils n'ont cessé de me donner

À mes très chers frères et ma sœur

À toute ma famille

À ma binôme MEBARKI Lamia et sa famille

Et à tous mes amis sans exception.

Merkhouf Sabrina

Introuction generale

Chapitre 1 :Généralités

1.1. Introduction.....	2
1.2. Présentation du projet	2
1.2.1. Contexte du projet.....	2
1.2.2. Objet du projet.....	2
1.3. Implantation de l'ouvrage	2
1.4. Données géotechnique du site.....	2
1.5. Description de l'ouvrage	2
1.6. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
1.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	3
1.7.1. Le béton.....	3
1.7.2. Les aciers.....	6
1.8. Contrainte limite	6
1.9. Etats limites.....	7
1.9.1.Etats limites ultimes (ELU)	7
1.9.2.Etats limites de service (ELS)	7
1.9.3.Hypothèses de calcul aux états limites	7
1.9.4.Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	8
1.10.Conclusion.....	8

Chapitre 2 : Pre dimensionnement et calcul des elements secondaires

2. Pre dimensionnement et calcul des elements secondaires.....	9
2.1. Plancher.....	9
2.1.1. Planchers a corps creux	9
2.1.1.1.Disposition et schemas de differents types de poutrelles	9
2.1.1.2.Evaluation des charges dans les planchers en corps creux	11
2.1.1.3.Charges et surcharges revenants aux poutrelles	11
2.1.1.4.Etude des poutrelles :	12
2.1.1.5.Ferraillage.....	13
2.1.1.6.Tableaux recapitulatifs	18
2.1.1.7.Etude de la dalle de compression : CBA93 article (b.6.8.4.2.3).....	21
2.1.2. Planchers a dalles pleines.....	22
2.1.2.1.Emplacement des panneaux de dalle	22
2.1.2.2.Pre dimensionnement.....	22
2.1.2.3.Evaluation des charges et surcharges sur les dalles pleines.....	23
2.1.2.4.Etude des dalles pleines.....	23
2.1.2.5.Tableaux recapitulatifs de differents types de dalles.....	26
2.1.2.6.Schema de ferraillage.....	28

2.2. Etude des escaliers	29
2.2.1. Schema statique de l'escalier.....	29
2.2.2. Pre dimensionnement de l'escalier	29
2.2.3. Evaluation des charges sur les escaliers	30
2.2.4. Etude de l'escalier	30
2.2.4.1. Etude de la partie ①	30
2.2.4.2. Etude de la partie ②	34
2.2.4.3. Schema de ferraillage de l'escalier.....	36
2.2.5. Poutre palier	36
2.2.5.1. Schema statique de la poutre palier.....	36
2.2.5.2. Dimensionnement	36
2.2.5.3. Calcul de la poutre palier	37
2.2.5.4. Ferraillage globale.....	38
2.2.5.5. Schema de ferraillage.....	39
2.3. Etude de l'acrotère	40
2.3.1. Schema statique de l'acrotère	40
2.3.2. Evaluation des charges et surcharges	40
2.3.3. Etude de l'acrotère.....	40
2.3.4. Ferraillage de l'acrotère	41
2.3.5. Schemas de ferraillage.....	43
2.4. Ascenseur	44
2.5. Pre dimensionnement des éléments structuraux.....	44
2.5.1. Poutres	44
2.5.2. Les poteaux.....	45
2.5.3. Les voiles.....	49
2.6. Conclusion	50

Chapitre 3 : Etude sismique

3.1. Introduction	51
3.2. Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003	51
3.2.1. Zone sismique (A3.1./RPA99/2003)	51
3.2.2. Importance de l'ouvrage (A3.2./RPA99/2003).....	51
3.2.3. Site (A3.3./RPA99/2003)	51
3.2.4. Système de contreventement (A3.4./RPA99/2003).....	52
3.2.5. Configuration du bloc (A3.5./RPA99/2003)	52
3.3. Choix de la méthode de calcul	53
3.3.1. Méthodes utilisables (A4.1.1./RPA99/2003).....	53
3.3.2. Condition d'application la méthode statique équivalente (A.4.1.2).....	53
3.3.3. Analyse Sismique Dynamique Modale Spectrale (A4.1.3./RPA99/2003).....	53
3.3.3.1. Principe de Modélisation (A4.3.2./RPA99/2003).....	54
3.3.3.2. Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis	54

3.3.3.3. Programme utilisé pour la modélisation	54
3.3.4. Paramètres utilisées pour l'étude sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003)	56
3.3.4.1. Coefficient d'accélération de zone A	56
3.3.4.2. Facteur de qualité	56
3.3.4.3. Coefficient de comportement global de la structure "R"	56
3.3.4.4. Coefficient de pondération " β "	56
3.3.4.5. Pourcentage critique d'amortissement " ξ (%)"	57
3.3.4.6. Spectre de réponse sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003)	57
3.4. Résultats de l'analyse sismique dynamique modale spectrale	58
3.4.1. Taux de participation massique	58
3.4.2. Efforts tranchants, Moments sismique et les déplacements par niveau	59
3.4.3. Justification sismique de la structure	60
3.4.4. Effort tranchant à la base (Réponse sismique totale de la structure)	60
3.4.5. Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P.A99/2003)	62
3.4.6. Vérification de l'effort normal réduit	62
3.5. Justification de la sécurité de l'ouvrage	63
3.5.1. Justification vis-à-vis les déformations (A.5.10. R.P.A99/2003)	63
3.5.2. Justification vis-à-vis l'effet P- Δ (A.5.9. R.P.A99/2003)	63
3.5.3. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble (A.5.5. R.P.A99/2003)	64
3.6. Conclusion	64

Chapitre 4 : Etude des éléments structuraux

4.1. Introduction	65
4.2. Les poutres	65
4.2.1. Recommandations du RPA99v2003	65
4.2.2. Diagrammes des moments fléchissant	65
4.2.3. Diagramme des Efforts tranchants	67
4.2.4. Ferrailage	67
4.2.5. Vérifications à l'ELU	68
4.2.6. Vérifications à l'ELS	68
4.2.7. Schéma de ferrailage	69
4.3. Les poteaux	70
4.3.1. Recommandations du RPA99v2003	70
4.3.2. Diagrammes des moments fléchissant et l'effort normale	72
4.3.3. Diagrammes des efforts tranchants	74
4.3.4. Ferrailage	74
4.3.5. Vérifications à l'ELU	75
4.3.6. Vérifications à l'ELS	75
4.3.7. Vérifications des zones nodales	76
4.3.8. Ferrailage	77
4.4. Les voiles	79
4.4.1. Recommandations du RPA99v2003	79
4.4.3. Calcul des voiles par la méthode des contraintes	81

4.4.4. Schémas de Ferraillages	85
4.5. Conclusion	85

Chapitre 5: Etude de l'infrastructure

5.1. Type de fondation adopté	87
5.2. Radier général nervuré	88
5.2.1. Pré dimensionnement du Radier	88
5.2.1.1. Dalle du radier	88
5.2.1.2. Les nervure (poutres croisé)	88
5.2.1.3. Le Débord	88
5.2.2. Caractéristiques géométriques du radier	89
5.2.3. Résultante des forces (N, M1, M2, V) par rapport au centre de gravité	89
5.2.4. Justification du radier	89
5.2.4.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales	89
5.2.4.2. Vérification au soulèvement	90
5.2.4.3. Vérification de la stabilité au renversement	90
5.2.4.4. Vérification de l'effort de sous pression	91
5.2.4.5. Vérification au poinçonnement	91
5.2.5. Ferraillage de la dalle radier	91
5.2.5.1. Section d'acier	91
5.2.5.2. Vérification des contraintes	93
5.2.6. Ferraillage Débord	93
5.2.7. Schéma du ferraillage	93
5.2.8. Etude des nervures	94
5.2.8.1. Sollicitation (moment fléchissant) dans les nervures	95
5.2.8.2. Ferraillage longitudinale	95
5.2.8.3. Ferraillage transversale	95
5.2.8.4. Vérification de l'effort tranchant	96
5.2.8.5. Vérification des contraintes	96
5.2.8.6. Schéma du ferraillage	96
5.3. Voile périphérique	97
5.3.1. Evaluation des charges et surcharges	98
5.3.2. Ferraillage du voile	98
5.3.3. Vérification de l'effort tranchant	99
5.3.4. Vérification à ELS	99
5.3.5. Ferraillage	99

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Plans Architecture

Liste des figures

CHAPITRE1 :

Figure 1. 1.Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	4
Figure 1. 2. Diagramme des contraintes du béton.	5
Figure 1. 3. Diagramme contraintes déformations.	5
Figure 1. 4. Diagramme contrainte déformation de l'acier.	6

CHAPITRE2 :

Figure 2.1. Disposition des poutrelles	9
Figure 2.2. Coupe transversale du plancher à corps creux et d'une poutrelle.....	12
Figure 2.3. Schéma statique de la poutrelle 4.....	12
Figure 2.4. Ferrailage de la dalle de compression.....	21
Figure 2.5. Emplacement des panneaux de dalle	22
Figure 2.6. Section de la dalle pleine à ferrailée	24
Figure 2.7. Schéma de ferrailage de panneau D1	28
Figure 2.8. Schéma statique de l'escalier	29
Figure 2.9. Chargement sur l'escalier a L'ELU	31
Figure 2.10.Schéma statique de tronçon 1	31
Figure 2.11. Schéma statique de tronçon 2	31
Figure 2.12. Chargement sur l'escalier a L'ELS	32
Figure 2.13. Schéma statique de palier.....	34
Figure 2.14. Schéma statique de palier.....	35
Figure 2.15. Schéma de ferrailage de l'escalier.	36
Figure 2.16.Schéma statique de la poutre palière.....	36
Figure 2.17. Schéma de ferrailage de la poutre palière.	39
Figure 2.18. Coupe transversale de l'acrotère et un schéma statique.....	40
Figure 2.19. Section droite de l'acrotère a ferrailé.....	42
Figure 2.20. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	43
Figure 2.21. Vue en plan de la cage d'ascenseur.	44
Figure 2.22. Surface afférente des planchers étage courants et l'étage (double hauteur)	45

CHAPITRE3 :

Figure 3. 1.limite des décrochements en plan.	52
Figure 3. 2.limite des décrochements en elevation.....	53
Figure 3. 3.le logiciel etabs version 16.2.0.....	54
Figure 3. 4. vue en plan des elements structuraux (poteaux-voiles) de la superstructure	55
Figure 3. 5.spectre de reponse sismique de calcul utilise selon le rpa99/2003	57
Figure 3. 6. effort tranchant a la base	62

CHAPITRE4 :

Figure 4. 1. Ferrailage type des poutres principales.....	69
Figure 4. 2. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	70
Figure 4.3. Zone nodale.....	71
Figure 4. 4. Répartition des moments dans les zones nodales	76
Figure 4. 5. Schéma de ferrailage des poteaux.....	78
Figure 4. 6. Schéma des contraintes dans le voile.....	81
Figure 4. 7. Schéma de ferrailage du voile V1 (Zone I : Sous Sol/RDC).....	85
Figure 4. 8. Schéma de ferrailage du voile V2 (Zone I : Sous sol/RDC).....	85

CHAPITRE5 :

Figure 5.1. Radier général nervuré.....	87
Figure 5.2. Périmètre utile du poteau	90
Figure 5.3. Panneaux de dalle du radier ($e = 40$ cm).....	91
Figure 5.4. Schéma du ferrailage du Radier.....	92
Figure 5.5. Transmission des charges des dalles aux nervures	93
Figure 5.6. Repérage des poutres de rigidité (60×85) cm^2	93
Figure 5.7. Schéma du ferrailage d'une nervure principale et une nervure secondaire	95
Figure 5.8. Schéma du ferrailage d'une nervure principale et secondaire	96
Figure 5.9. Panneau du voile périphérique le plus sollicité.....	97
Figure 5.10. Répartition des contraintes sur le voile	98
Figure 5.11. Ferrailage du voile périphérique	99

Liste des tableaux

CHAPITRE 1 :

Tableau 1.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
Tableau 1.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	8

CHAPITRE 2 :

Tableau 2.1. Types de poutrelles.....	10
Tableau 2.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.	11
Tableau 2.3. Charges et surcharges des plancher commerce, habitations et la terrasse.....	11
Tableau 2.4. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	11
Tableau 2.5. Calcul des sections de ferrailage des appuis de rive	14
Tableau 2.6. Calcul des sections de ferrailage des appuis intermédiaires	16
Tableau 2.7. Vérification de la flèche de poutrelle type 2	18
Tableau 2.8. Sollicitation maximales des poutrelles de l'étage habitation.	18
Tableau 2.9. Sollicitation maximales des poutrelles de l'étage Commercial	18
Tableau 2.10. Sollicitation maximales des poutrelles dans la terrasse inaccessible	19
Tableau 2.11. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.	19
Tableau 2.12. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.....	19
Tableau 2.13. Vérifications nécessaires à l'ELU	20
Tableau 2.14. Vérification des contraintes à l'ELS	20
Tableau 2.15. Vérification de la flèche pour la terrasse inaccessible et l'étage courant.....	20
Tableau 2.16. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	21
Tableau 2.17. Dimensionnement des panneaux de dalle pleine.....	22
Tableau 2.18. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine	23
Tableau 2.19. Estimations des moments dans le panneau D1	24
Tableau 2.20. Ferrailage du panneau D1.	25
Tableau 2.21. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS du panneau D1	26
Tableau 2.22. Données des différents types de dalles pleins	26
Tableau 2.23. Sollicitations maximales dans les dalles pleines	26
Tableau 2.24. Calcul du ferrailage à l'ELU	27
Tableau 2.25. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU.....	27
Tableau 2.26. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	27
Tableau 2.27. La section d'armature a l'ELS	28
Tableau 2.28. Vérification de différentes conditions de la flèche.....	28
Tableau 2.29. Vérifications de la flèche à l'ELS	28
Tableau 2.30. Évaluation des charges revenant à la volée en dalle pleine.....	30
Tableau 2.31. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine	30
Tableau 2.32. Résultats de ferrailages de la volée	32
Tableau 2.33. Effort tranchant et moment fléchissant a L'ELS	33
Tableau 2.34. Vérification des contraintes aux appuis	33

Liste des tableaux

Tableau 2.35. Diagrammes des efforts internes	34
Tableau 2.36. Ferrailage de palier.....	35
Tableau 2.37. Vérification des contraintes.....	35
Tableau 2.38. Sollicitation de la poutre palière.....	37
Tableau 2.39. Ferrailage de la poutre palière.....	37
Tableau 2.40. Tableau récapitulatif des sollicitations et vérification du cisaillement	38
Tableau 2.41. Vérification des contraintes en travée	38
Tableau 2.42. Vérification des contraintes aux appuis	39
Tableau 2.43. Charges revenant à l'acrotère	40
Tableau 2.44. Combinaisons d'action de l'acrotère.....	41
Tableau 2.45. Ferrailage de l'acrotère.....	42
Tableau 2.46. Vérification des exigences de RPA	45
Tableau 2.47. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres	45
Tableau 2.48. Résultats de la descente de charge de poteau 6G	46
Tableau 2.49. Vérification à la compression simple des poteaux de tous les niveaux	48
Tableau 2.50. Résultats de la vérification au flambement	49
Tableau 2.51. Epaisseurs optés pour les différents niveaux.....	49
Tableau 2.52. Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres	50

CHAPITRE 3 :

Tableau 3. 1. valeurs de t_1 et t_2	51
Tableau 3. 2. caracteristiques geometriques et structurelles de la structure etudiee.....	55
Tableau 3. 3. determination de coefficient d'acceleration de zone a	56
Tableau 3. 4. determination de facteur de qualite q	56
Tableau 3. 5. determination du " ξ (%)" selon le tableau 4.2 (r.p.a99/2003).....	57
Tableau 3. 6. periodes / participation massiques et nombre de modes a considerer.....	58
Tableau 3. 7. mode de vibration de la structure	58
Tableau 3. 8. determinations des efforts tranchants par niveau suivant x et y.....	59
Tableau 3. 9. determinations des déplacements par niveau suivant x et y	59
Tableau 3. 10. determinations des moments par niveau suivant x et y	59
Tableau 3. 11. charges verticales et horizontales reprises par les portiques et voiles.....	60
Tableau 3. 12. determinations de l'effort tranchant a la base	61
Tableau 3. 13. verification de l'effort normal reduit.....	62
Tableau 3. 14. verification de déplacement inter-etages	63
Tableau 3. 15. verification de l'effet p- Δ	64

CHAPITRE 4 :

Tableau 4.1. Sollicitation statique dans les poutres (Moments fléchissant)	66
Tableau 4.2. Les moments fléchissant sous les différentes combinaisons (Annexe n°02)	66
Tableau 4.3. Sollicitation statique dans les poutres (Effort tranchant)	67

Liste des tableaux

Tableau 4.4. Ferraillage des poutres principales et secondaire	67
Tableau 4.5. Vérification des contraintes tangentielle	68
Tableau 4.6. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	68
Tableau 4.7. Vérification de l'état limite de compression du béton	68
Tableau 4.8. Vérification des conditions de la flèche des poutres	69
Tableau 4.9. Sollicitation statique dans les poteaux	72
Tableau 4.10. Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux.....	72
Tableau 4.11. Sollicitation sismique dans les poteaux.....	73
Tableau 4.12. Diagrammes des Efforts tranchants et les poteaux les plus sollicités	74
Tableau 4.13. Calcul du ferraillage longitudinal dans les poteaux	74
Tableau 4.14. Ferraillage transversales des poteaux	75
Tableau 4.15. Vérification au flambement.....	75
Tableau 4.16. Vérification des contraintes de cisaillement.....	75
Tableau 4.17. Vérification des contraintes.....	76
Tableau 4.18. Les moments résistants dans les poteaux	76
Tableau 4.19. Les moments résistants dans les poutres	76
Tableau 4.20. Vérification de la zone nodale en plan	77
Tableau 4.21. Vérification de la zone nodale en élévation	77
Tableau 4.22. Sollicitation statique et sismique dans les voiles	80
Tableau 4.24. Les sollicitations dans les voiles V1 et V2.....	80
Tableau 4.25. Ferraillage d'un voile type selon XX : V1 (Zone RDC).....	82
Tableau 4.26. Ferraillage d'un voile type selon YY: voile V2 (Zone RDC).....	83
Tableau 4.26. Ferraillage d'un voile type selon YY : V2 (Zone RDC).....	84

CHAPITRE 5 :

Tableau 5.1. Type de fondation adopté.	86
Tableau 5.2. les caractéristique géométriques du Radier	88
Tableau 5.3. Résultante des forces (N, M_1 , M_2 , V)	88
Tableau 5.4. Vérification de la contrainte du sol	89
Tableau 5.5. Vérification au soulèvement.....	89
Tableau 5.6. Vérification de la stabilité au renversement	89
Tableau 5.7. Les sections d'acier dans les panneaux de radier.....	91
Tableau 5.8. La vérification des contraintes	92
Tableau 5.9. Tableau de ferraillage du débord.....	92
Tableau 5.10. Sollicitations dans les nervures	94
Tableau 5.11. Ferraillage longitudinale pour la poutre la plus sollicitée.	94
Tableau 5.12. Vérification de l'effort tranchant.....	95
Tableau 5.13. Vérification des contraintes.....	95
Tableau 5.14. Les sections d'acier dans le voile périphérique	98
Tableau 5.15. Vérification de l'effort tranchant.....	98
Tableau 5.16. Vérification des contraintes à l'ELS	98



INTRODUCTION

GÉNÉRALE

Introduction générale

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

L'étude d'un bâtiment en R+8+Sous-sol sis à Aokas (Béjaïa), à usage d'habitation et commercial, sera présentée selon un schéma précis ayant défini l'étude en elle-même qui sera articulée autour de cinq chapitres.

Le premier chapitre est consacré à la détermination des caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Le pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires structuraux a ensuite fait l'objet du deuxième chapitre. Au troisième chapitre nous avons mené une étude dynamique de la structure en question. Cette dernière a été modélisée par le logiciel ETABS v 2016 et une disposition optimale des voiles a été adoptée conformément au règlement parasismique algérien. Le calcul du ferraillage des éléments structuraux est exposé dans le quatrième chapitre. Et enfin une dernière partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure.

Une conclusion générale clôture le mémoire.



CHAPITRE 1

GÉNÉRALITÉS

1.1.Introduction

Ce chapitre, est consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation.

1.2.Présentation du projet de fin d'étude

1.2.1. Contexte du notre projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un immeuble (R+8 avec Sous-sol) en béton armé à usage multiple à savoir :

- * Le sous-sol sert au stockage pour commerce.
- * Le RDC à usage commercial.
- * Le 1^{er} étage au 8^{ème} étage à usage d'habitation avec une terrasse inaccessible.

1.2.2. Objet du projetdu notre projet

L'objectif de cette étude est de dimensionner les principaux éléments porteurs (Poteaux, poutres, voiles..) et les éléments secondaires de ce bâtiment afin d'assurer la résistance, la durabilité et la stabilité structurale de l'ouvrage.

1.3.Implantation de l'ouvrage

Le site, objet de la présente étude se situe à **AOKAS** au « Centre-ville d'AOKAS » à la wilaya de **Bejaia** (Algérie).L'assiette d'assise est projetée sur un terrain relativement plat.

1.4.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 **1,26bar** obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de **3,4 m**.
- * D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe **S3** (Sol meuble) selon sa nature géotechnique.
- * Les caractéristiques mécaniques $0,20 \text{ bars} \leq C \leq 0,45 \text{ bars}$ et $5 \leq \Phi \leq 19^\circ$.

1.5.Description de l'ouvrage

Le projet qui fait objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+8+sous sol) en béton armé à usage multiple. Ce projet est un ouvrage courant implanté a AOKAS wilaya de BEJAIA classé d'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 « article 3.2 » comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa), ayant une importance moyenne de groupe d'usage **2**. Sa hauteur totale est inférieure à **48** mètres.

1.6. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Tableau 1.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

En élévation	♦ Hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère	28,65m
	♦ Hauteur totale du bâtiment sans l'acrotère	28,05m
	♦ Hauteur du sous-sol.....	3,40m
	♦ Hauteur du rez-de-chaussée	3,57m
	♦ Hauteur de l'étage courant.....	3,06m
En plan	♦ Longueur total	27,61m
	♦ Largeur total.....	18,79m

1.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

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

1.7.1. Le béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et composé et d'additifs. Le béton choisit est de classe C25/30. Le béton présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre 25 à 40 MPa, néanmoins sa résistance à la traction est faible de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression.

a.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 $f_{c28} \leq 40$ MPa**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1)}$$

↳ **Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1)}$$

$$J > 28j \Rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

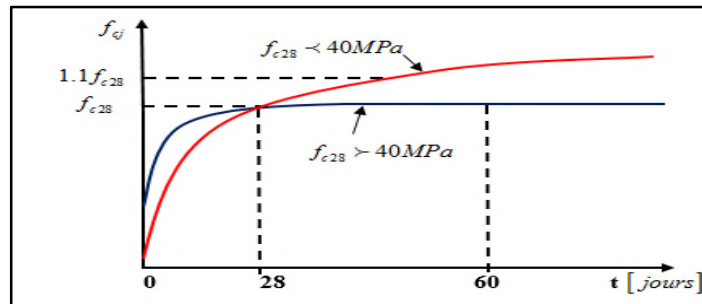


Figure 1. 1. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

➤ 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 :

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

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ CBA93 (Art A.2.1.1.2)

a.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 $< 24 \text{ h}$:

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Art A. 2. 1. 2. 1)}$$

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

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Art A. 2. 1. 2. 2)}$$

a.3. Module déformation transversale du béton

$$\text{Avec} \begin{cases} E : \text{module de Young} \\ \nu : \text{Coefficient de poisson CBA93 (article A. 2.1.3)} \end{cases} \Rightarrow \nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

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

a.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).

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

↳ La contrainte de compression à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Art A. 4. 3, 4)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$$\theta : \text{Coefficient d'application de charge}$$

$$\begin{cases} \theta = 1 & \Leftrightarrow \text{Si } t \geq 24h \\ \theta = 0,9 & \Leftrightarrow \text{Si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0,85 & \Leftrightarrow \text{Si } t < 1h \end{cases}$$

- ♦ $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelles $\Rightarrow \sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$.
- ♦ $\gamma_b = 1,5$ situation durable $\Rightarrow \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

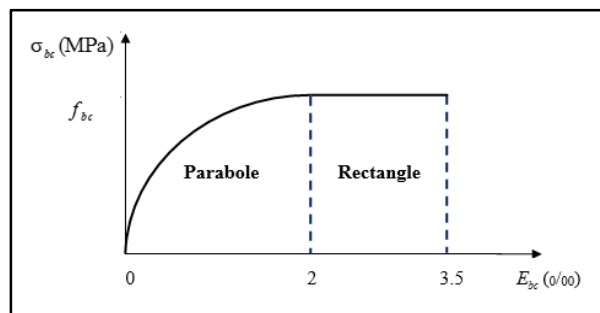


Figure 1. 2. Diagramme des contraintes du béton.

↳ La contrainte de compression à l'ELS

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \text{Ce qui donne : } \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa BAEL91 (Art A. 4. 5. 2)}$$

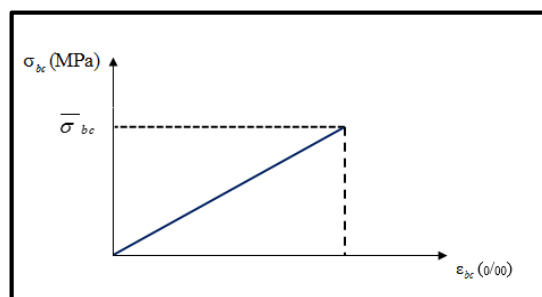


Figure 1. 3 Diagramme contraintes déformations.

↳ Contrainte ultime de cisaillement du béton

$$\begin{cases} \tau_{adm} = \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.} \\ \tau_{adm} = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \text{ pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases} \quad \text{CBA93 (A.5.1.2.1)}$$

Dans notre cas on à $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc:

- ♦ $\bar{\tau}u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Fissuration peu nuisible.
- ♦ $\bar{\tau}u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Fissuration préjudiciable.

1.7.2. Les aciers

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

1.8. Contrainte limite

✎ **Etat limite ultime CBA93 (A.2.2.2.)**

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

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

$\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ Situation durable
 $\gamma_s = 1.00 \rightarrow$ Situation accidentelle
 ε_s : Allongement relatif
 $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

Pour notre cas :

$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ Situation durable

$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow$ Situation accidentelle

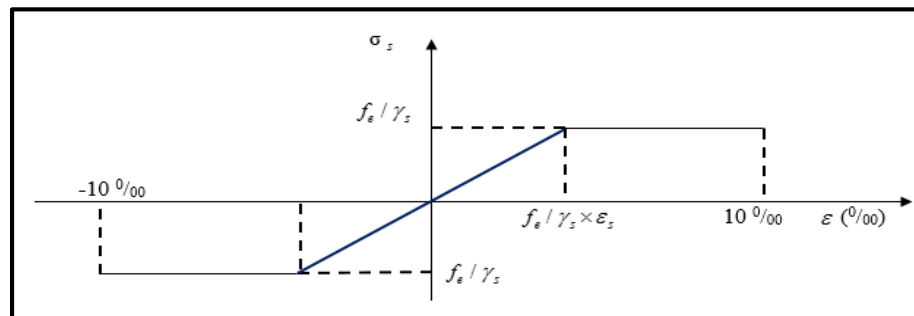


Figure 1. 4. Diagramme contrainte déformation de l'acier.

✎ **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.

- ✓ Fissuration peu nuisible (FPN) aucune vérification à faire $\sigma_s = f_e$
- ✓ Fissuration nuisible (FN) :
La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries : $\sigma_s \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{\left(\frac{1}{2}\right)} \right] \text{ CBA93 (A.4.5.3.3)}$
- ✓ $\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA) \Rightarrow Dans notre cas $\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$

1.9. Etats limites

L'état limite est l'état où toutes les conditions de sécurité d'une construction sont satisfaites vis-à-vis de la stabilité et de la résistance.

1.9.1. Etats limites ultimes (ELU)

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

- Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement).
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

1.9.2. Etats limites de service (ELS)

Qui conduisent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés :

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

1.9.3. Hypothèses de calcul aux états limites

↳ Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).

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

☞ **Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).**

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma=E\varepsilon$)
- η est appelé coefficient d'équivalence, $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$.

1.9.4. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

Les sollicitations sont les efforts normaux, tranchants, les moments de flexion et les moments de torsion développés dans une section par une combinaison d'action donnée.

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

❖ Situations durables :

- **ELU:** 1,35G+1,5Q
- **ELS :** G+Q

❖ Situations accidentelles :

- $G + Q \pm E_y$
 - $G+Q \pm E_x$
 - $0,8G \pm E_x$
 - $0,8G \pm E_y$
- $\left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente.} \\ Q : \text{charge d'exploitation.} \\ E : \text{effort de séisme.} \end{array} \right.$

1.10. Conclusion

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Tableau 1.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Béton	Acier
<ul style="list-style-type: none"> • $f_{c28} = 25$ MPA • $f_{t28} = 2,1$ MPA • $\gamma_b = 25$ MPA • $\sigma_{bc} = 15$ MPA • $E_{ij} = 32164,19$ MPA • $E_{vj} = 10818,86$ MPA • $f_{bu}^{courante} = 14,2$ MPA • $f_{bu}^{accidentelle} = 18,48$ MPA 	<ul style="list-style-type: none"> ♦ $F_e 400$ et $F_e 500$ ♦ $E_s = 2 \times 10^5$ MPA ♦ $\sigma_{st} = 348$ MPA « Situation durable. » ♦ $\sigma_{st} = 400$ MPA « Situation accidentelle. » ♦ $\sigma_s = 201,63$ MPA « Fissuration préjudiciable. » ♦ $\sigma_s = 164,79$ MPA « Fissuration très préjudiciable. » ♦ $\eta = 1,6$



CHAPITRE 2

PRÉ DIMENSIONNEMENT ET CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles,...) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil. Cette opération se fait conformément à règles édictées par le règlement RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93.

2. Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

2.1. Plancher

Le plancher est une structure horizontale rigide entre les différents niveaux de la structure et qui permet de transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique.

2.1.1. Planchers à corps creux :

Le pré dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t .

$$\begin{cases} h_{cc}: \text{hauteur du corps creux} \\ h_{ddc}: \text{hauteur de la dalle de compression} \end{cases} \quad h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \dots \text{CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4)}$$

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

$$L_{max} = 4,42 - 0,3 = 4,12 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{4,12}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 18,31 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_t = (16 + 4) \text{ cm} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} h_{cc} = 16 \text{ cm} \\ h_{ddc} = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

2.1.1.1. Disposition et schémas de différents types de poutrelles

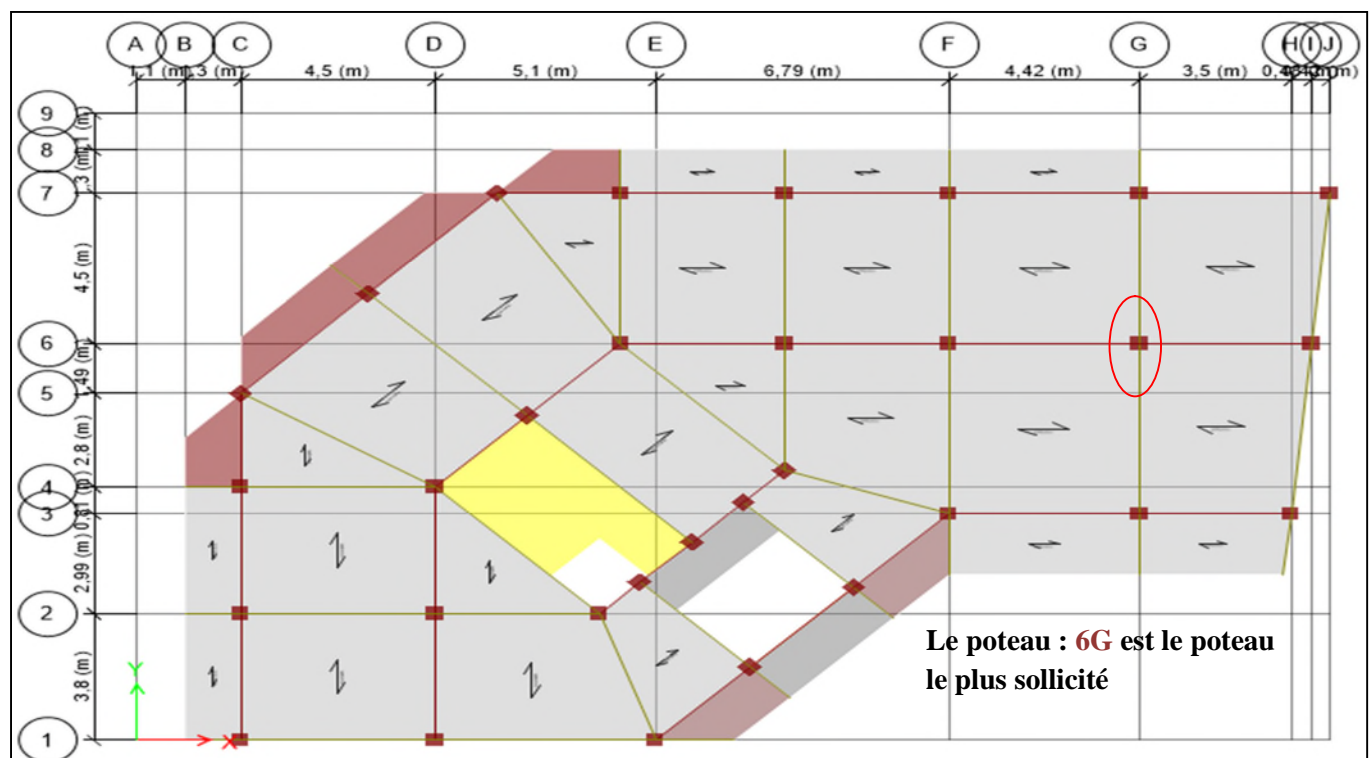


Figure 2. 1. Disposition des poutrelles

Tableau 2. 1. Types de poutrelles

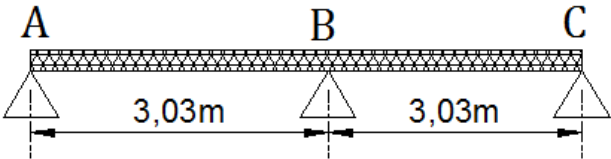
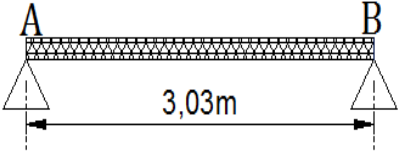
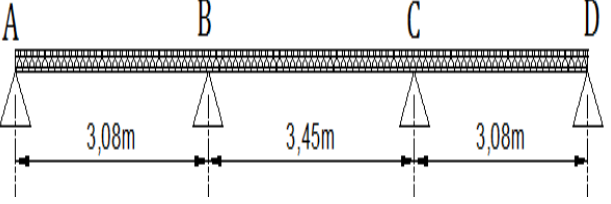
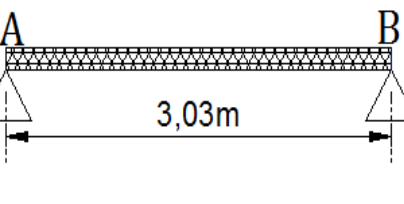
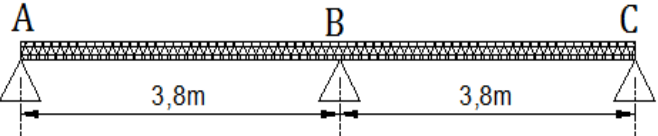
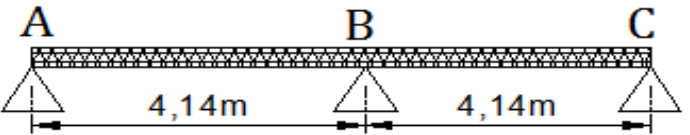
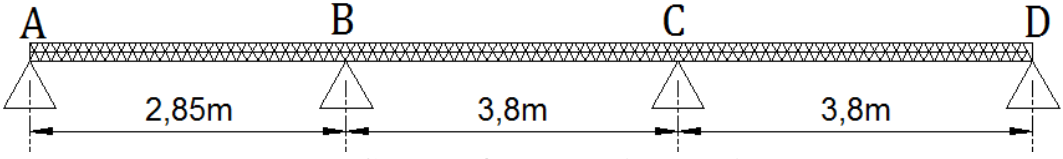
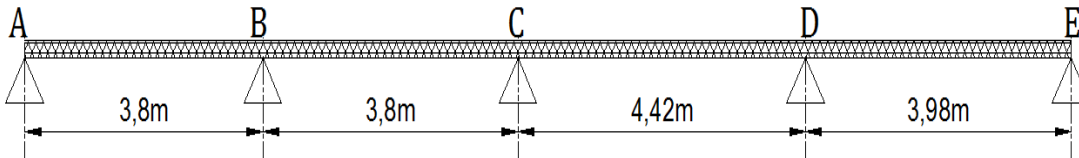
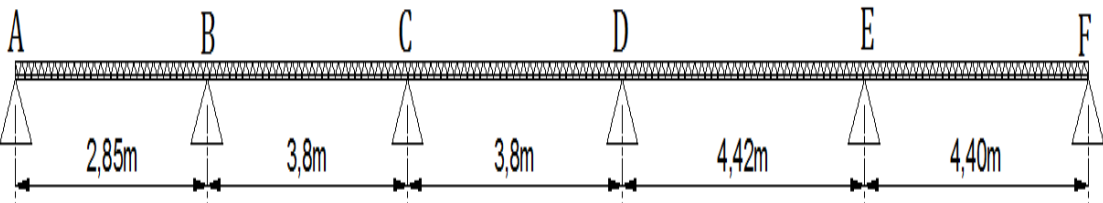
Type	Schéma statique des poutrelles	
01	 <p>Terrasse inaccessible</p>	 <p>Etage Commercial / Courant</p>
02	 <p>Terrasse inaccessible</p>	 <p>Terrasse inaccessible / Courant</p>
03	 <p>Etage Courant / Terrasse inaccessible / Etage Commercial</p>	
04	 <p>Etage Courant / Terrasse inaccessible / Etage Commercial</p>	
05	 <p>Etage Courant / Terrasse inaccessible</p>	
06	 <p>Etage Courant / Terrasse inaccessible</p>	
07	 <p>Etage Courant / Terrasse inaccessible</p>	

Tableau 2. 2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

Types de poutrelles	Vérification des conditions	Méthode adoptée
Types 3 ; 4 ; 6	$\begin{cases} Q \leq \text{Min}(2G, 5 \frac{KN}{m^2}) \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25] \\ \text{F. P. N} \\ I = \text{constant} \end{cases}$	Forfaitaire
Types 5 ; 7	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Caquot minorée
Types 1 ; 2	Poutrelles isostatiques	Méthode de la RDM

2.1.1.2. Evaluation des charges dans les planchers en corps creux et en dalle pleine

Tableau 2. 3. Charges et surcharges des plancher commerce, habitations et la terrasse

	N°	Couches Des matériaux	Poids volumique (KN/m³)	Epaisseur (m)	Poids Surfaccique (KN/m²)	Q (KN/m²)
Plancher Courants	1	Carrelage	20	0,02	0,4	1,5
	2	Mortier de pose	20	0,02	0,4	
	3	Lit de sable	18	0,02	0,36	
	4	Corps creux (16+4)	/	0,16+0,04	2,80	
		Dalle pleine	25	0,15	3,75	
	5	Cloisons	/	/	0,9	
	6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27	
G _{TOT} pour corps creux					5,13	
G _{TOT} pour dalle pleine					6,08	
Terrasse inaccessible	1	Protection gravillon	20	0,05	1	1
	2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12	
	3	Forme de pente	22	0,1	2,2	
	4	Corps creux (16+4)	/	0,16+0,04	2,80	
	5	Isolation thermique	4	0,04	0,16	
	6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27	
G _{TOT} pour corps creux					6,55	

2.1.1.3. Charges et surcharges revenants aux poutrelles

Tableau 2. 4. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

NATURE	G (KN/m³)	Q (KN/m²)	ELU		ELS	
			P _u (KN /m²) (1.35G+1.5Q)	q _u (KN /m) (1.35G+1.5Q)×0,65	P _s (KN /m²) (G+Q)	q _s (KN /m) (G+Q)×0,65
T.I	6,55	1	10,343	6,723	7,55	4,908
E. Courant	5,13	1,5	9,176	5,964	6,63	4,31
E. Commercial	5,13	5	14,426	9,377	10,13	6,585

2.1.1.4. Etude des poutrelles :

Ce sont des éléments préfabriqués en béton ou coulé sur place armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres. Elles se calculent comme une section en **T** à la flexion simple.

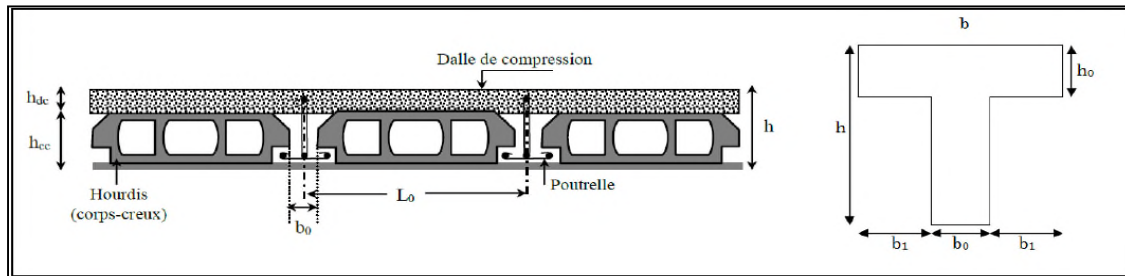


Figure 2. 2. Coupe transversale du plancher à corps creux et d'une poutrelle.

$$h_t = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} h_{dc}: \text{Hauteur de la dalle de compression} (h_0 = 4 \text{ cm}) \\ b_0: \text{Largeur de la nervure Tel que : } (0,4 h_t \text{ à } 0,6 h_t) \end{cases}$$

On opte pour : $b_0 = 8$ à 12 cm , soit $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) : \text{Largeur efficace de la dalle donnée par la formule :}$$

$$\begin{cases} L_x : \text{Distance entre nus de deux poutrelles} \\ L_y^{\min} : \text{Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 10 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{\min} = 280 \text{ cm}.$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min(25,5 ; 28) \text{ cm} \Rightarrow \text{Ce qui donne } b = 60 \text{ cm}.$$

♦ Exemple illustratif

Pour l'étude des poutrelles, on exposera un exemple de calcul, sur la méthode forfaitaire, soit le type du plancher étage commercial.

$$\begin{cases} G = 5,13 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 5 \text{ KN/m}^2 \\ L_0 = 65 \text{ cm} \end{cases}$$

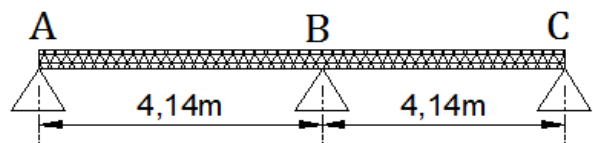


Figure 2. 3. Schéma statique de la poutrelle

$$* \text{ Moments isostatiques } M_0 = ql^2/8$$

$$\text{On a } \begin{cases} \text{ELU: } M_0^u = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{9,377 \times (4,14)^2}{8} = 20,09 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0^s = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6,585 \times (4,14)^2}{8} = 14,108 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments aux appuis

$$* \text{ Appuis de rive : } M_A = M_C = 0$$

Les moments sont nuls, cependant le **BAEL 91/99** nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis. $M_a^{rive} = -0,15 M_0$

$$\begin{cases} M_A^u = M_C^u = -0,15 M_0^u = -3,013 \text{ KN.m} \\ M_A^s = M_C^s = -0,15 M_0^s = -2,116 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Appuis intermédiaires

$$M_B = -0,6 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_B^u = -12,054 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_B^s = -8,465 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments en travées

$$M_{ti} + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05] M_0 \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$M_{ti} \geq \begin{cases} \left[\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right] M_0 & \text{ravée de rive} \\ \left[\frac{1+0,3\alpha}{2} \right] M_0 & \text{travée intermédiaire} \end{cases} \dots \dots \dots (2)$$

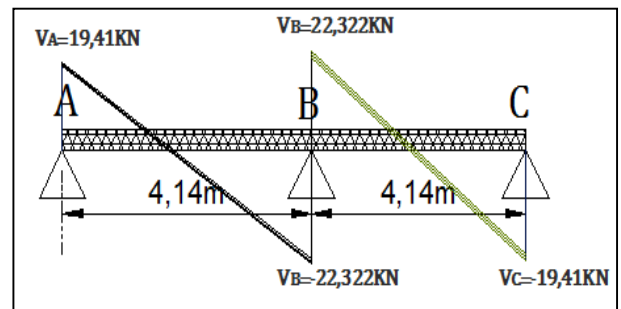
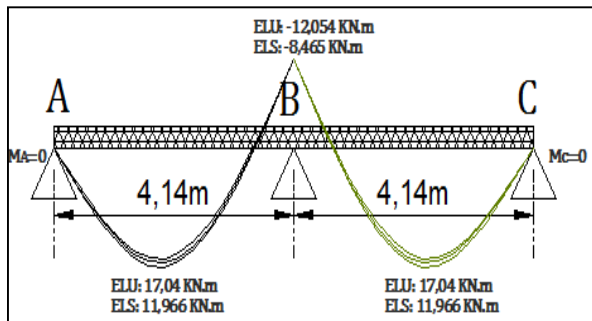
$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{5}{5 + 5,13} = 0,494 \quad ; \quad \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,148 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,674 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 0,848 M_0 \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0,674 M_0 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$\text{D'où } M_t = 0,848 M_0 \Rightarrow \begin{cases} M_t^u = 17,04 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 11,966 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Evaluation des efforts tranchants

$$\begin{cases} V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = \frac{9,377 \times 4,14}{2} = 19,41 \text{ KN.} \\ V_B = -1,15 \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = -1,15 \times \frac{9,377 \times 4,14}{2} = -22,322 \text{ KN.} \end{cases} \quad \begin{cases} V_B = -1,15 \times \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = 22,322 \text{ KN.} \\ V_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} = 19,41 \text{ KN.} \end{cases}$$

• Le diagramme des moments et des efforts tranchants a ELU et ELS



2.1.1.5. Ferrailage

$$M_{Travée}^{Max} = 17,04 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELU: } M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -3,014 \text{ KN.m (rive)} \\ -12,059 \text{ KN.m (int)} \end{cases}$$

$$V^{Max} = 22,322 \text{ KN}$$

$$M_{Travée}^{Max} = 11,966 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS: } M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -8,465 \text{ KN.m (Rive)} \\ -2,116 \text{ KN.m (int)} \end{cases}$$

Données : $b = 60 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

❖ Ferrailage en travée

- Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,60 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 0,0545 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,01704 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,01704}{14,2 \times 0,60 \times 0,18^2} = 0,0617 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Ce qui donne: } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0617} \right] = 0,0797$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,0797) = 0,174 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,01704}{0,174 \times 348} = 2,81 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,29 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \quad \text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,413 \text{ cm}^2 < A_t = 2,29 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Ferrailage aux appuis \Rightarrow Le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$).

- Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{\text{inter}}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{9,974 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,2168 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\text{On a, } f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \mu_l = 0,392 ; \alpha_l = 0,668 ; \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3}.$$

$$\mu_{bu} = 0,262 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{M_a^{\text{inter}}}{z \times f_{st}} \text{ avec } \begin{cases} \alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,388 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,152 \text{ m} \end{cases}$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{\text{inter}} = 2,28 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{inter}} = 2,28 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Appui de rive

Tableau 2. 5. Calcul des sections de ferrailage des appuis de rive

μ_{bu}	α	z	A_a^{rive}	A_a^{\min}
$0,066 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$	0,085	0,174 m	$0,498 \text{ cm}^2$	0,217
$A_a^{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{rive}} = 0,498 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$				

❖ Choix des barres

- En travée : $A = 2,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit 3HA12 = $3,39 \text{ cm}^2$
- En appui intermédiaire : $A = 2,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit 1HA12 + 1HA14 = $2,67 \text{ cm}^2$
- En appui de rive : $A = 0,498 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit 1HA10 = $0,785 \text{ cm}^2$

❖ **Ferraillage transversal**

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_t^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10mm; 5,71mm; 10mm)$$

$$\Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm D'où, } A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} S_t \leq \min[0,9 \times d, 40 \text{ cm}] = 16,2 \text{ cm} \\ \textcircled{2} S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = 57 \text{ cm} \\ \textcircled{3} S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha) \times A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{tj} \times k)} = 29,90 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1. \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}. \\ k = 1, \text{ car } \begin{cases} F.P.N \\ \text{Sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \end{array} \right.$$

$$S_t = \min(\textcircled{1}; \textcircled{2}; \textcircled{3}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

✎ **Vérifications à l'ELU**• **Vérification de rupture par cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{22,322 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 1,24$$

$$\tau_u = 1,24 \text{ MPa} \quad FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$$

Donc, $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

✎ **Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u** • **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 22,322 \times 10^{-3} \Rightarrow A_l^{min} \geq 0,64 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 3HA12 + 1HA10 = 4,18 \text{ cm}^2 > 0,64 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

• **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(22,322 \times 10^{-3} - \frac{12,059 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right) \Rightarrow A_l = -1,50 < 0$$

Aucune vérification à faire, car l'effort est négligeable devant le moment.

✎ **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d; (40 - 4) \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 22,322 \text{ KN} < 108,135 \text{ KN} \dots$ vérifiée

✎ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \quad \text{avec} \quad b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 1,44 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

↳ Vérifications à l'ELS

▪ Vérification des contraintes

▪ En travée

✎ Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 3,39 \times (18 - 4) - 231,5 \text{ cm}^3 < 0 \Rightarrow \text{Section en T}$$

⇒ L'axe neutre passe par la nervure, vérification des contraintes pour une section en T

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

▪ Calcul de y et I

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

$$5y^2 + 250,85y - 1315,3 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 298,72 \Rightarrow y = 4,787 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65 \times (4,39)^3}{3} - (65 - 10)\frac{(4,39 - 4)^3}{3} + 15 \times 3,05(18 - 4,39)^2 \Rightarrow I = 11064 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11,966 \times 10^{-3}}{11064 \times 10^{-8}} \times 4,787 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_b = 5,177 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

▪ En appui intermédiaire

Tableau 2. 6. Calcul des sections de ferrailage des appuis intermédiaires

Calculs	Vérifications
$\sqrt{\Delta} = 126,58$	$M^{ser} = -8,465 \text{ MPa}$ $\sigma_b = 12,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.
$y = 8,65 \text{ m}$	
$I = 5658,65 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 12,93 \text{ MPa}$	

↳ Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes sont vérifiées, donc, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{0,20}{4,14} \geq \frac{0,0848 \times 14,108}{15 \times 14,108} \Rightarrow 0,048 < 0,057 \dots \text{condition non vérifiée.} \\ \textcircled{2} \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{10 \times 18} \leq \frac{3,6}{400} \Rightarrow 0,018 > 0,009 \dots \text{condition non vérifiée.} \\ \textcircled{3} l \leq 8 \text{ m} \Rightarrow 4,14 \text{ m} < 8 \text{ m} \Rightarrow \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

⇒ La vérification de la flèche est nécessaire.

$\Delta f \leq \bar{f}$; $l < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = 8,28 \text{ mm} \Rightarrow \Delta f$: La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$$

$$\begin{cases} G = 5,13 \text{ KN/m}^3 \\ j = G - G^{\text{revêtement}} = 2,80 \text{ KN/m}^3 \\ Q = 5 \text{ KN/m}^3 \\ P = G + Q = 10,13 \text{ KN/m}^3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 0,8486 M_0^g = 6,058 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 0,848 M_0^j = 3,307 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^P = 0,848 M_0^P = 11,963 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Modules de Young instantané et différé

$$\begin{cases} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

▪ Coefficients λ ,

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = 0.01883 \Rightarrow \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b_0 + 3b)\rho}, \text{ instantanée} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i, \text{ différée} \end{cases} \begin{cases} \lambda_i = 3.76 \\ \lambda_v = 1.5 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \frac{M_{ser}^g}{I} (d - y) = 108,502 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 15 \frac{M_{ser}^j}{I} (d - y) = 59,229 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^P = 15 \frac{M_{ser}^P}{I} (d - y) = 214,263 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,642 \\ \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,439 \\ \mu_P = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^P + f_{t28}} \right) = 0,799 \end{cases}$$

$$y = 4,79 \text{ m}$$

$$I = 11063,36 \text{ m}^4$$

▪ Calcul des moments d'inertie fissurés

$$y_G = \frac{b_0 \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + b_0 (h - h_0) \times [\frac{h - h_0}{2} + h_0] + 15 (A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 (A + A')} \Rightarrow y_G = 7,35 \text{ cm.}$$

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y_G)^2 \Rightarrow 15 A_s \times (d - y_G)^2 \Rightarrow I_0 = 19829,87 \text{ cm}^4.$$

▪ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} I_{fgv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 1,387 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 1,102 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_P} = 0,784 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{fgi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 0,897 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \frac{l^2}{10 E_v I_{fgv}} = 6,919 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \frac{l^2}{10 E_i I_{fji}} = 1,585 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^P \frac{l^2}{10 E_i I_{fpi}} = 8,058 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \frac{l^2}{10 E_i I_{fgi}} = 3,566 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 9,83 \text{ mm} > \bar{f} = \frac{4140}{500} = 8,28 \text{ mm}$$

• **Commentaire :**

La flèche n'est pas vérifiée au niveau de l'étage commerciale $A_{travée} = 3,39 \text{ cm}^2$ donc on doit augmenter la section d'armatures ; Alors on opte $A_{travée} = 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2$

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

Tableau 2. 7. Vérification de la flèche de poutrelle type 2

Travée (m)	A (cm ²)	I (cm ⁴)	M_{ser}^j (MPa)	f_{gv} (MPa)	f_{ji} (MPa)	f_{pi} (MPa)	f_{gi} (MPa)	Δf (mm)	\bar{f} (mm)
4,14	4,62	14151	5,39	5,69	1,26	6,08	2,74	7,77	8,28
La flèche est vérifiée pour $A_{travée} = 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2$									

2.1.1.6. Tableaux récapitulatifs

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

Tableau 2. 8. Sollicitation maximales des poutrelles de l'étage habitation.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
1	-1,027	/	6,844	9,035	-0,742	/	4,946
2	-1,061	/	7,072	9,185	-0,767	/	5,111
3	-1,615	-6,459	8,265	13,031	-1,167	-4,668	5,973
4	-1,917	-7,667	9,811	14,197	-1,385	-5,54	7,09
5 x=2,181m	-1,209	-6,37	7,816	13,008	-0,866	-4,564	5,665
6	-2,185	-7,282	8,997	14,498	-1,579	-5,263	6,502
7 x=2,526m	-1,620	-8,563	10,469	15,067	-1,161	-6,134	7,589
Max	-2,185	-8,563	10,469	15,067	-1,579	-6,134	7,589

Tableau 2. 9. Sollicitation maximales des poutrelles de l'étage Commercial

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
1	-1,614	/	10,761	14,206	-1,134	/	7,8557
2	-1,668	/	11,119	14,441	-1,171	/	7,808
3	-2,539	-10,155	14,356	20,489	-1,783	-7,132	10,082
4	-3,013	-12,054	17,04	22,322	-2,116	-8,456	11,966
5 x=2,512m	-2,132	-11,239	11,772	20,774	-1,482	-7,81	8,302
Max	-3,013	-12,054	17,04	24,063	-2,116	-10,498	11,966

Tableau 2. 10. Sollicitation maximales des poutrelles dans la terrasse inaccessible

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
1	-1,157	-4,629	5,786	11,713	-0,845	-3,379	4,224
2	-1,157	-5,002	5,60	12,757	-0,845	-3,651	4,088
3	-1,820	-7,281	9,101	14,69	-1,329	-5,315	6,644
4	-2,161	-8,642	10,803	16,009	-1,577	-6,309	7,886
5 x=2,169	-1,302	-6,86	8,947	14,579	-0,944	-4,977	6,545
6	-1,997	-8,209	9,873	16,344	-1,458	-5,993	7,207
7 x=2,512m	-1,745	-9,221	11,986	16,886	-1,266	-6,691	8,767
Max	-2,161	-9,221	12,135	16,945	-1,577	-6,1695	8,767

Tableau 2. 11. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
Terrasse inaccessible	-2,161	-9,221	11,986	16,886	-1,557	-6,691	8,767
Etage Habitation	-2,185	-8,563	10,469	15,067	-1,579	-6,134	7,589
Etage Commercial	-3,013	-12,054	17,04	22,322	-2,116	-8,465	11,966

Tableau 2. 12. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveau	Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Terrasse Inaccessible	Travée	11,986	0,042	0,055	0,176	1,957	1,304	3HA10 = 2,36
	Appui Inter.	-9,221	0,20	0,282	0,160	1,656	0,217	1HA10+1HA12 = 1,92
	Appui Rive	-2,161	0,047	0,06	0,176	0,353	0,217	1HA10 = 0,785
Etage Habitation	Travée	10,469	0,038	0,048	0,177	1,70	1,304	3HA10 = 2,36
	Appui Inter.	-8,563	0,186	0,259	0,161	1,529	0,217	1HA10+1HA10 = 1,57
	Appui Rive	-2,185	0,047	0,06	0,176	0,357	0,217	1HA10 = 0,785
Etage Commercial	Travée	17,04	0,062	0,08	0,174	2,81	1,304	3HA12 = 3,39
	Appui Inter.	-12,054	0,328	0,517	0,143	3,036	0,217	1HA14+1HA14 = 3,08
	Appui Rive	-3,013	0,063	0,084	0,174	0,498	0,217	1HA14 = 1,54

↳ Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)

Tableau 2. 13. Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{\min} (cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0.9 d} \right)$		
RDC	1,240 < 3,33	3,89 > 0,487	6,47 > 1,150	22,322 < 108,135	1,437 < 3,33
Etages courants	0,937 < 3,33	3,14 > 0,435	3,93 > 1,086	15,067 < 108,135	0,972 < 3,33
Terrasse inaccessible	0,938 < 3,33	3,14 > 0,692	4,28 > 1,989	16,886 < 108,135	1,547 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 2. 14. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	M ^s (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
Terrasse inaccessible	Travée	8,767	2,36	4,06	8217,52	4,38 < 15	Vérifiée
	Appui	-6,691	1,92	7,70	4577,17	11,26 < 15	Vérifiée
Etages courants	Travée	7,589	2,36	4,06	8217,52	3,79 < 15	Vérifiée
	Appui	-6,134	1,57	7,15	3990,78	10,99 < 15	Vérifiée
Etage commercial	Travée	11,966	3,39	4,79	11063,36	5,18 < 15	Vérifiée
	Appui	-8,465	3,08	9,08	6171,35	12,45 > 15	

• Commentaire

On constate d'après les résultats obtenus, la condition de flèche n'est pas vérifiée pour la terrasse inaccessible et pour l'étage courant. On opte pour une augmentation de la section de ferrailage en travée dans un premier lieu.

Tableau 2. 15. Vérification de la flèche pour la terrasse inaccessible et l'étage courant

	A (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	f _{gv} (MPa)	f _{ji} (MPa)	f _{pi} (MPa)	f _{gi} (MPa)	Δf (mm)	f̄ (mm)
Terrasse inaccessible	3HA12	4,58	11239	8,28	1,36	5,15	4,32	7,76	8,8
	La flèche est vérifiée pour A _{travée} = 3HA12 = 3,39 cm ²								
Etage Courant	3HA12	4,74	11071	7,84	1,42	5,33	4,04	7,71	8,80
	La flèche est vérifiée pour A _{travée} = 3HA12 = 3,39 cm ²								

Tableau 2. 16. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Appui de rive	Appui intermédiaire	Travée
Etage commercial			
Etages courants			
Terrasse inaccessible			

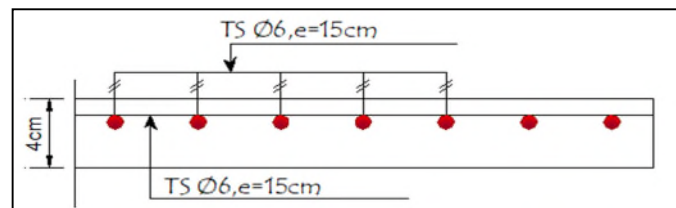
2.1.1.7. Etude de la dalle de compression : CBA93 article (B.6.8.4.2.3)

La dalle de compression est ferrillée dans les 2 sens A_{\perp} et $A_{//}$.

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,106 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,553 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Soit $\begin{cases} A_{\perp} : 5\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{//} : 4\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

Soit un treillis soudé TS $\Phi 5$ 150×150

**Figure 2. 4. Ferrailage de la dalle de compression.**

2.1.2. Planchers à dalles pleines

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. 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.

2.1.2.1. Emplacement des panneaux de dalle

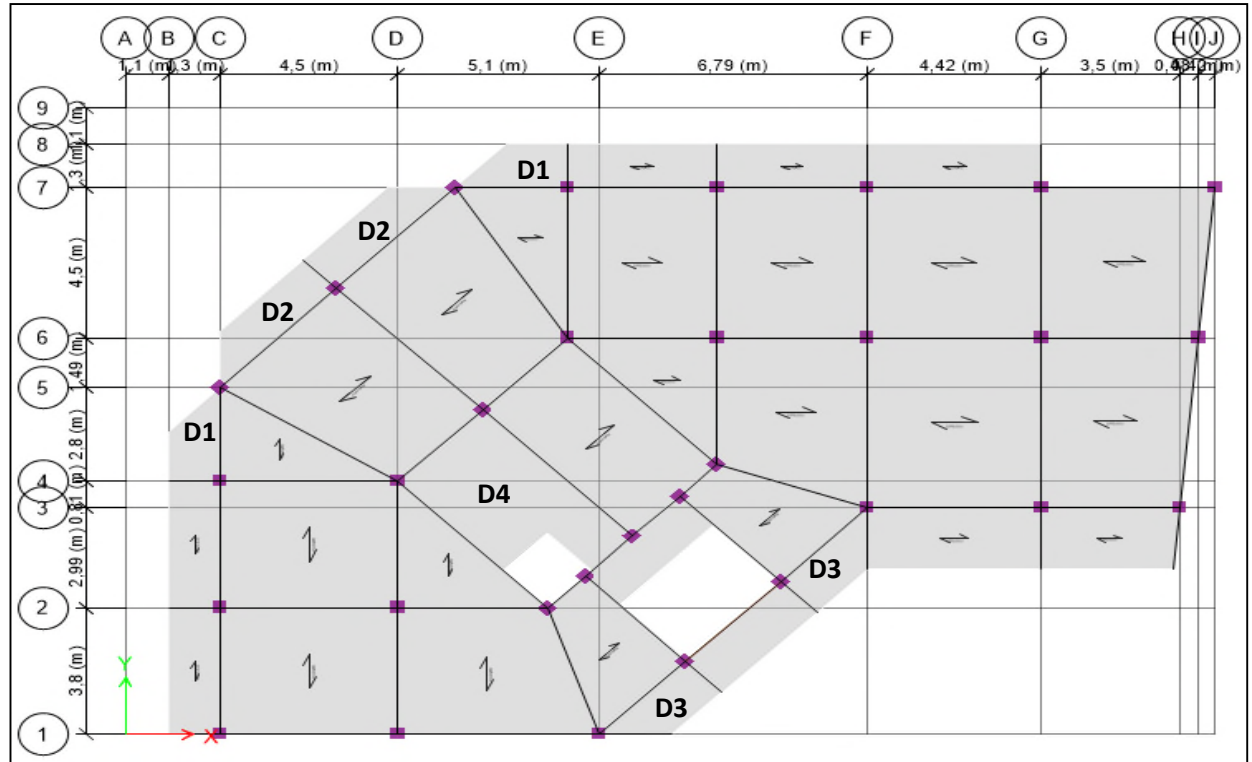


Figure 2. 5. Emplacement des panneaux de dalle

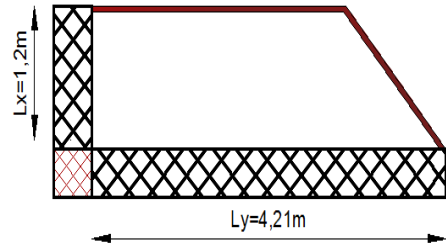
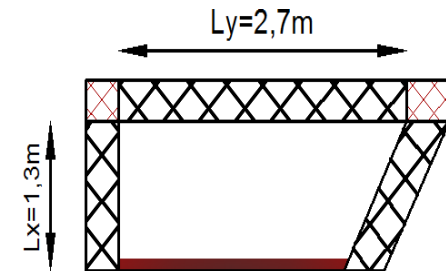
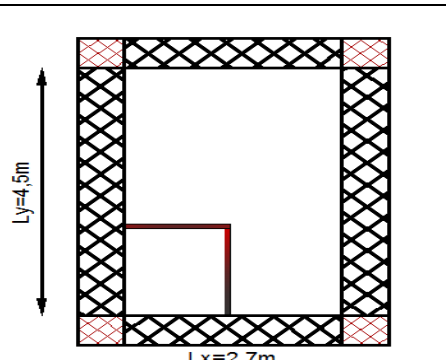
• Remarque

Les calculs présentés concernent les panneaux les plus sollicités pour chaque type de dalle.
Les résultats de calculs des épaisseurs sont donnés sur le tableau suivants :

2.1.2.2. Pré dimensionnement

Tableau 2. 17. Dimensionnement des panneaux de dalle pleine

Types	Nombre D'appuis	$\rho = Lx/Ly$	L'épaisseur (cm)	Schémas
D1	2	$\rho = \frac{1,3}{2,75} = 0,47 > 0,4$	$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ $2,88 \leq e \leq 3,25 \text{ cm}$ <p>$e = 12 \text{ cm}$</p>	

D2	2	$\rho = \frac{1,2}{4,21} = 0,29 < 0,4$	$e \geq \frac{Lx}{20} = 6\text{cm}$ e=12cm	
D3	3	$\rho = \frac{1,6}{2,7} = 0,59 > 0,4$	$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ $3,55 \leq e \leq 4\text{ cm}$ e=12cm	
D4	4	$\rho = \frac{2,7}{4,5} = 0,6 > 0,4$	$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ $6 \leq e \leq 6,75\text{ cm}$ e=15cm	

2.1.2.3. Evaluation des charges et surcharges sur les dalles pleines

Tableau 2. 18. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

N°	Couches des matériaux	Poids volumique (KN/m³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m²)	Surcharge Q (KN/m²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4	3,5
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4	
3	Lit de sable	18	0,02	0,36	
4	Dalle pleine	25	0,12	3	
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27	
Charge permanente G				4,43	

2.1.2.4. Etude des dalles pleines

↳ **Exemple de calcul** ⇒ Panneau D1 (dalle sur deux appuis perpendiculaire) :

On a $G=4.43 \text{ KN/m}^2$ et $Q= 3.5 \text{ KN/m}^2$; $e=12 \text{ cm}$

$Lx= 1.30\text{m}$, $Ly= 2.75\text{m}$ ⇒ $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.47 > 0.4$ ⇒ La dalle travaille suivant les deux sens.

▪ Evaluation des charges

$$\begin{cases} q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times 4.43 + 1,5 \times 3.5 = 11.23 \text{ KN/m} \\ q_s = G + Q = 4.43 + 3.5 = 7.93 \text{ KN/m} \end{cases}$$

▪ Calcul des sollicitations

$$\text{Moments isostatique} \begin{cases} M_x^0 = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 \end{cases}$$

A l'ELU

A l'ELS

$$\rho = 0,47 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1008 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \quad \rho = 0,47 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1038 \\ \mu_y = 0,3402 \end{cases}$$

Tableau 2. 19. Estimations des moments dans le panneau D1

	ELU		ELS	
	$M_x(KN.m)$	$M_y(KN.m)$	$M_x(KN.m)$	$M_y(KN.m)$
M_o	1,91	0,48	1,39	0,47
$M_t^{x,y} = 0,85M_o^{x,y}$	1,62	0,41	1,18	0,40
$M_a^{x,y} = 0,3M_o^{x,y}$	-0,57		-0,42	

❖ Calcul du ferrailage à l'ELU

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire $e \times 1m$.

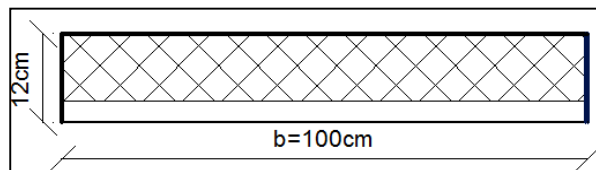


Figure 2. 6. Section de la dalle pleine à ferrillée

Données : FN, $b=100\text{ cm}$, $h=12\text{cm}$, $c=3\text{cm}$, $d=9\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{bu}=14.2\text{ MPa}$

▪ Travée x-x $\mu_{bu}=0,014 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2(0,014)}] = 0,018$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - (0,4 \times 0,018)) = 0,089$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{1,626 \times 10^{-3}}{0,089 \times 348} = 0,53\text{ cm}^2$$

▪ Condition de non fragilité

Pour $e \geq 12\text{ cm}$ et $\rho \geq 0,4$ ($\rho = 0,47$) donc :

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = 0,0008 \times \frac{3 - 0,47}{2} \times 1 \times 0,12 = 1,21 \times 10^{-4} m^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 1 \times 0,12 = 9,6 \times 10^{-5} m^2 \end{cases}$$

Choix des armatures en travée : $A_t^x = 5HA8 = 2,51\text{cm}^2$

Avec $S_t = 20\text{cm} \leq \min(2e ; 25\text{cm}) = 24\text{cm}$ (F.N)

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2. 20. Ferrailage du panneau D1.

Position	Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)
Travée	x-x'	1.62	0,014	0,018	0,089	0,52	1,21	5HA8 = 2,51
	y-y'	0.41	0,004	0,005	0,090	0,13	0,96	5HA8 = 2.51
Appuis	x-x'	-0.57	0,005	0,006	0,09	0,18	1,21	5HA8 = 2,51
	y-y'							

↳ Vérification a l'ELU

▪ Vérification l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$v_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11,23 \times 1,3}{2} \times \frac{2,75^4}{1,3^4 + 2,75^4} = 6.95 \text{ KN}$$

$$v_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11,23 \times 2,75}{2} \times \frac{1,3^4}{1,3^4 + 2,75^4} = 0.73 \text{ KN}$$

$$V_u^{max} = 6.95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{6.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,077 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ Mp} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

↳ Vérification a l'ELS

▪ Etat limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15A_s d = 0 \Rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 15 \times 2,51y - 15 \times 2,51 \times 9 = 0 \Rightarrow y = 2,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 \Rightarrow 2095,12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 1,27 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

▪ Etat limite d'ouverture des fissures

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \sqrt{110 n f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{1,18 \times 10^{-3}}{2095,12} (9 - 2,25) = 57,03 \text{ Mpa} \leq 201,63 \text{ Mpa}$$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2. 21. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS du panneau D1

Position	Sens	M_s (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ (MPa)	OBS	$\sigma_{st} \leq \sigma$ (MPa)	OBS
Travée	x-x'	1,18	2,25	2095,12	1,27 < 15	Vérifiée	57,03 < 201,63	Vérifiée
	y-y'	0,40	2,25	2095,12	0,43 < 15	Vérifiée	19,33 < 201,63	Vérifiée
Appuis	x-x', y-y'	-0,417	2,25	2095,12	0,45 < 15	Vérifiée	20,30 < 201,63	Vérifiée

▪ Evaluation de la flèche

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

-Sens x-x' :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20M_0}\right) \Rightarrow \frac{12}{130} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1,18}{20 \times 1,39}\right) \Rightarrow 0,092 > 0,042 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,51}{100 \times 9} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0027 \leq 0,005 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

-Sens y-y' :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20M_0}\right) \Rightarrow \frac{12}{275} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{0,40}{20 \times 0,473}\right) \Rightarrow 0,044 > 0,042 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,51}{100 \times 9} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0027 \leq 0,005 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

2.1.2.5. Tableaux récapitulatifs de différents types de dalles

Tableau 2. 22. Données des différents types de dalles pleines

G=4.43 KN/m²			Q= 3.5KN/m²		e=12 cm		FN pour les balcons		
G=6,08 KN/m²			Q= 2.5KN/m²		e=15 cm		FPN pour la dalle a l'intérieur		
Type	Lx (cm)	Ly (cm)		ELU			ELS		
				Pu(KN/m)	μ_x	μ_y	Pu (KN/m)	μ_x	μ_y
D2	1,20	4,21	0,29	11, 23	/	/	7.93	μ_x	μ_y
D3	1,30	2,70	0,48		/	/		/	/
D4	2,70	4,50	0,60	11.96	0.0822	0.2948	8,58	/	/

❖ Sollicitations maximales de différentes dalles

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2. 23. Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types	ELU				ELS		
	M_t^x (KN.m)	M_t^y (KN.m)	$M_a^{x,y}$ (KN.m)	V_u (KN)	M_t^x (KN.m)	M_t^y (KN.m)	$M_a^{x,y}$ (KN.m)
D2	9,71	/	/	14,83	6,91	/	/
D3	7,79	3,49	2,75	6,93	5,51	2,47	1,94
D4	6,09	1,79	2,15	14,29	4,62	2,16	1,63

↳ **Calculs du ferrailage à l'ELU**

Tableau 2. 24. Calcul du ferrailage à l'ELU

Types	Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)
D2	x-x'	9,71	0,084	0,119	0,086	3,24	0,96	5HA10= 3,93
D3	x-x'	7,79	0,055	0,071	0,097	2,30	1,21	5HA8= 2,51
	y-y'	3,49	0,025	0,032	0,099	1,01	0,96	5HA8=2,51
	Appui	2,75	0,019	0,024	0,099	0,79	1,21	5HA8=2,51
D4	x-x'	6,09	0,025	0,032	0,128	1,37	1,44	5HA8=2.51
	y-y'	1,79	0,007	0,008	0,130	0,40	1,20	5HA8=2.51
	Appui	2,15	0,009	0,011	0,129	0,48	1,44	5HA8=2.51

↳ **Vérification des Dalles aux états limites (ELU et ELS)**

Les vérifications des dalles aux états limites sont illustrées dans les tableaux qui suivent :

Tableau 2. 25. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU.

Types	$V_u(KN)$	τ_u	$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$	Observation
D2	14,83	0,165	1,17	Vérifie
D3	6,93	0,069		Vérifie
D4	14,29	0,109		Vérifie

Tableau 2. 26. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types	Sens	M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} \leq \sigma^-$ (MPa)	Observation
D2	x-x'	06,91	2,72	2995,68	06,27 < 15	Vérifiée	217,29 < 201,63	Non vérifiée
D3	x-x'	5,51	2,39	2635,45	4,99 < 15	Vérifiée	/	/
	y-y'	2,47	2,39	2635,45	02,24 < 15	Vérifiée	/	/
	Appui	1,94	2,39	2635,45	01,78 < 15	Vérifiée	/	/
D4	x-x'	4,62	2,77	4648,64	02,75 < 15	Vérifiée	/	/
	y-y'	2,16	2,77	4648,64	01,29 < 15	Vérifiée	/	/
	Appui	1,63	2,77	4648,64	0,97 < 15	Vérifiée	/	/

• **Remarque**

La condition de la contrainte σ_{st} n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armateurs à l'ELS pour D2

Tableau 2. 27. La section d'armature a l'ELS

Types		$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\sigma_s}$	$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$	A_s (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)
D2	x-x'	$4,23 \times 10^{-3}$	0,3121	4,25	5HA12=5,65

❖ Evaluation de la flèche

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

Tableau 2. 28. Vérification de différentes conditions de la flèche

Types	Sens	$\frac{e}{l}$	$\max\left(\frac{3}{80}; \frac{M^t}{20M_0}\right)$	Observation	$\frac{A_t}{b \times d}$	$\frac{2}{f_e}$	Observation
D2	x-x'	0,1	0,05	Vérifiée	0,0062	0,005	N-vérifiée
D3	x-x'	0,092	0,043	Vérifiée	0,002	0,005	vérifiée
	y-y'	0,044	0,042	Vérifiée	0,0025		vérifiée
D4	x-x'	0,055	0,042	Vérifiée	0,0019	0,005	Vérifiée
	y-y'	0,033	0,041	N- Vérifiée			

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

Tableau 2. 29. Vérifications de la flèche à l'ELS

Types	Sens	f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observation
D2	x-x'	1,40	0,36	1,33	0,61	1,76	4,8	vérifiée
D4	y-y'	0,89	0,18	0,42	0,29	0,84	9	vérifiée

2.1.2.6. Schéma de ferrailage

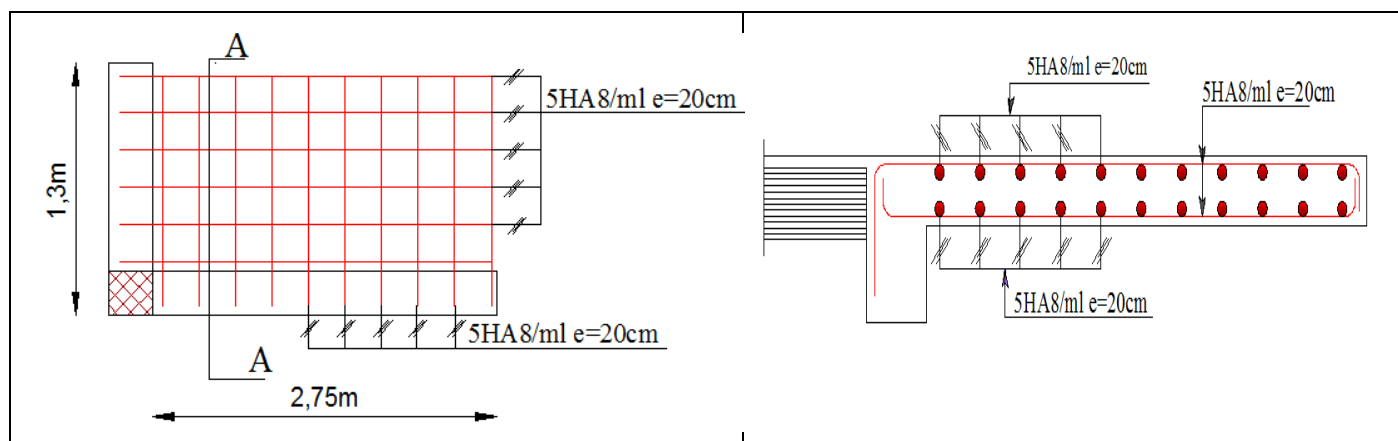


Figure 2. 7. Schéma de ferrailage de panneau D1

• **Remarque :** Les différents schémas de ferrillages des panneaux D2, D3 et D4 sont présentés dans l'annexe N°01

2.2. Etude des escaliers

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

Dans notre structure on va étudier le type d'escalier des étages courant.

2.2.1. Schéma statique de l'escalier

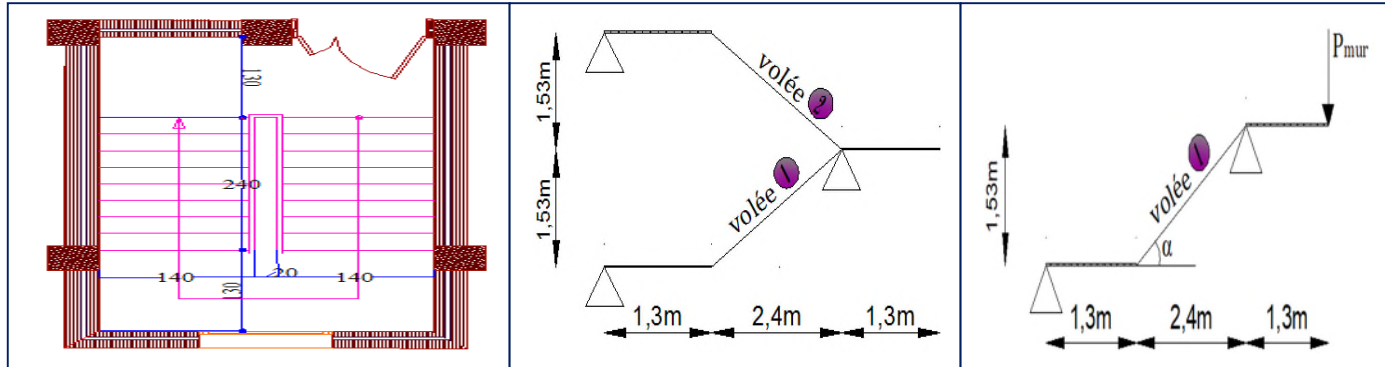


Figure 2. 8. Schéma statique de l'escalier

2.2.2. Pré dimensionnement de l'escalier

Si on pose $2h + g = 64\text{cm}$, on remplace h et g par leurs expressions en fonction de n , on

obtient : $64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0 \Rightarrow 64n^2 - 610n + 306 = 0 \Rightarrow \begin{cases} \sqrt{\Delta} = 542 \\ n = 9 \\ n - 1 = 8 \end{cases}$$

$$\begin{cases} h = \frac{H_0}{n} = \frac{153}{9} = 17 \\ g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$$

$59\text{cm} \leq 30 + 17 \times 2 \leq 64\text{cm} \Rightarrow$ La formule de BLONDEL est vérifiée.

• **Epaisseur de la paillasse** : Elle est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \text{ Avec } \begin{cases} L: \text{Longueur total entre nus d'appuis;} \\ L_v: \text{Longueur de la volée;} \\ L_p: \text{Longueur du palier de repos.} \end{cases}$$

• **Angle de raccordement α**

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{153}{240} \right) \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

$$L = L_p + L_v = \sqrt{(153)^2 + (240)^2} \Rightarrow L_v = 285\text{m}$$

$$L' = 285 + 130 = 415 \Rightarrow L' = 415\text{cm.}$$

$$\frac{415}{30} < e < \frac{415}{20} \Rightarrow 13,83\text{cm} \leq e \leq 20,75\text{cm}; \text{ Pour 2 heures de coupe-feu } e \geq 11\text{cm}$$

\Rightarrow On prend $e = 15\text{cm}$.

2.2.3. Evaluation des charges sur les escaliers

Tableau 2. 30. Évaluation des charges revenant à la volée en dalle pleine

N°	Description		Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Volée
1	Carrelage	Horizontal	0.02	20	0,4
		Vertical	0,02×0,17/0.3	20	0,23
2	Mortier de pose	Horizontal	0,02	20	0,4
		Vertical	0,02×0,17/0.3	20	0,23
3	Marches		h/2=0.17/2	22	1,87
4	Dalle pleine		0,15/cos(α)	25	4,45
5	Enduit de ciment		0,015/cos(α)	18	0.32
6	Garde de corps		/	/	0,6
Charge permanente G					8,5
Charge d'exploitation Q					2,5

Tableau 2. 31. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine

N°	Couches des matériaux	Poids volumique (KN/m³)	Épaisseur "e" (m)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Lit de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle pleine	25	0.15	4,25
5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Charge permanente G				5,68
Charge d'exploitation Q				2,5

2.2.4. Etude de l'escalier

2.2.4.1. Etude de la partie ①

✱ Évaluation des charges et surcharges :

$$\text{Sur la volée} \Rightarrow \begin{cases} G_v = 8,5 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Sur le palier} \Rightarrow \begin{cases} G_p = 5,68 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

✱ Combinaison des charges :

$$\text{Volée : } \begin{cases} \text{ELU : } q_v^u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8,5 + 1,5 \times 2,5 = 15,23 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } q_v^s = G + Q = 8,5 + 2,5 = 11 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Palier : } \begin{cases} \text{ELU : } q_p^u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,68 + 1,5 \times 2,5 = 11,42 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } q_p^s = G + Q = 5,68 + 2,5 = 8,18 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- **Réaction d'appuis :** le calcul se fera par la méthode RDM.
- **ELU :**

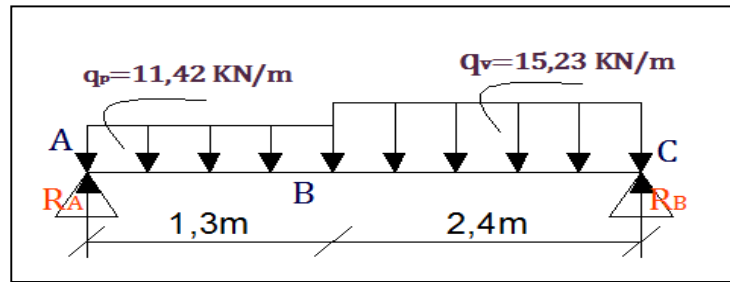


Figure 2. 9. Chargement sur l'escalier a L'ELU

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11,42 \times 1,3) + (11 \times 2,4) = 51,40 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 3,7 \times R_B - 15,23 \times 2,4 \times 2,5 - 11,42 \times 1,3 \times 0,65 = 0 \Rightarrow R_B = 27,31 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3,7 \times R_A + 15,23 \times 2,4 \times 1,2 + 11,42 \times 1,3 \times 3,05 = 0 \Rightarrow R_A = 24,09 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant et moment fléchissant :**
- **Calcul a l'ELU :**

Calcul par la méthode des sections :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,3m$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow 11,42x - 24,09 = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = -11,42x + 24,09$$

$$\begin{cases} X=0 & \Rightarrow T(x) = 24,09 \text{ KN} \\ X=1,3m & \Rightarrow T(x) = 9,24 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M(x) = 0 \Rightarrow M(x) = 24,09x - 11,42 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} X=0 & \Rightarrow M(x) = 0 \\ X=1,3m & \Rightarrow M(x) = 21,67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 : $1,3m \leq x \leq 3,7m$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow 24,09x - 11,42 \times 1,3 - 15,25(x - 1,3) = 0$$

$$\begin{cases} X=1,3m & \Rightarrow T(x) = 9,24 \text{ KN} \\ X=3,7m & \Rightarrow T(x) = -27,31 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M(x) = 0 \Rightarrow M(x) = 24,09x - 11,42 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} X=1,3m & \Rightarrow M(x) = 21,67 \text{ KN.m} \\ X=3,7m & \Rightarrow M(x) = 0 \end{cases}$$

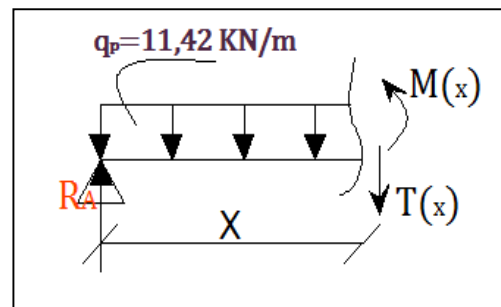


Figure 2. 10. Schéma statique de tronçon1

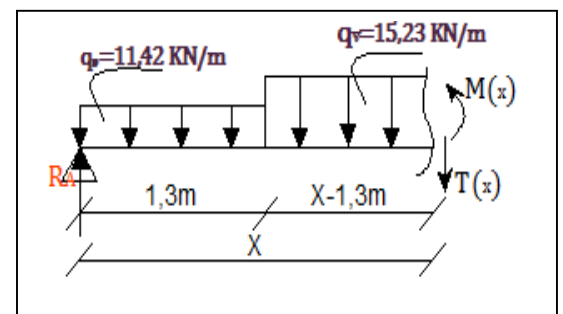


Figure 2.11. Schéma statique de tronçon 2

$$\Rightarrow \frac{dM}{dx} = -15,23x + 29,04 = 0 \Rightarrow x = 1,90m \quad \Rightarrow M^{max} = M(1,90) = 24,46 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0,75 \times 24,46 = 18,35 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0,5 \times 24,46 = -12,23 \text{ KN.m} \\ V_u^{max} = 27,31 \text{ KN.} \end{cases}$$

* Ferrailage de la partie ①

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$. les résultats sont résumés dans le tableau suivant : soit FPN ; $e = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$. $d = 13 \text{ cm}$.

Tableau 2. 32. Résultats de ferrailages de la volée

Zone	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
En travée	18,35	0,076	0,099	0,125	4,22	1,57	5HA12=5,65	25
En appui	-12 23	0,051	0,065	0,127	2,77	1,57	5HA12=5,65	25

▪ Vérifications

↳ Calcul à ELU

▪ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{27,31 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,21 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

\rightarrow Pas besoin des armateurs transversales

▪ Calcul des armatures de répartition :

$$\begin{cases} \text{En travée : } A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ on choisit : } 4\text{HA8}/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ \text{En appuis : } A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ on choisit : } 4\text{HA8}/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}. \end{cases}$$

▪ Sens principale :

$$\begin{cases} \text{En travée : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{vérifiée.} \\ \text{En appuis : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

▪ Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \text{vérifiée.}$

↳ Calcul a ELS :

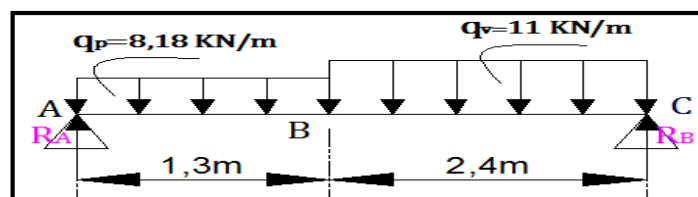


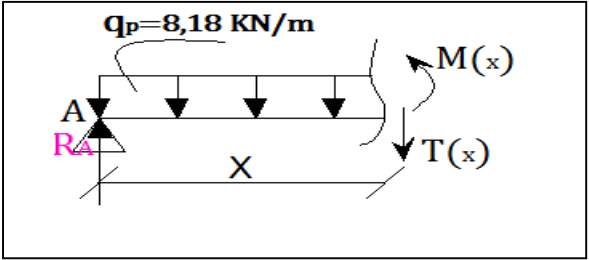
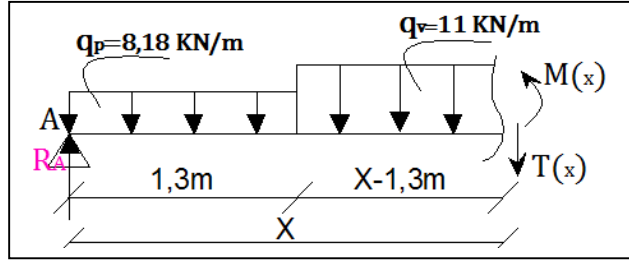
Figure 2. 12. Chargement sur l'escalier a L'ELS

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (8,18 \times 1,3) + (8,18 \times 2,4) = 37,03 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 3,7 \times R_B - 11 \times 2,4 \times 2,5 - 8,18 \times 1,3 \times 0,65 = 0 \Rightarrow R_B = 19,71 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3,7 \times R_A + 11 \times 2,4 \times 1,2 + 8,18 \times 1,3 \times 3,05 = 0 \Rightarrow R_A = 17,32 \text{ KN}$$

Tableau 2. 33. Effort tranchant et moment fléchissant a L'ELS

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,3m$	Tronçon 2 : $1,3m \leq x \leq 3,7m$
$T(x) = 17,32x + 8,18$ $X=0 \Rightarrow T(x) = 17,32 \text{ KN}$ $X=1,3m \Rightarrow T(x) = 6,69 \text{ KN}$ $M(x) = 17,32x - 8,18 \frac{x^2}{2}$ $X=0 \Rightarrow M(x) = 0$ $X=1,3m \Rightarrow M(x) = 15,60 \text{ KN.m}$	$T(x) = 17,32 - 8,18 \times 1,3 - 11(x - 1,3)$ $X=1,3m \Rightarrow T(x) = 6,69 \text{ KN}$ $X=3,7m \Rightarrow T(x) = -19,71 \text{ KN}$ $M(x) = 17,32x - 8,18 \times \frac{1,3^2}{2} - 11 \times \frac{(x - 1,3)^2}{2}$ $X=1,3m \Rightarrow M(x) = 15,60 \text{ KN.m}$ $X=3,7m \Rightarrow M(x) = 0$
	

$$\Rightarrow \frac{dM}{dx} = -11x + 20,99 = 0 \Rightarrow x = 1,90m \Rightarrow M^{max} = M(1,90) = 17,65 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0,75 \times 17,65 = 13,24 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0,5 \times 24,46 = -8,83 \text{ KN.m} \\ V_u^{max} = 19,71 \text{ KN.} \end{cases}$$

■ Vérification des contraintes

♦ En travée

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15Ad = 0 \Rightarrow 50y^2 + 84,75y - 1101,75 = 0 \Rightarrow \begin{cases} \Delta = 477 \\ y = 3,92 \text{ cm} \end{cases}$$

$$I = \frac{b}{2}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow \frac{100}{3}(3,92)^3 + 84,75 + 15 \times 5,65(13 - 3,92)^2$$

$$I = 8995,21 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow \sigma_b = \frac{13,24 \times 10^{-3}}{8995,21} \times 3,92 \cdot 10^{-2} = 5,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

♦ Aux appuis

Tableau 2. 34. Vérification des contraintes aux appuis

Calculs	Vérifications
$y = 3,92m$	$M_a^{max} = -8,83 \text{ KN.m}$ $\sigma_b = 3,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée
$I = 8995,21 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 3,85 \text{ MPa}$	

▪ **Vérification des contraintes dans le béton :**

♦ **En travée :**

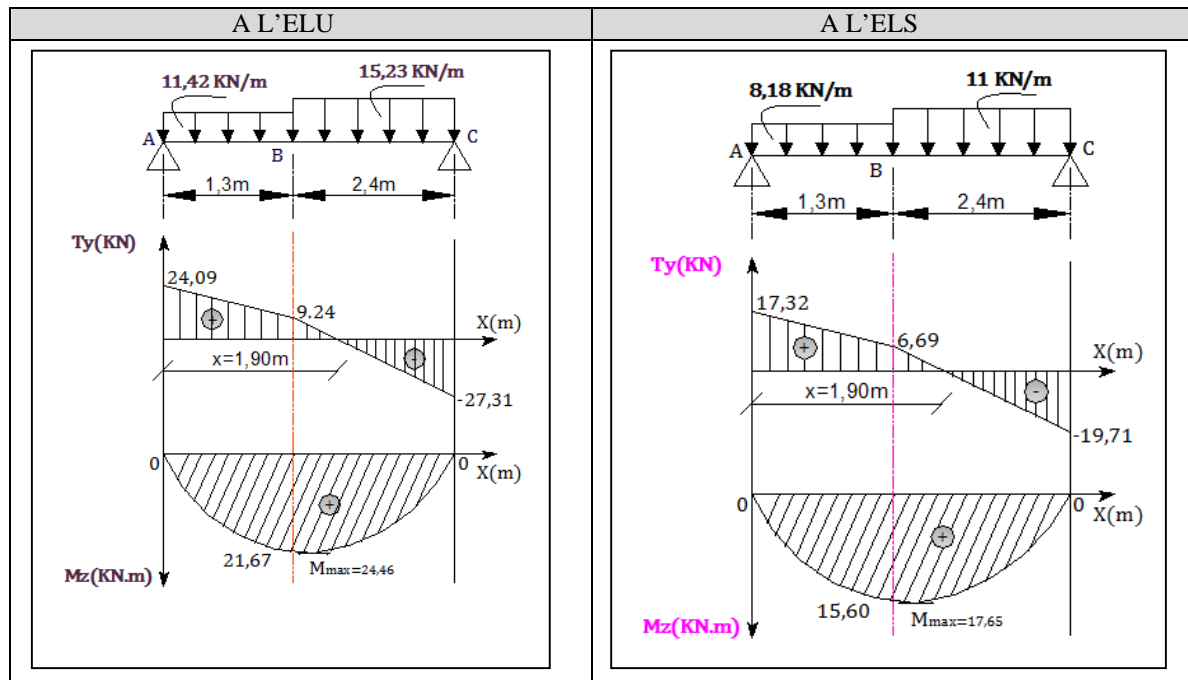
✓ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{M_t}{10 M_0}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow 0,041 < 0,075 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 4,35 \times 10^{-4} < 0,011 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ l < 8m \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

- **Remarque :** La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Tableau 2. 35. Diagrammes des efforts internes



2.2.4.2. Etude de la partie ②

▪ **Evaluation des charges**

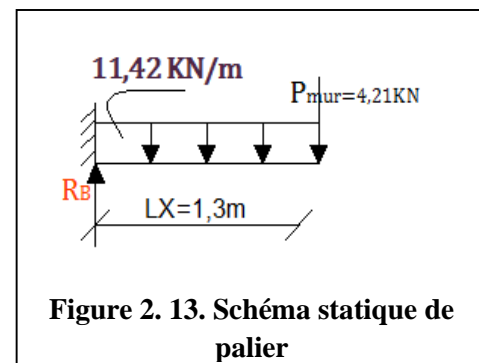
$$G_p = 5,68 \text{ KN/m}^2; Q = 2,5 \text{ KN/m} \Rightarrow P_u = 11,42 \text{ KN/m}$$

$$P = \rho[(L \times h) - \text{Souv}] = 2,67[(1 \times 3,06 - 0,45) - 1,2 \times 1,2] = 3,12 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35 \times 3,12 = 4,21 \text{ KN}$$

▪ **Les sollicitations**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = P_u \times l + p_u \times \frac{l^2}{2} = 4,21 \times 1,3 + 11,42 \times \frac{1,3^2}{2} \Rightarrow M_u = 15,12 \text{ KN.m} \\ V_u = p_u \times l + p_u = 11,42 \times 1,3 + 4,21 = 19,06 \text{ KN} \end{array} \right.$$



* Ferrailage de la partie ②

Tableau 2. 36. Ferrailage de palier

M_u	μ_{bu}	α	Z	$A_{calculée}$ cm^2/ml	$A_{choisie}$ cm^2/ml	A_r cm^2/ml	A_r cm^2/ml
15,12	0,063	0,081	0,126	3,45	5HA12=5,65	1.41	4HA8/ml=2,01
$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2/ml$							

▪ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{22,13 \times 10^{-3}}{1000 \times 13} = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement.

▪ Vérification des contraintes

$$M^S = q_s \times \frac{l^2}{2} + p_s \times l = 8,18 \times \frac{1,3^2}{2} + 3,12 \times 1,3$$

$$\Rightarrow M^S = 10,97 \text{ KN.m}$$

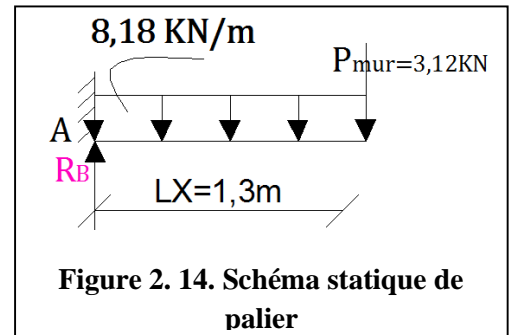


Tableau 2. 37. Vérification des contraintes

Calculs	Vérifications
$y = 3,92 \text{ m}$	$M^S = 10,97 \text{ KN.m}$ $\sigma_b = 4,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée
$I = 8995,21 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 4,78 \text{ MPa}$	

↪ Vérification de La flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{M_t}{10 M_0}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow 0,115 < 0,05 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 4,6 \times 10^{-4} < 0,0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ l < 8m \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

• Remarque : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

2.2.4.3. Schéma de ferrailage de l'escalier

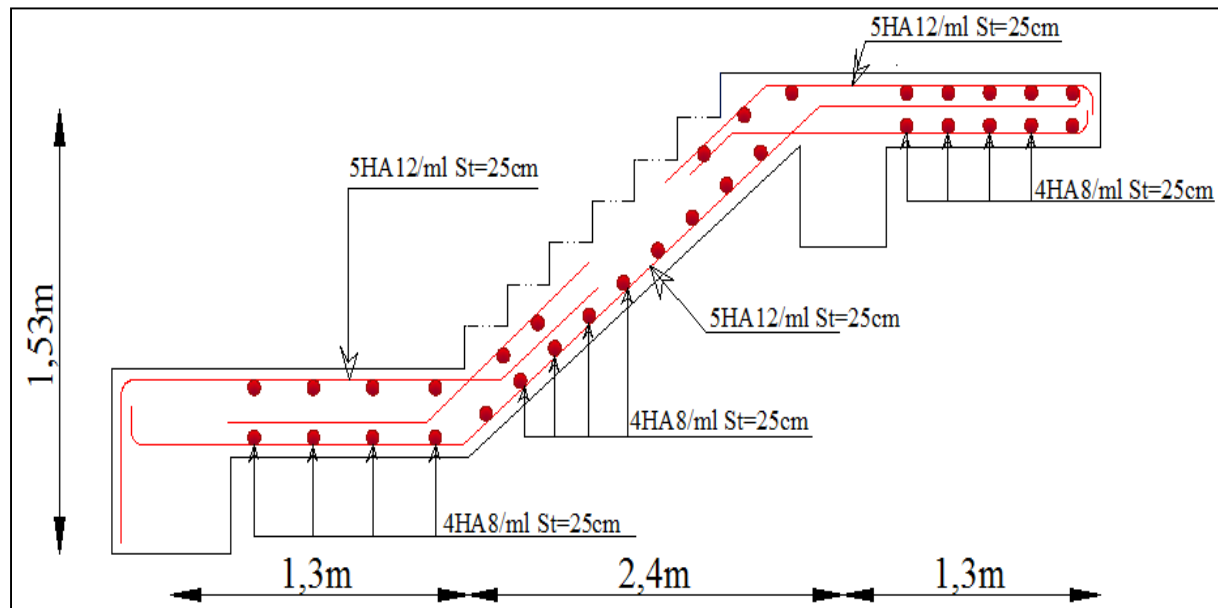


Figure 2. 15. Schéma de ferrailage de l'escalier.

2.2.5. Poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux Charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

2.2.5.1. Schéma statique de la poutre palière

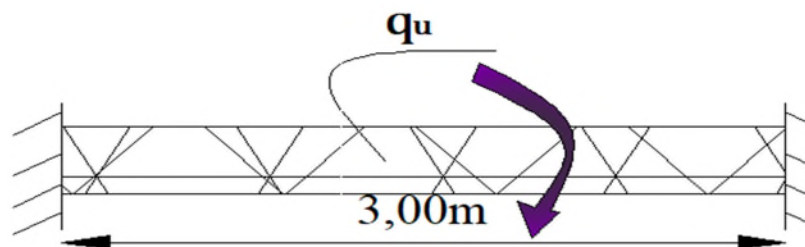


Figure 2. 16. Schéma statique de la poutre palière

2.2.5.2. Dimensionnement

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \quad 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

▪ Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

2.2.5.3. Calcul de la poutre palière

• Calcul a la flexion simple

Poids propre de la poutre : $g_0 = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml}$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

$$ELU: R_{Bu} = 27,31 + 19,06 = 46,37 \text{ KN/m}$$

$$ELS: R_{Bs} = 19,71 + 13,75 = 33,46 \text{ KN/m}$$

Tableau 2. 38. Sollicitation de la poutre palière

Moments (ELU)	Moments (ELS)
$q_u = 1.35g_0 + R_B$ $q_u = 49,41/\text{ml}$ $M_0 = \frac{q_u \times L^2}{24} = -18,53 \text{ KN.ml}$ $V_u = \frac{q_u \times L}{12} = 12,35 \text{ KN}$	$q_s = g_0 + R_{bp}$ $q_s = 35,71 \text{ KN/ml}$ $M_0 = \frac{q_s \times L^2}{24} = -13,39 \text{ KN.ml}$ $V_s = \frac{q_s \times L}{12} = 8,93 \text{ KN}$

Le calcul de ferrailage est représenté dans le tableau suivant :

Tableau 2. 39. Ferrailage de la poutre palière

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)
En travée	18,53	0,055	0,071	0.272	1,96
En appui	12,35	0,037	0,047	0.275	1,30
$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$					

▪ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \tau_{adm} = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12,35 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.147 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.882 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement

▪ Armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2 \\ b) A_{trans} \geq \frac{b \times St \times (\tau_u - 0,3 f_{c28})}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,315 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{trans} = \max(0,45 ; 0,315) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{trans}^{F.S} = 0,45 \text{ cm}^2$$

• Calcul à la torsion

Tableau 2. 40. Tableau récapitulatif des sollicitations et vérification du cisaillement

Torsion		
Le moment à l'appui déjà calculé		$\begin{cases} M_{B1}=12,23 \text{ KN.m} \\ M_{B2}=15,12 \text{ KN.m} \\ M_B=15,12 - 12,23 = 2,89 \end{cases}$
La petite dimension		b = 30 cm
Epaisseur de la paroi de la section Creuse équivalent	$A_{trans} = h/6$	e = 5 cm
Section efficace	(b-e)×(h-e)	$\Omega = 625 \text{ cm}^2$
Périmètre de la section	$2 \times [(b-e) \times (h-e)]$	$U=100 \text{ cm}^2$
Longueur de la poutre		L= 300 cm
Moment de torsion	$M_{tor} = M_B \times l/2$	$M_{tor} = 4,34 \text{ KN.m}$
Contrainte de torsion	$\tau_{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times e \times \Omega}$	$\tau_{tor} = 0,69 \text{ MPA}$
Armatures longitudinales	$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$	$A_{l \text{ tor}} = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$
Armatures transversales	$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} \quad St=15\text{cm}$	$A_t = 0,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$
Contrainte de cisaillement	$\tau_{tor} = \frac{Vu}{b \times d}$	$\tau_{tor} = 0,882 \text{ MPA}$
Contrainte admissible	$\min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) F.PN$	$\tau_{adm} = 3,33 \text{ MPA}$
Vérification	$\tau^2 = \sqrt{\tau_r^2 + \tau_u^2} \leq \tau_{adm}^2$	1,12 MPA < 3,33 MPA

2.2.5.4. Ferrailage globale

$$\begin{cases} \text{En travée: } A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1,96 + \frac{1,00}{2} = 2,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit 5HA12} = 5,65 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui: } A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1,30 + \frac{1,00}{2} = 1,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit 5HA12} = 5,65 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

• Armature transversales : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,15 = 0,60 \text{ cm}^2$

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

• Vérification des contraintes

- En travée

Tableau 2. 41. Vérification des contraintes en travée

Calculs	Vérifications
$y = 10,07$	$M^{ser} = 13,39 \text{ KN.m}$ $\sigma_b = 3,60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée
$I = 37457,32 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 3,60 \text{ MPa}$	

▪ Aux appuis

Tableau 2. 42. Vérification des contraintes aux appuis

Calculs	Vérifications
$y = 10,07$	$M^{ser} = -13,39 \text{ KN.m}$ $\sigma_b = 7,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée
$I = 37457,32 \text{ cm}^4$	
$\sigma_b = 7,20 \text{ MPa}$	

• Vérification de La flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifier.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{M_t}{10 M_0}; \frac{1}{16}\right) \Rightarrow 0,1 < 0,1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 45,38 \times 10^{-3} < 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ l < 8m \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

- **Remarque :** La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

2.2.5.5.Schéma de ferrailage

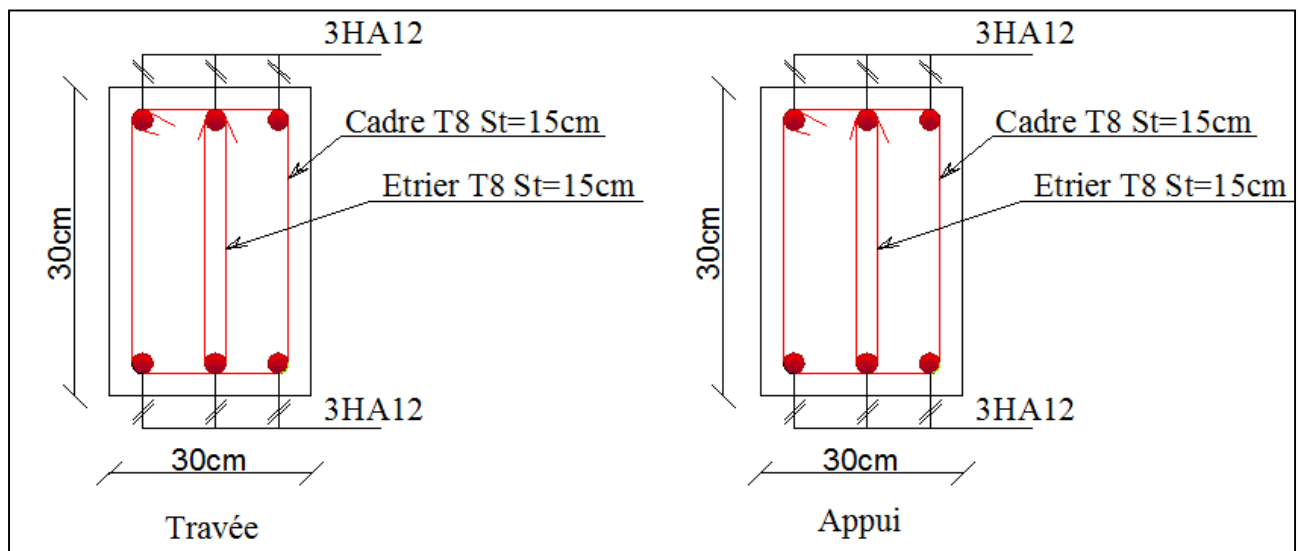


Figure 2. 17. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

2.3. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales et à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments

2.3.1. Schéma statique de l'acrotère

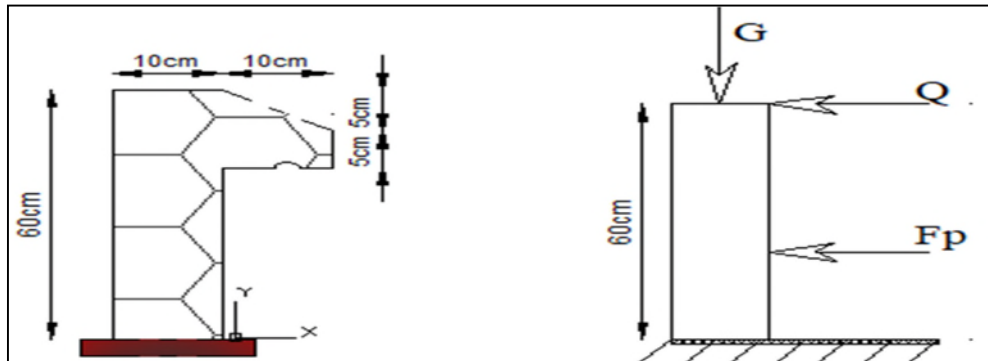


Figure 2. 18. Coupe transversale de l'acrotère et un schéma statique.

Hypothèse de calcul

- $\left\{ \begin{array}{l} \text{L'acrotère est sollicité en flexion composée} \\ \text{La fissuration est considérée comme préjudiciable} \\ \text{Le calcul se fait pour une bande de 1ml} \end{array} \right.$

2.3.2. Evaluation des charges et surcharges

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 2. 43. Charges revenant à l'acrotère

Hauteur (m)	Surface (m ²)	Poids propr (KN/m)	G_T (KN/m)	Q (KN/m)	Fp (KN)
0,6	0,0675	1,688	1,958	1	0,94

2.3.3. Etude de l'acrotère

* Calcul des sollicitations

✓ Calcul du centre de gravité

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i} = 0,06m \\ Y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = 0,327m \end{array} \right.$$

L'acrotère est soumis à :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = 1,958 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,94 \times 0,327 = 0,307 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les sollicitations revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2. 44. Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons	ELU Accidentelle	ELU	ELS
Sollicitations	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N (KN)	1,958	2,643	1,958
M (KN.m)	0,907	0,9	0,6

✓ Calcul de l'excentricité

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_{uacc}}{N_{uacc}} = \frac{0,907}{1,958} = 0,463 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow e_0 > \frac{h}{6}$$

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) : (excentricité réelle de calcul) tel que : $e = e_0 + e_a + e_2$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{60}{250}\right) = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1 avec :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} = 0$$

\emptyset : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée il est généralement pris égal à 2.

l_f : Longueur de flambement. avec : $l_f = 2 \times h = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,2^3 \times 2}{10^4 \times 0,10} = 0,00864 \text{ m}$$

D'où : $e = 0,463 + 0,02 + 0,00864 = 0,492 \text{ m}$

✱ Les sollicitations de calcul deviennent :

$$\begin{cases} N_u = 2,643 \text{ KN} \\ M_u = N_u \times e = 2,643 \times 0,492 = 1,3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2.3.4. Ferrailage de l'acrotère

✧ Calcul à l'ELU

$$f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} ; f_{st} = 348 \text{ Mpa} ; N_u = 2,643 \text{ KN} ; M_u = 1,3 \text{ KN.m} ; d = 7 \text{ cm (FN)}$$

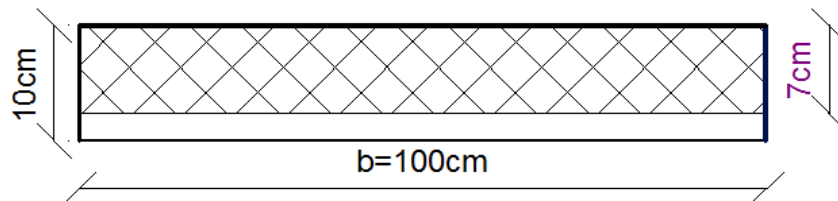


Figure 2. 19. Section droite de l'acrotère a ferraillé

La section est partiellement comprimée et e_0 est en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{UA} :

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

Tableau 2. 45. Ferrailage de l'acrotère

$M_{ua}(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	A_s $= A - \frac{N_u}{f_{st}}$	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adop}(cm^2/ml)$
1,35	0,019	0,024	0,069	0,56	0,55	0,845	4HA8=2,01

♦ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{c\ oisis}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 cm^2 \Rightarrow \text{on opte pour } 4HA8 = 2,01 cm^2 / ml$$

♦ Calcul des espacements

Sens principal : $S_t \leq 100/4 = 25 cm \Rightarrow$ Soit $S_t = 25 cm$.

Sens secondaire : $S_t \leq 100/4 = 25 cm \Rightarrow$ Soit $S_t = 25 cm$.

♦ Vérification à l'ELU

▪ Vérification au cisaillement

$$V_u = F_p + Q = 1,94 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,028 Mpa < \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{1,5} ; 4 Mpa\right) = 2,5 Mpa$$

\Rightarrow Pas de risque au cisaillement.

♦ Vérifications à l'ELS :

▪ Vérification des contraintes

$$\begin{cases} N_{ser} = 1,958 KN \\ M_{ser} = 0,6 KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \\ \sigma_{st} = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 Mpa \\ \bar{\sigma}_{bc} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 MPA \\ \eta = 1,6 \text{ pour les acier HR} \end{cases}$$

▪ **Calcul de y**

$$(y = y_c + C)$$

Position du centre de poussée :

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,306 - 0,05 = 0,256m$$

D'après la convention de signes du BAEL on a **N** qui est un effort de compression

Donc $C = -0,256$

On a $y_c^3 + py_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$

$$\begin{cases} p = -3C^2 - \frac{90A'}{b}(c-d') + \frac{90A}{b}(d-c) = -0,191m^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c-d')^2 - \frac{90A}{b}(d-c)^2 = 0,0316m^3 \end{cases}$$

Solution de l'équation (1) dépend de : $\Delta = 4P^3 + 27q^2 = -9,10 \times 10^{-3} < 0$

Donc il existe trois racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivante :

$$-C \leq y_c \leq h - C \Rightarrow 0,256m \leq y_c \leq 0,356m$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 0,279 \\ y_{c2} = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120^\circ\right) = -0,504 \text{ Avec} \\ y_{c3} = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240^\circ\right) = 0,226 \end{cases} \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,505 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q\sqrt{-3/p}}{2p}\right) = 169,59^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend

$$\Rightarrow \begin{cases} y_c = 0,279m \\ y = y_c + c = 0,023m \end{cases}$$

$$\mu_t = \frac{b}{2}y^2 - 15A(d-y) = 1,228 \times 10^{-4}m^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = 0,37 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{ser}}{\mu_t} \times (d-y) = 11,24 MPa < \bar{\sigma}_s = 201,64 MPa, \end{cases}$$

2.3.5. Schémas de ferrailage

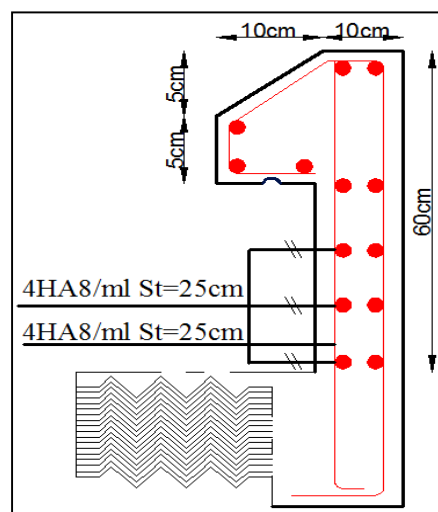


Figure 2. 20. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

2.4. Ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. Elle se constitue d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

• Remarque

Le système de levage de la cage d'ascenseur est assuré par un système mécanique placé au niveau du sous-sol.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour trois (03) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L_x : Longueur de l'ascenseur = 1,6 m
- L_y : Largeur de l'ascenseur = 1,6 m

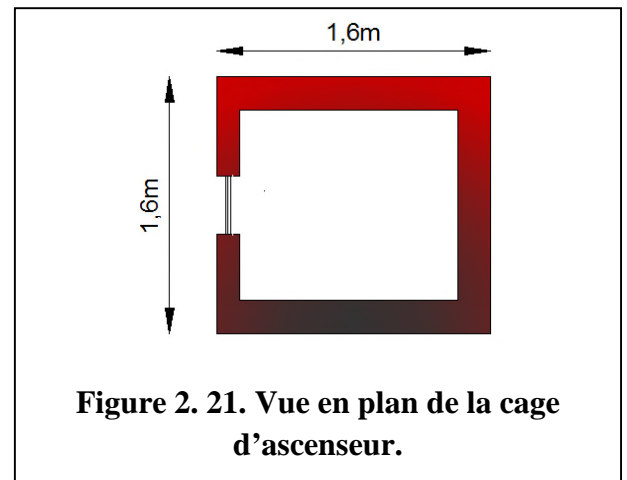


Figure 2. 21. Vue en plan de la cage d'ascenseur.

2.5. Pré dimensionnement des éléments structuraux

2.5.1. Poutres

• Pré dimensionnement

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, Selon le BAEL 91 La hauteur des poutres est déterminée par l'expression suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} ; L : \text{longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis}$$

a. Poutres Principales (PP)

$$L_{max} = 510 - 35 = 475 \text{ m} ; \text{ Pour des poteaux de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 h_{pp}$$

$$\text{Donc } \frac{475}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{475}{10} \Rightarrow 31,67 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 47,5 \text{ cm}$$

On adopte pour une section $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

b. Poutres Secondaires (PS)

$$L_{max} = 442 - 35 = 407 \text{ m} \Rightarrow 27,13 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 40,7 \text{ cm}$$

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

Tableau 2. 46. Vérification des exigences de RPA

	Poutre principales	Poutre secondaire	Observation
Vérification des exigences de RPA	$\begin{cases} h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h/b = 1,5 \leq 4 \end{cases}$	$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h/b = 1,33 \leq 4 \end{cases}$	Vérifiée

2.5.2. Les poteaux

- **Pré dimensionnement**

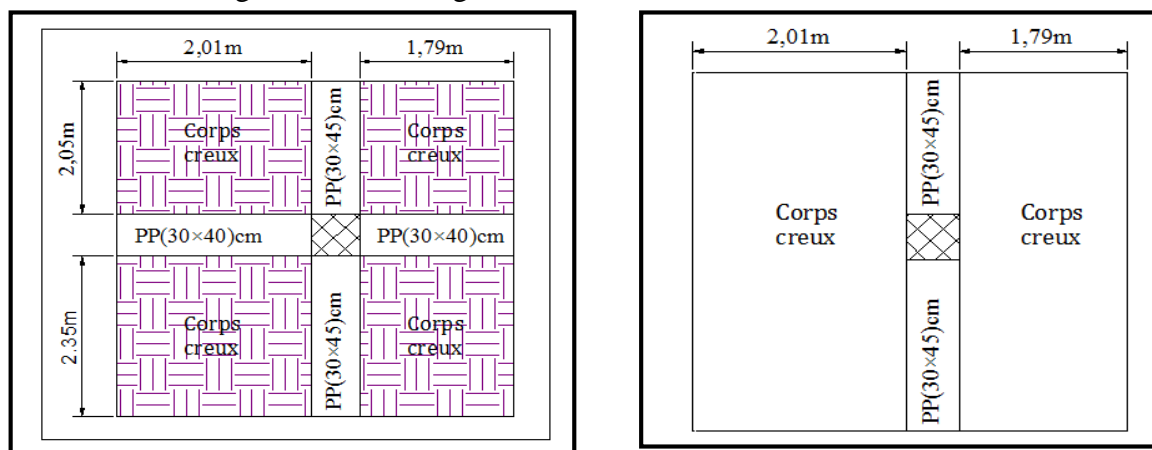
Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à reprendre les efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base. Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon le Critère de résistance, critère de stabilité de forme (flambement) et les conditions de RPA99/2003.

Le poteau qu'on va étudier est le poteau (**6G Figure 2.1 page 9**) qui nous semble susceptible d'être les plus sollicités, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Tableau 2. 47. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Niveaux	H _e (m)	γ_c KN/m ³	Dimensions B (cm²)	Poidspropre (KN) g = h×b×H _e × γ_c Poteaux rectangulaires	Poidspropre g (KN) $g = \frac{\pi D^2}{4} H_e \gamma_c$ Poteaux circulaires
Sous Sol	3,40	25	50×50	21,25	16,68
RDC	3,57		50×50	22,31	17,51
étages 1,2 et 3	3,06		45×45	15,49	/
Etages 4, 5 et 6			40×40	12,24	/
Etages 7 et 8			35×35	9,37	/

- **Remarque :** 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.

**Figure 2. 22.** Surface afférentes des planchers étage courants et l'étage (double hauteur)

$$\begin{cases} S1 = 2,05 \times 2,01 = 4,12 \text{ m}^2 \\ S2 = 2,05 \times 1,79 = 3,66 \text{ m}^2 \\ S3 = 12,01 \times 2,35 = 4,72 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,79 \times 2,35 = 4,20 \text{ m}^2 \end{cases} \begin{cases} L_{pp} = 4,40 \text{ m} \\ L_{ps} = 3,80 \text{ m} \end{cases}$$

▪ Poids des poutres du sous-sol à 8^{ème} étage

$$G_{poutre} = \gamma_c \times V$$

$$\begin{cases} G_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,45 \times (2,05 + 2,35) \Rightarrow G_{pp} = 14,85 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times (2,01 + 1,79) \Rightarrow G_{ps} = 11,4 \text{ KN} \end{cases}$$

$$S_{aff}^G = \sum_{i=1}^4 S_i = 16,7 \text{ cm}^2 \quad ; \quad S_{aff}^Q = S_{aff}^G + 0,3 \times (L_{pp} + L_{ps}) \Rightarrow S_{aff}^Q = 19,16 \text{ cm}^2$$

-Plancher terrasse inaccessible : -Plancher étage courant :

-Plancher RDC :

$$\begin{cases} G = 6,55 \times 16,7 = 109,38 \text{ KN} \\ Q_0 = 19,16 \times 1 = 19,16 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} G = 5,13 \times 16,7 = 85,67 \text{ KN} \\ Q_1 = 19,16 \times 1,5 = 28,74 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} G = 5,13 \times 16,7 = 85,67 \text{ KN} \\ Q_1 = 19,16 \times 1,5 = 28,74 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau 2. 48. Résultats de la descente de charge de poteau 6G

Etage	Niveau	Elément	Poids propre G(KN)	Surcharges Q (KN)
Etage 08	09	Plancher	109,38	19,16
		poutres	26,25	
		Poteaux	9,37	
	SOMME		145	19,16
Etage 07	08	Venant du niv.09	145	19,16+28,74
		Plancher	85,67	
		poutres	26,25	
		Poteaux	9,37	
	SOMME		266,29	47,9
Etage 06	07	Venant du niv.08	266,29	19,16+0,95(2×28,74)
		Plancher	85,67	
		poutres	26,25	
		Poteaux	12,24	
	SOMME		390,45	73,76
Etage 05	06	Venant du niv.07	390,45	19,16+0,90(3×28,74)
		Plancher	85,67	
		poutres	26,25	
		Poteaux	12,24	
	SOMME		514,61	96,75
Etage 04	05	Venant du niv.06	514,61	19,16+0,85(4×28,74)
		Plancher	85,67	
		poutres	26,25	
		Poteaux	12,24	
	SOMME		638,77	116,87
Etage 03	04	Venant du niv.05	638,77	19,16+0,80(5×28,74)
		Plancher	85,67	
		poutres	26,25	
		Poteaux	15,49	

		SOMME	766,18	134,12
Etagé 02	03	Venant du niv.04	766,18	19,16+0,75(6×28,74)
		Plancher	85,67	
		poutres	26,25	
		Poteaux	15,49	
		SOMME	893,59	148,49
Etagé 01	02	Venant du niv.03	893,59	19,16+0,7143(7×28,74)
		Plancher	838,59	
		poutres	26,25	
		Poteaux	15,49	
		SOMME	1021	162,86
RDC	01	Venant du niv.02	1021	19,16+0,7143(7×28,74)
		Poutres	22,31	
		Poteaux	14,85	162,86
		SOMME	1058,16	
Sous Sol	00	Venant du niv.01	1058,16	19,16+0,6875(7×28,74)+ 95,8
		Plancher	95,80	
		Poutres	26,25	
		Poteaux	21,25	
		SOMME	1201,46	253,27
Effort normal a la base		$N_u = 1,35 G_{TOTAL} + 1,5 Q_{TOTAL} = 2001,88 \text{ KN}$		
Effort normal réduit		$N_s = G_{TOTAL} + Q_{TOTAL} = 1454,73 \text{ KN}$		

Selon le CBA (**Art B.8.1.1**) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de **15 %** (Poteau central a deux travées).

$$N_u^* = 1,15 \times N_u = 1,15 \times 2001,88 \quad \Rightarrow N_u^* = 2302,16 \text{ KN.}$$

✎ Vérifications nécessaires

✳ Vérification à la compression simple

👉 Exemple de calcul

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} = \frac{2302,16 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,5} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec,} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,20 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Tableau 2. 49. Vérification à la compression simple des poteaux de tous les niveaux

Etages	N_u^* (KN)	B (m ²)	Condition $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$		Observation
			σ_{bc} (MPa)	f_{bu} (MPa)	
8 ^{ème} étage	258,16	0,1225	2,107	14,2	Vérifiée
7 ^{ème} étage	496,04		4,049	14,2	Vérifiée
6 ^{ème} étage	733,40	0,16	4,584	14,2	Vérifiée
5 ^{ème} étage	965,82		6,036	14,2	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1193,29		7,458	14,2	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1420,85	0,2025	7,017	14,2	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1643,44		8,116	14,2	Vérifiée
1 ^{er} étage	1866,03		9,215	14,2	Vérifiée
RDC	1923,73	0,25	7,65	14,2	Vérifiée
Sous sol	2302,16		9,20	14,2	Vérifiée
Poteau (double hauteur)	2302,16	3,005	0,77	14,2	Vérifiée

✱ Vérification au flambement

✎ **Exemple de calcul :** Vérification du poteau de Sous-sol.

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2 : \text{section réduite du poteau} \Rightarrow \text{il faut vérifier que : } B_r \geq B_{rcal} \\ \alpha : \text{coefficient réducteur qui en fonction de l'élancement } (\lambda) \\ \gamma_s = 1,15 : \text{coefficient de sécurité de l'acier} \\ A_s : \text{section d'armature comprimée} \\ f_e = 400 \text{ MPA} \\ \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité du béton} = 1,5 \\ \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité de l'acier} = 1,15 \end{array} \right.$$

Avec $l_0 = 3,4 \text{ m} \Rightarrow l_f = 0,7 \times l_0 = 2,38 \text{ m} \Rightarrow l_0$: la longueur de flambement.

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{h \times b^3}{12} = \sqrt{\frac{(0,35)^4 / 12}{0,35 \times 0,35}} = 10,10$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,38}{10,10} = 20,79 \Rightarrow \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{20,79}{35} \right)^2} = 0,794$$

▪ **Selon le BAEL, $A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$ \Rightarrow On prend $A_s = 1\% \times B_r$.**

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{2302,16 \times 10^{-3}}{0,82 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} \Rightarrow B_{rcal} = 1276,33 \text{ m}^2$$

$$B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) = 2304 \text{ cm}^2 \Rightarrow B_r = 2304 \text{ cm}^2 \geq B_{rcal} = 1276,33 \text{ cm}^2$$

Tableau 2. 50. Résultats de la vérification au flambement

Niveau	Nu (KN)	i (m)	λ	α	(Br \geq Br ^{calc})		Observation
					Br	Br ^{calc}	
8 ^{ème} etage	258,16	10,10	18,44	0,810	0,1089	144,9	Vérifiée
7 ^{ème} etage	496,04					278,4	Vérifiée
6 ^{ème} etage	733,40	11,55	16,12		0,1444	406,60	Vérifiée
5 ^{ème} etage	965,82					535,46	Vérifiée
4 ^{ème} etage	1193,29					661,57	Vérifiée
3 ^{ème} etage	1420,85	12,99	14,33		0,1849	787,73	Vérifiée
2 ^{ème} etage	1643,44					911,13	Vérifiée
1 ^{er} etage	1866,03					1034,54	Vérifiée
RDC	1923,73	14,43	15,38		0,2304	1066,52	Vérifiée
Sous sol	2302,16					1276,33	Vérifiée
Poteau (Double hauteur)	2302,16	14,43	15,38		0,28	1276,33	Vérifiée

✱ Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes

$$\begin{array}{l}
 \text{- Pour les poteaux carrés} \quad \left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \Rightarrow 25 \text{ cm.} \\ \min(b, h) \Rightarrow \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{- Pour les poteaux circulaires} \quad \left\{ \begin{array}{l} D \geq 25 \text{ zn zone I} \\ D \geq 30 \text{ zn zone II} \\ D \geq 35 \text{ zn zone III} \\ D \geq h_e/15 \end{array} \right.
 \end{array}$$

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

2.5.3. Les voiles

◆ Pré dimensionnement

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liés entre eux par des planchers. Le dimensionnement de ce dernier revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

Tableau 2. 51. Epaisseurs optés pour les différents niveaux

Nature d'étage	he	e \geq max (he/25 ; he/22 ; 15cm)	e (cm)	$L_{min} \geq 4e$
Sous Sol	340 – 40 = 300cm	e \geq 15cm	20	$L_{min} = 80 \text{ cm}$
RDC	357 – 40 = 317cm	e \geq 15cm	20	$L_{min} = 80 \text{ cm}$
Etage courant	306 – 40 = 266 cm	e \geq 15cm	20	$L_{min} = 80 \text{ cm}$

2.6. Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux et satisfait toutes les vérifications nécessaires, on adopte pour l'ensemble des éléments les sections suivantes, à savoir :

✱ Poutres

Poutres principales : $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

✱ Plancher

Plancher à corps creux $(16+4) \text{ cm}$

Plancher à dalle pleine $\begin{cases} e = 15 \text{ cm pour la dalle d'ascenseur} \\ e = 12 \text{ cm pour le reste des dalles pleines} \end{cases}$

✱ Escalier

Epaisseur des paillasse pour la volée et pour le palier ; $e = 15 \text{ cm}$

✱ Voiles

$e = 20 \text{ cm}$ pour l'ensemble des voiles.

✱ Poteaux

Tableau 2. 52. Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres

Niveau	Dimensions (b×h) cm ²	Dimensions des Poteaux circulaire D en cm
Sous-sol / RDC	50×50	50
Etages 1,2 et 3	45×45	/
Etages 4,5 et 6	40×40	/
Etages 7 et 8	35×35	/



CHAPITRE 3

ETUDE SISMIQUE

3.1.Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer au moins une protection acceptable des vies humaines et des constructions face aux risques du séisme par une conception et un dimensionnement appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conceptions qui sont :

- La résistance ;
- L'aspect architectural ;
- L'économie.

L'étude sismique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très compliqué. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des méthodes qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Dans certains cas de bâtiments, on ne peut pas éviter certaines formes qui sont asymétriques. Le concepteur doit tenir en étude des recommandations et satisfactions aux conditions de sécurité exigées par le règlement parasismique (mode de vibration, effort sismique à la base, effet P- Δ , Déplacement de la structure...).

3.2. Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003

Des classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques. À savoir, la zone sismique, groupe d'usage, site, le système de contreventement et la régularité de la structure.

3.2.1. Zone sismique (A3.1./RPA99/2003)

Selon la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas (l'annexe I), La wilaya de **BEJAIA** est classée comme une zone de **faible sismicité (IIa)**.

3.2.2. Importance de l'ouvrage (A3.2./RPA99/2003)

Pour les bâtiments d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m (notre cas: **H=28,05m**) sont classées comme des ouvrages courants (importance moyenne : Groupe 2).

3.2.3. Site (A3.3./RPA99/2003)

Selon le rapport du sol, le site de notre projet est classé comme **site meuble (Site3)**.

Tableau 3. 1. Valeurs de T1 et T2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70
S ₃ ⇒ T _{1(sec)} = 0,15 / T _{2(sec)} = 0,50				

3.2.4. Système de contreventement (A3.4./RPA99/2003)

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3). Le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Le système de contreventement retenu pour notre structure, est une structure en béton contreventé par portiques et voiles.

Le règlement parasismique algérien RPA99/2003 a classé trois types de système de contreventement pour les structures en béton contreventé par portiques et voiles :

- **Système 2** : contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé;
- **Système 4a** : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles;
- **Système 4b** : Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

En fonction du pourcentage de charges verticale et horizontale, on peut fixer une valeur pour R (voir page 30 de RPA).

3.2.5. Configuration du bloc (A3.5./RPA99/2003)

Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation :

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait:

Selon l'article A3.5.1 (a3-Figure 3.2) :

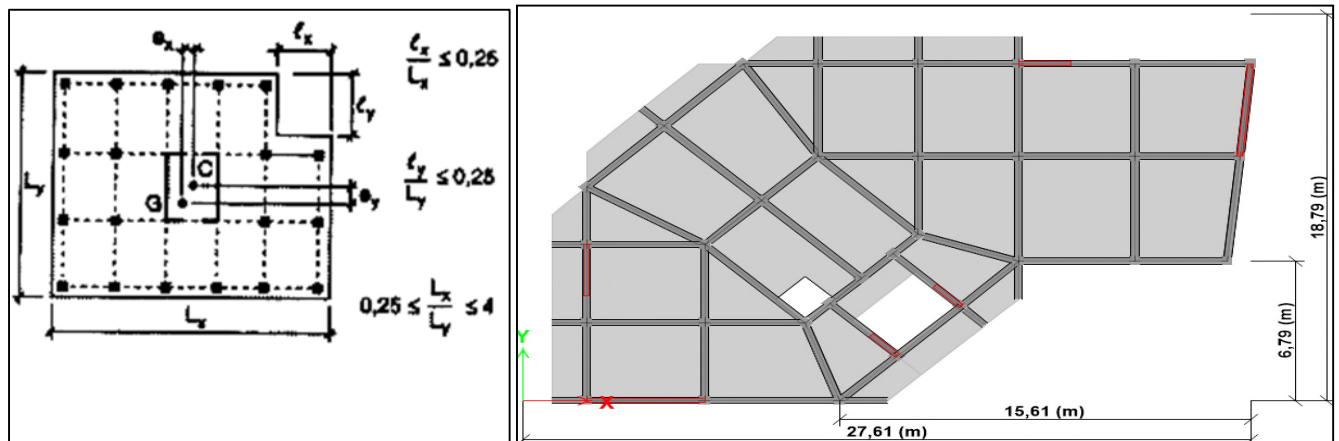


Figure 3. 1. Limite des décrochements en plan.

Pour notre bâtiment :

$$\begin{cases} l_x = 15,61\text{m} \\ L_x = 27,61\text{m} \end{cases} \Rightarrow \frac{l_x}{L_x} = 0,56 > 0,25 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\begin{cases} l_y = 6,79\text{m} \\ L_y = 18,79\text{m} \end{cases} \Rightarrow \frac{l_y}{L_y} = 0,36 > 0,25 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

- **Commentaire** : Le plan est irrégulier en élévation.

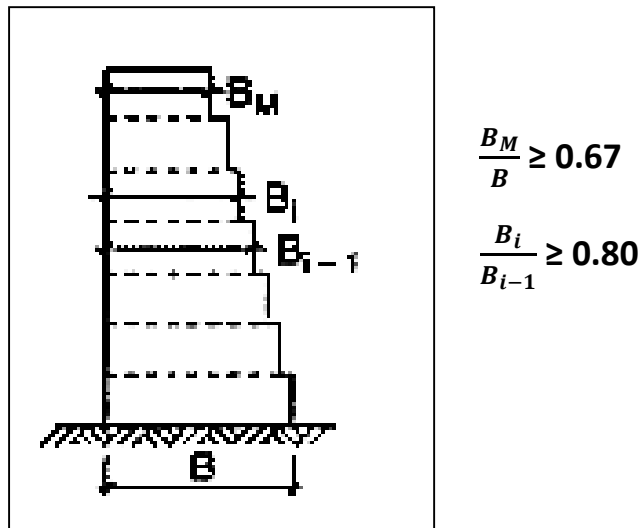


Figure 3. 2. Limite des décrochements en élévation

Pour notre bâtiment : on a le même plan dans tous les étages $\left\{ \begin{array}{l} L_x = 27.61\text{m} \\ L_y = 18,79\text{m} \end{array} \right.$

⇒ **Batiment irrégulier en plan et régulier en élévation**

⇒ **Batiment irrégulier**

3.3. Choix de la méthode de calcul

3.3.1. Méthodes utilisables (A4.1.1./RPA99/2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ♦ Méthode statique équivalente ;
- ♦ Méthode dynamique ;
 - { par la méthode d'analyse dynamique par accéléro – grammes
 - Méthode d'analyse modale spectrale

3.3.2. Condition d'application la méthode statique équivalente(A.4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes ; pour notre cas :

- { * Le bâtiment présente une configuration irrégulière
 - * Zone IIa
 - * Groupe d'usage 2
 - * La hauteur du bâtiment $H = 28,05 \text{ m} > H_{\max} = 23\text{m}$
- ⇒ La M. S. En'est pas applicable.

3.3.3. Analyse Sismique Dynamique Modale Spectrale (A4.1.3./RPA99/2003)

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

3.3.3.1. Principe de Modélisation (A4.3.2./RPA99/2003)

Pour les structures irrégulières et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par :

- ❖ Un modèle tridimensionnel (**Analyse 3D**) ;
- ❖ Un modèle encastré à la base ;
- ❖ Les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers (**Diaphragme rigide**) avec trois **03 DDL** (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

3.3.3.2. Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis

Cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, la modélisation revient à représenter un problème physique possède un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de (DDL) en tenant en compte le possible de la masse, la rigidité de tous les éléments de la structure et l'amortissement.

3.3.3.3 Programme utilisé pour la modélisation

- ◆ **Version** : Version 16.2.0
- ◆ **Nom du programme**: Extended 3D Analysis of Building Systems
- ◆ **Entreprise productrice** : Computers and Structures, Inc. Berkeley, California. USA

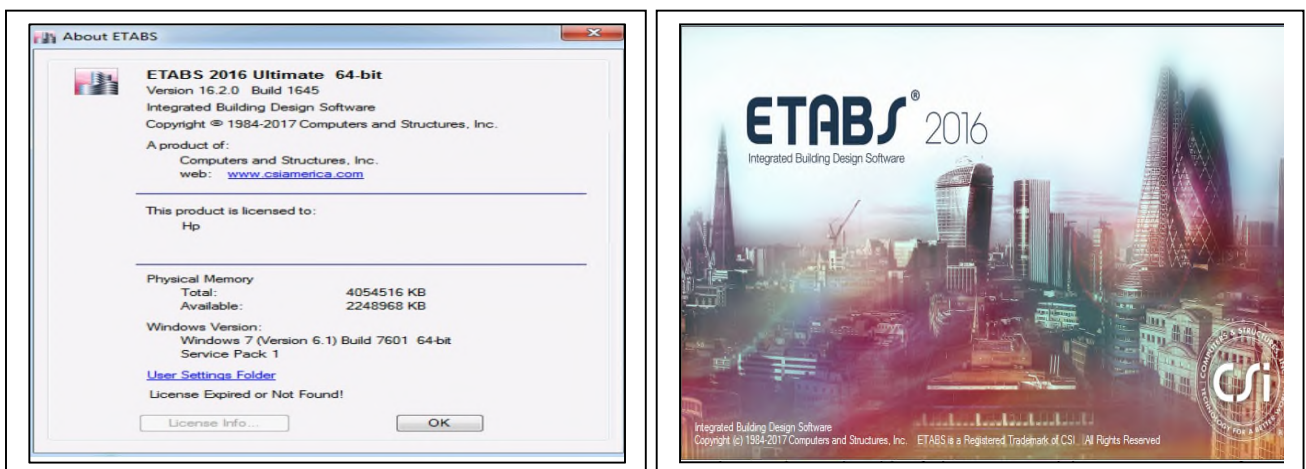


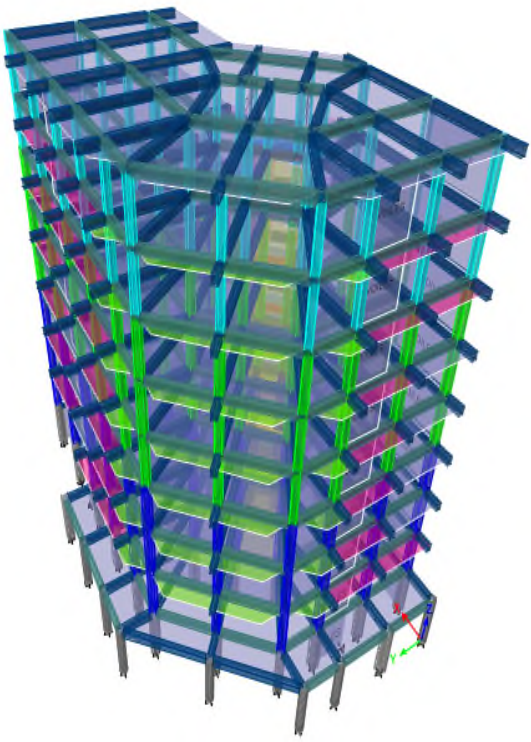
Figure 3. 3. Le logiciel ETABS version 16.2.0

ETABS est un logiciel destiné à la conception et à l'analyse des structures de la catégorie bâtiment. Il permet de modéliser facilement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. C'est un **logiciel** performant utilisé dans le domaine de **modélisation des structures de bâtiment** en génie civil est ETABS(**E**xtended **T**hreeDimensions Analysis of **B**uilding **S**ystems). Ce logiciel permet de ferrailler les éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI.etc). Grâce à ses diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle additionnelle.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

Tableau 3. 2. Caractéristiques géométriques et structurales de la structure étudiée

Eléments linéaires (Frame Sections)	
Poutres (Beams)	Poutres Principale : (30x45) cm ²
	Poutres Secondaire : (30x40) cm ²
Poteaux (Columns)	Poteaux R.D.C-SS : (50 x50) cm ²
	Poteaux étages 1-2-3: (45 x 45) cm ²
	Poteaux étages 4-5-6:(40x 40) cm ²
	Poteaux étages 7-8:(35x 35) cm ²
Eléments Surfacciques (Walls /Slab /Deck,Sections)	
Voiles (Walls)	Epaisseur = 20 cm
Dalles Pleines(Slab)	/
Plancher corps creux (Slab) 20cm (16 + 4)	Terrasse : $\begin{cases} G = 6,55\text{KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$
	Habitation : $\begin{cases} G = 5,13\text{KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$
	Commerce : $\begin{cases} G = 5,13\text{KN/m}^2 \\ Q = 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$



Modélisation **3D** de la Super- structure

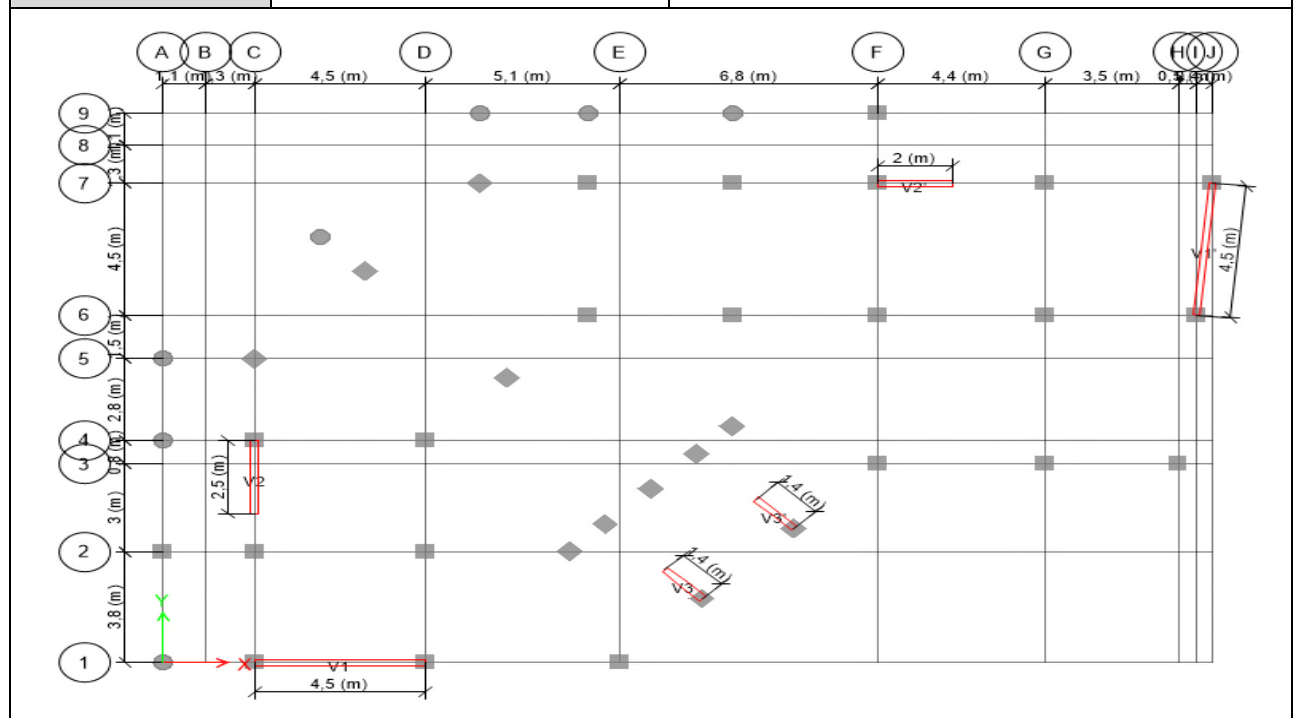


Figure 3. 4. Vue en plan des éléments structuraux (Poteaux-Voiles) de la superstructure

3.3.4. Paramètres utilisées pour l'étude sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003)

3.3.4.1. Coefficient d'accélération de zone A

Tableau 3. 3. Détermination de coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone			$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \Rightarrow A = 0,15 \right.$
	I	II	III	
1A	0,12	0,25	0,35	
1B	0,10	0,20	0,30	
2	0,08	0,15	0,25	
3	0,05	0,10	0,15	

3.3.4.2. Facteur de qualité

Tableau 3. 4. Détermination de facteur de qualité Q

Valeur des pénalités P_q	Observation	P_q / xx	Observation	P_q / yy
1-Condition minimale sur les filles de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2-Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3-Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4-Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5-Contrôles de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6-Contrôles de qualité d'exécution	Non	0.1	Non	0.1
Totale	$Q_x=1.30$		$Q_y=1.30$	

3.3.4.3. Coefficient de comportement global de la structure "R"

Coefficient de comportement global de la structure. Il est donné par le tableau 4.3(R.P.A99/2003) en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4(R.P.A99/2003). Pour ce projet, on considère un contreventement mixte assuré par Voiles-Portiques avec interaction, donc $R=5$

3.3.4.4. Coefficient de pondération " β "

Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation RPA99/v2003 (Tableau 4.5).

✱ **Bâtiments d'habitation, commerce** $\Rightarrow \beta = 0,2 \Rightarrow$ bâtiment

A partir de la valeur du β , on peut déterminer le poids total de la structure:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \Rightarrow \begin{cases} W_{Gi} : \text{ poids dû aux charges permanentes} \\ W_{Qi} : \text{ charges d'exploitation} \end{cases}$$

3.3.4.5. Pourcentage critique d'amortissement " ξ (%)Tableau 3. 5.Détermination du " ξ (%)

Remplissage	Portique		Voile ou maçonnerie
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	
Portiques et Voiles $\Rightarrow \xi = 10\%$			

3.3.4.6. Spectre de réponse sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.13)$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (**A=0,15**)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,764$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=10\%$)

R : Coefficient de comportement de la structure (**R=5**)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**T1= 0,15 / T2= 0,50**)

Q : Facteur de qualité (**Q=1,35**)

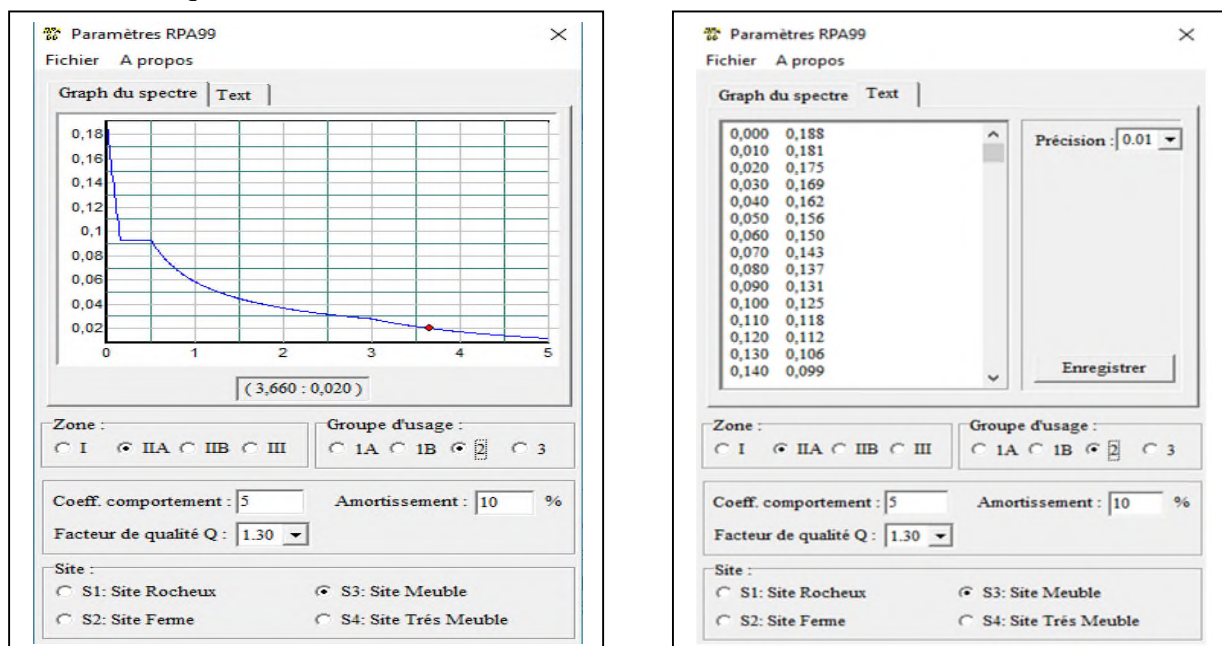


Figure 3. 5. Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le RPA99/2003

3.4. Résultats de l'analyse sismique dynamique modale spectrale

3.4.1. Taux de participation massique

Les résultats de l'analyse sismique dynamique par le spectre de réponse exigé par le RPA99/2003 sont présentés ci-dessous :

Tableau 3. 6.Périodes /Participation massiques et nombre de modes à considérer

Case	Mode	Period(sec)	UX	Sum UX	UY	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	0,835	0,5537	0,5537	0,0351	0,0351	0,1327	0,1327
Modal	2	0,773	0,0606	0,6143	0,6281	0,6632	0,0106	0,1433
Modal	3	0,545	0,0984	0,7127	0,0443	0,7075	0,5457	0,6889
Modal	4	0,252	0,0782	0,7909	0,0394	0,7469	0,0277	0,7166
Modal	5	0,21	0,0625	0,8534	0,1096	0,8565	0,0001	0,7167
Modal	6	0,127	0,0164	0,8698	0,0122	0,8687	0,163	0,8798
Modal	7	0,124	0,0343	0,9041	0,0257	0,8944	0,004	0,8838
Modal	8	0,096	0,0271	0,9312	0,0383	0,9328	0,0002	0,884
Modal	9	0,075	0,014	0,9452	0,0118	0,9446	0,0102	0,8942
Modal	10	0,058	0,0164	0,9616	0,0147	0,9592	0,0052	0,8993
Modal	11	0,054	0,0052	0,9668	0,0105	0,9697	0,044	0,9434

• **Commentaire :**

- * Le 1^{er} mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe X avec un taux de participation égale a55,37% ;
- * Le 2^{eme} mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe Y avec un taux de participation égale a62,81% ;
- * Le 3^{eme} mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe Z avec un taux de participation égale a54,57% ;
- * On remarque qu'après 11 modes, la masse vibrante globale atteint 90% dans les trois directions. Ces modes peuvent donc être retenus pour la suite de l'analyse sismique.

Tableau 3. 7. Mode de vibration de la structure

<p>1^{er} mode : translation dans le sens x T₁=0,835s</p>	<p>2^{eme} mode : translation dans le sens y T₂=0,773s</p>	<p>3^{eme} mode : Rotation autour l'axe z T₃=0,545s</p>

3.4.2. Efforts tranchants, Moments sismique et les déplacements par niveau

Dans le tableau suivant, on montre les résultats trouvés sous formes graphiques et tableau dans les deux sens X et Y , Efforts tranchants, Moments sismique et les déplacements par niveau.

Tableau 3. 8.Déterminations des efforts tranchants par niveau suivant X et Y

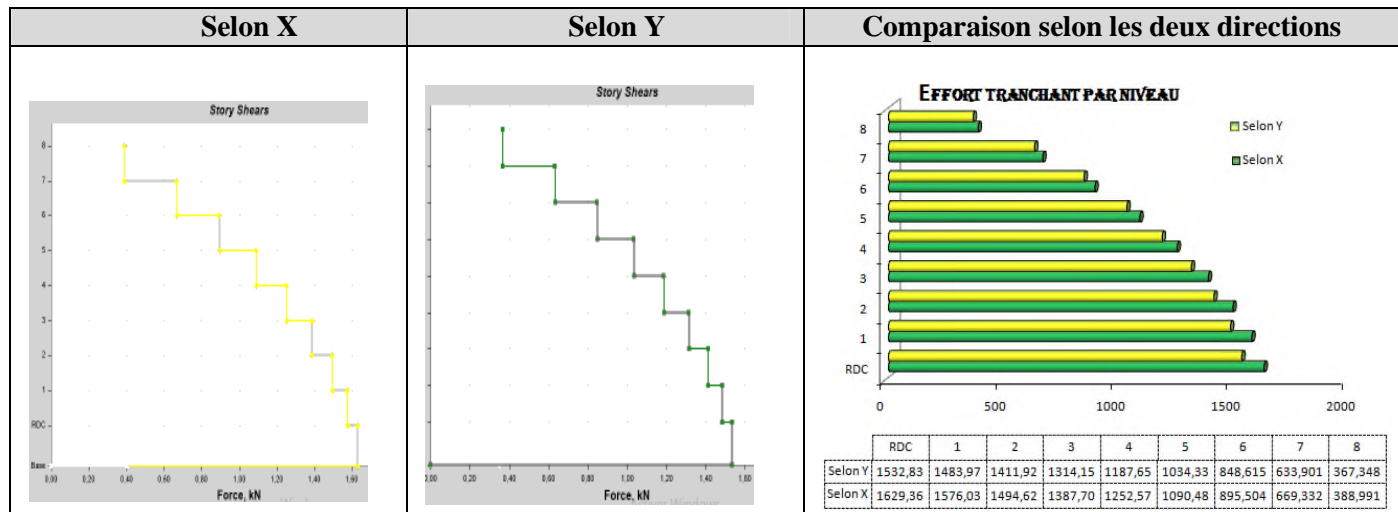


Tableau 3. 9. Déterminations des déplacements par niveau suivant X et Y

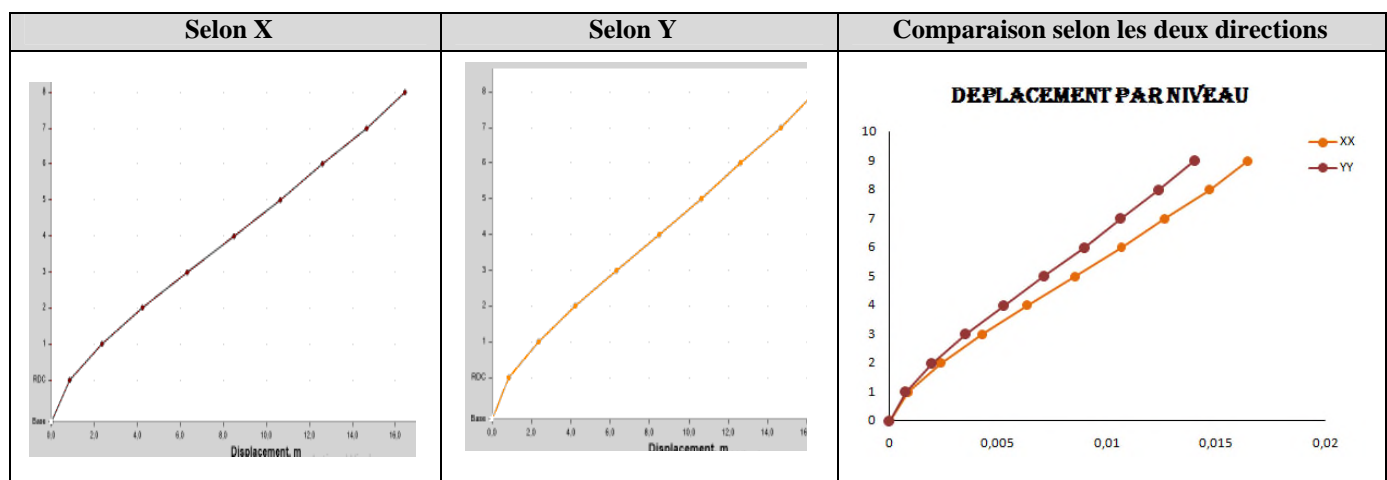
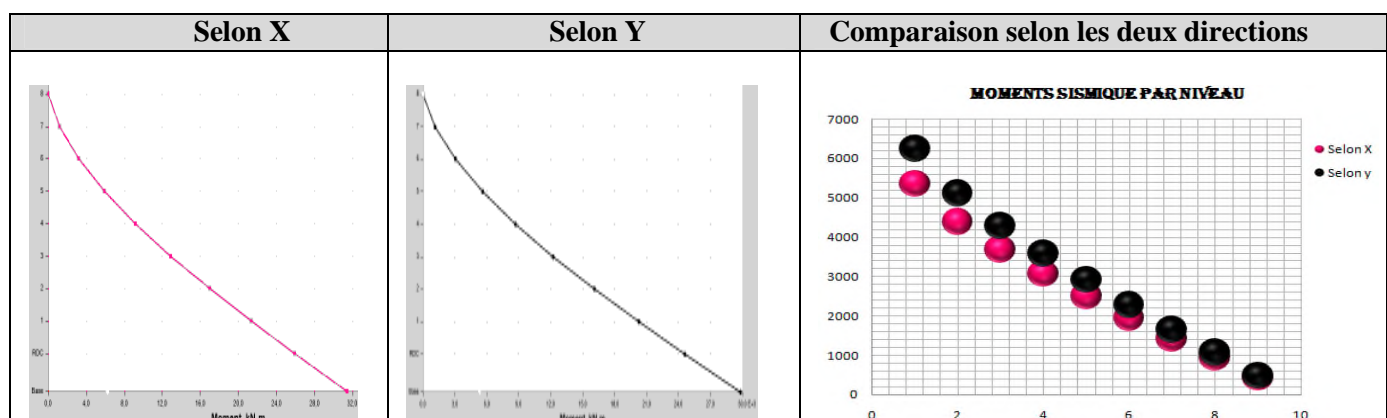


Tableau 3. 10.Déterminations des moments par niveau suivant X et Y



3.4.3. Justification sismique de la structure

Justification de l'interaction voiles-portiques RPA99 (Art.3.4.4). Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 3. 11.Charges verticales et horizontales reprises par les portiques et voiles.

Sous charge horizontale								
$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \geq 25\% ; \frac{\sum F_{\text{Voiles}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \leq 75\%$								
Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
8	352,5013	113,4262	75,66	24,35	343,6491	105,9072	76,44	23,56
7	313,9377	182,7509	63,21	36,8	308,7334	313,663	49,6	50,4
6	491,8443	163,6288	75,04	24,97	488,3957	350,7811	58,19	41,81
5	501,7085	283,9338	63,86	36,15	500,9612	518,185	49,15	50,85
4	491,0175	408,7676	54,58	45,43	493,2754	673,2805	42,28	57,72
3	624,8852	393,1751	61,38	38,63	633,7388	672,676	48,5	51,5
2	551,753	552,1879	49,99	50,02	558,6131	839,4695	39,95	60,05
1	449,0894	769,5988	36,86	63,15	499,9215	963,5625	34,15	65,85
RDC	463,3897	943,3815	32,94	67,07	523,0285	1027,3961	33,73	66,27
Sous charge verticale								
$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \geq 80\% ; \frac{\sum F_{\text{Voiles}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \leq 20\%$								
Niveau	charge verticale (KN)		%charge verticale (KN)					
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles				
RDC	28001,5382	6831,7374	80,3873242	19,6126758				

- **Commentaire :** L'interaction voiles- portiques est vérifiée sous chargement vertical et horizontal pour tous ces étages.

3.4.4. Effort tranchant à la base (Réponse sismique totale de la structure)

Selon l'article A.4.3.5, la réponse sismique totale est donnée par (voir Tab.3.12):

- Si les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

- Si deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Avec : **E** : effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon le mode « i ».

K : nombre de modes retenus.

• Remarque

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = T_i / T_j$ vérifie : $r < 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$

Selon l'article A.4.3.6 /R.P.A99/03, la résultante des forces sismiques à la base V_D 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_S pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D < 0.80 V_S$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V_S / V_D$.

Selon l'article A.4.2.3 /R.P.A99/03, la force sismique totale V_S , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales.

D : facteur d'amplification moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

T : Période fondamentale de la structure (**A4.2.4 R.P.A99/2003**) :

$$T_{\text{empirique}} = \min \begin{cases} C_T \times h_N^{3/4} \\ 0,09 \times h_N / \sqrt{d} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_T = 0,05 \\ h_N = 28,05m \end{cases} \Rightarrow T = 0,609s$$

$$\Rightarrow \begin{cases} dx = 27,61m \\ dy = 18,79m \end{cases} \quad \begin{cases} Tx = 0,480s \\ Ty = 0,582s \end{cases}$$

$$\{ T_{\text{empirique}} / xx = \min(0,609 ; 0,480) = 0,480s \Rightarrow 1,3 T_{\text{empirique}} / xx = 0,624s$$

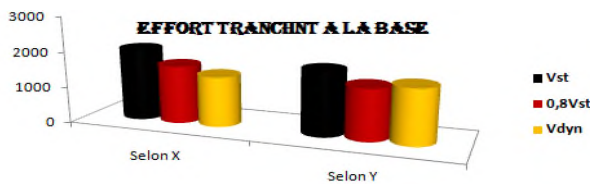
$$\{ T_{\text{empirique}} / yy = \min(0,609 ; 0,582) = 0,582s \Rightarrow 1,3 T_{\text{empirique}} / yy = 0,757s$$

$$\begin{cases} T_{\text{analytique}} / xx = 0,835 s < 1,3 \cdot T_{\text{empirique}} / xx = \mathbf{0,624 s} \\ T_{\text{analytique}} / yy = 0,773s < 1,3 \cdot T_{\text{empirique}} / yy = \mathbf{0,757 s} \end{cases}$$

Donc, la période choisie pour le calcul du facteur D est $T = 1,3 T_{\text{empirique}}$.

$$T_{\text{calculée}} > T_2 = 0,5s \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,65 \\ D_y = 1,45 \end{cases} \quad (\text{Voir l'étude de RAFIK TALEB})$$

Tableau 3. 12. Déterminations de l'effort tranchant à la base

				
	Selon X	Selon Y		
Vst	2031,31	1785,09	T ₁ (s)	Selon X 0,835
0,8Vst	1625,05	1428,07	T ₂ (s)	Selon Y 0,773
Vdyn	1404,63	1532,83	r = T _i / T _j (T _i ≤ T _j)	0,30
			10 / (10 + √(ξ _i ξ _j))	0,27
			Les réponses sismiques sont considérées comme indépendantes	
			Selon X	Selon Y
			1,16	/
Coefficient de majoration				

• **Commentaire :**

Vue que les réponses modales sont indépendantes les unes des autres, la réponse sismique

totale de la structure est (**11 modes**)
$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

3.4.5. Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P.A99/2003)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité **accidentelle supplémentaire** égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

• **Commentaire :**

L'excentricité accidentelle supplémentaire $\pm 0.05 L$ est introduite dans le programme de calcul, lors de la définition des réponses sismiques **ex** et **ey**.

3.4.6. 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 : $v = N_d / B_c \times f_{c28} \leq 0,3 \text{RPA99 (Article 7.4.3.1)}$

Tableau 3. 13. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	b×h (m)	N_d (KN)	v	Observation
RDC	0,5×0,5	-1495,3345	-0,23925352	Verifiée
1	0,45×0,45	-1336,182	-0,26393719	Verifiée
4	0,4×0,4	-821,8556	-0,2054639	Verifiée
7	0,35×0,35	-353,819	-0,11553273	Verifiée

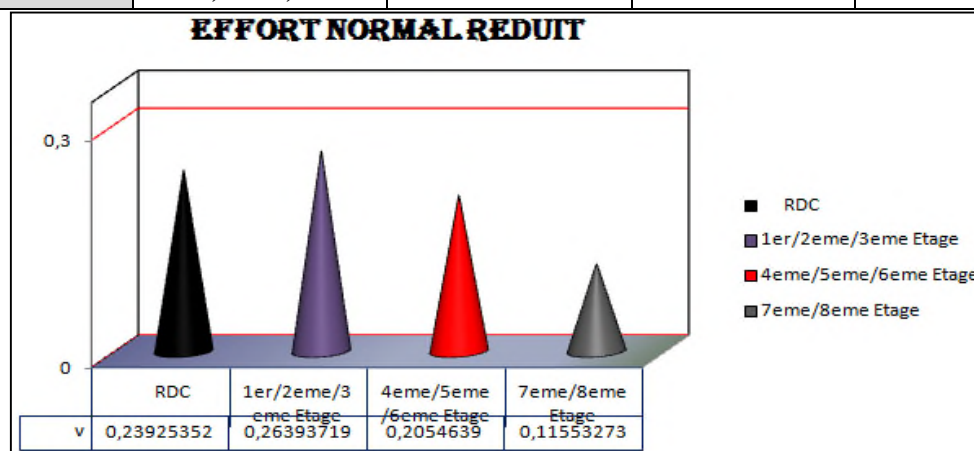


Figure 3. 6. Effort tranchant a la base

• **Commentaire :** La rupture fragile dans les poteaux sous effort sismique est écartée.

3.5. Justification de la sécurité de l'ouvrage

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après sont satisfaits simultanément :

3.5.1. Justification vis-à-vis les déformations (A.5.10. R.P.A99/2003)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage, le tableau ci-dessous résume les valeurs obtenues :

Tableau 3. 14.Vérification de déplacement inter-étages

Etage	h (m)	δe_{Kx}	δK_x	ΔK_x	δe_{Ky}	δK_y	ΔK_y	1% h k
Etage 8	3,06	0,01644	0,0822	0,008855	0,014009	0,070045	0,00822	0,0306
Etage 7	3,06	0,014669	0,073345	0,01026	0,012365	0,061825	0,0087	0,0306
Etage 6	3,06	0,012617	0,063085	0,009845	0,010625	0,053125	0,008435	0,0306
Etage 5	3,06	0,010648	0,05324	0,01074	0,008938	0,04469	0,00917	0,0306
Etage 4	3,06	0,0085	0,0425	0,01091	0,007104	0,03552	0,00924	0,0306
Etage 3	3,06	0,006318	0,03159	0,01037	0,005256	0,02628	0,00879	0,0306
Etage 2	3,06	0,004244	0,02122	0,00943	0,003498	0,01749	0,00773	0,0306
Etage 1	3,06	0,002358	0,01179	0,00755	0,001952	0,00976	0,00596	0,0306
RDC	3,57	0,000848	0,00424	0,00424	0,00076	0,0038	0,0038	0,0357

- **Commentaire :**

Le déplacement inter-étages est inférieur à 1% de la hauteur d'étage.

3.5.2. Justification vis-à-vis l'effet P-Δ (A.5.9. R.P.A99/2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) 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"

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 $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$.
- ♦ Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau 3. 15.Vérification de l'effet P-Δ

étage	h_k	P_k	Selon X			Selon Y		
			ΔK_x	V_{kx}	θ_{kx}	ΔK_y	V_{ky}	θ_{ky}
D9	3.06	3197,3551	0,008855	388,9917	0,0237858	0,00822	367,3485	0,023381
D8	3.06	6363,5128	0,01026	669,3322	0,0318773	0,0087	633,901	0,0285413
D7	3.06	9547,587	0,009845	895,5048	0,034302	0,008435	848,6158	0,0310132
D6	3.06	12923,2035	0,01074	1090,4813	0,0415944	0,00917	1034,3362	0,0374418
D5	3.06	16298,82	0,01091	1252,5704	0,0463935	0,00924	1187,6526	0,0414398
D4	3.06	19665,1552	0,01037	1387,7049	0,0480239	0,00879	1314,1539	0,0429852
D3	3.06	23153,0839	0,00943	1494,6209	0,0477384	0,00773	1411,92	0,0414245
D2	3.06	26491,9096	0,00755	1576,0361	0,0414737	0,00596	1483,9789	0,0347705
D1	3,57	30260,971	0,00424	1629,3669	0,0220578	0,00338	1532,8317	0,0186912

- **Commentaire :** L'effet P-Δ est négligeable dans les deux directions du bâtiment

3.5.3. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble (A.5.5. R.P.A99/2003)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions de calcul.

Selon l'article (A.4.4.1. R.P.A99/2003), le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport **au niveau de contact sol-fondation**.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent **au poids de la construction**, **au poids des fondations** et éventuellement **au poids du remblai**.

⇒ Pour cela, on va vérifier cette vérification dans la partie infrastructure (Fondation)

3.6. 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 exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.



CHAPITRE 4

ETUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

4.1.Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé le logiciel d'analyse des structures (ETABS 2016), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

4.2.Les poutres

Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant une **fissuration peu nuisible**. Les combinaisons de charges à prendre en compte pour la détermination du ferrailage sont déjà montrées dans le premier chapitre.

4.2.1. Recommandations du RPA99v2003

4.2.1.1.Armature longitudinales

- * Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- * Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{max} = \begin{cases} 4\% & \text{en zone courante} \\ 6\% & \text{en zone de recouvrement (zone II. a)} \end{cases}$$

- * La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- * Les poutres supportant de faibles charges verticales (poutre secondaire) sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, elles doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

4.2.1.2.Armatures transversales

- * La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t^{min} = 0,3\% \times S_t \times b$

Avec S_t l'espacement maximum entre les armatures transversales donnée par :

$$\begin{cases} S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{min} \right) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

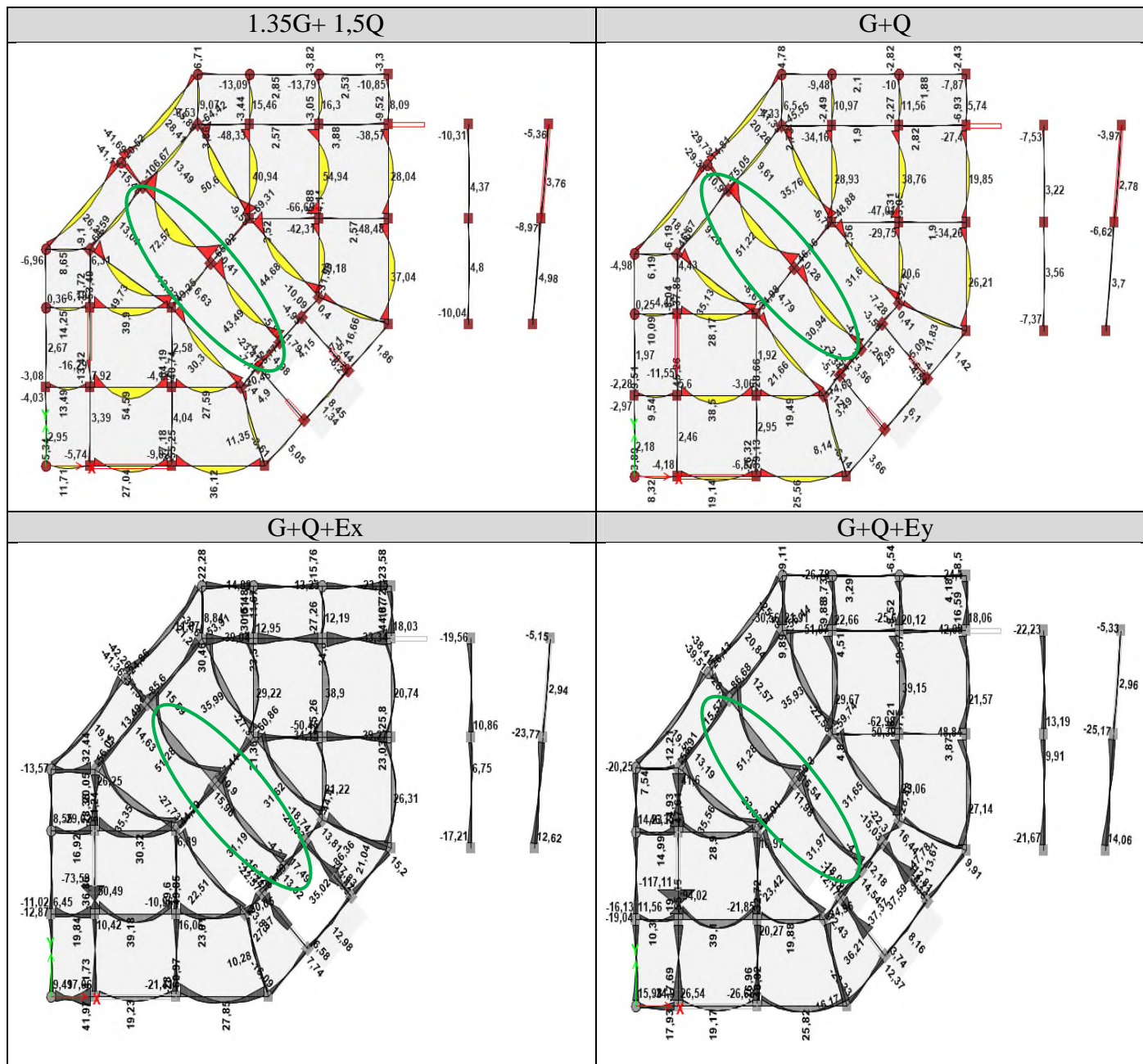
- * Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

4.2.2. Diagrammes des moments fléchissant

4.2.2.1.Poutre principale

Les sollicitations dans les poutres principales sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 4.1. Sollicitation statique dans les poutres (Moments fléchissant)



4.2.2.2. Poutre secondaire

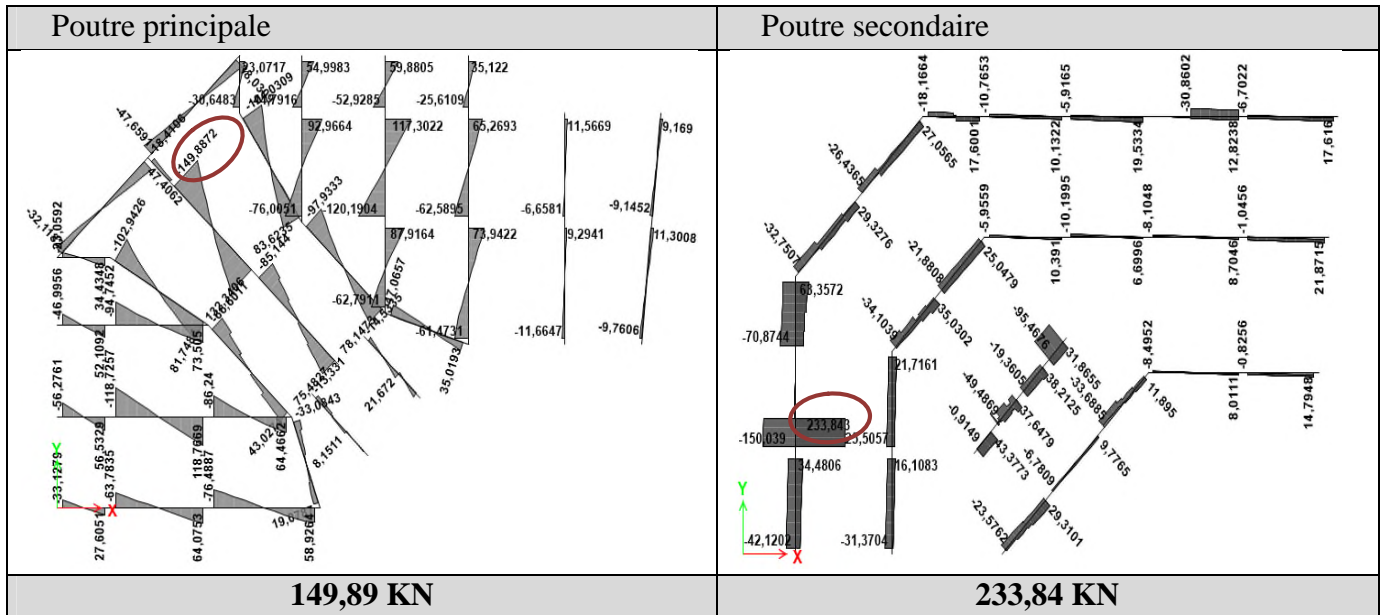
Les sollicitations dans les poutres secondaires sont représentées dans l'annexe n° 02, les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4. 2. Les moments fléchissant sous les différentes combinaisons (Annexe n°02)

Poutres	Moment Statique (KN.m)				Moment Sismique (KN.m)			
	ELU		ELS		Suivant X		Suivant Y	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
principale	72,57	106,67	51,22	75,05	51,28	85,60	51,28	86,68
secondaire	20,66	63,26	14,70	45,65	≈ 0	130,55	≈ 0	167,26

4.2.3. Diagramme des Efforts tranchants

Tableau 4.3. Sollicitation statique dans les poutres (Effort tranchant)



4.2.4. Ferrailage

4.2.4.1. Armature longitudinales

Tableau 4.4. Ferrailage des poutres principales et secondaire

1.35G+1.5Q						
ELU		M _U (KN. m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} /BAEL(cm ²)	A _{min} /RPA(cm ²)	A ^{adop} (cm ²)
PP	Travée	72,57	5,24	1,52	6,75	3HA14+3HA12=8,01
	Appui	106,67	7,93			3HA14+3HA14=9,24
G+Q±EX						
PP	Travée	51,28	3,14	1,52	6,75	3HA14+2HA12=6,88
	Appui	85,60	5,35			3HA14+2HA12=6,88
PS	Appui	130,55	9,78	1,34	6	3HA16+3HA14=10,65
G+Q±EY						
PP	Travée	51,28	3,14	1,52	6,75	3HA14+2HA12=6,88
	Appui	86,68	5,42			3HA14+2HA12=6,88
PS	Appui	167,26	13	1,34	6	3HA20+3HA14=14,04

4.2.4.2. Armature transversale

- Calcul de ϕ_t : BAEL 91 (Art H.III.3) : Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales ::

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\min}\right) \begin{cases} \text{poutres principales: } \phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1,2\text{cm} \\ \text{poutres secondaires: } \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,4\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1,14\text{cm} \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8\text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$ (un cadre + un étrier)

▪ Calculs des espacements S_t

$$\begin{cases} \text{En zone nodale : } S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{\min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales: } S_t = 10\text{cm} \\ \text{poutres secondaires: } S_t = 10\text{cm} \end{cases} \\ \text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales: } S_t = 15\text{cm} \\ \text{poutres secondaires: } S_t = 15\text{cm} \end{cases} \end{cases}$$

▪ Vérification des sections d'armature transversale minimales

$$\text{On a } A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2$$

4.2.5. Vérifications à l'ELU

▪ Condition de non fragilité :

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{\text{cal}} \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales: } A^{\min} = 1,52 \text{ cm}^2 \leq A^{\text{cal}} \\ \text{poutres secondaires: } A^{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \leq A^{\text{cal}} \end{cases}$$

▪ Vérification des contraintes tangentielles : FPN $\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPA}\right)$

Tableau 4.5. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	$V^{\max}(\text{KN})$	$\tau_u (\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u (\text{MPa})$	Vérification
Principale	149,89	1,19	3,33	Vérifiée
Secondaire	233,84	2,11	4,34	Vérifiée

▪ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$\begin{cases} \text{Appui intermédiaire : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) \\ \text{Appui de rive : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \end{cases}$$

Tableau 4.6. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	$V^{\max}(\text{KN})$	$M_a (\text{KN})$	$A_L (\text{cm}^2)$	$A_l^{\text{rive}} (\text{cm}^2)$	$A_l^{\text{int}} (\text{cm}^2)$	Vérification
Principale	149,89	106,67	9,24	4,31	-3,80	Vérifiée
Secondaire	233,84	167,26	14,04	6,72	-7,71	Vérifiée

4.2.6. Vérifications à l'ELS

▪ État limite du béton

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Tableau 4.7. 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
						$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	
Principale	Travée	51,22	8,01	14,77	121309,15	6,24	15	Vérifiée
	Appui	75,05	9,24	15,61	134562,7	8,71		Vérifiée
secondaire	Appui	45,65	14,04	16,83	133349,95	5,76		Vérifiée

▪ Etat limite de déformation

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

$$\left\{ \frac{h}{L} \geq \left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) \dots \dots (1) \right.$$

$$\left\{ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots (2) \right.$$

$$\left\{ L \leq 8m \dots \dots \dots (3) \right.$$

Tableau 4.8. Vérification des conditions de la flèche des poutres

Poutres	h(cm)	b(cm)	L(cm)	$A_s(cm^2)$	$\frac{h}{L} \geq \left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right)$	$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$	obs
Principale	45	40	4,68	8,01	0,085 > 0,046	0.0063 < 0,0105	Vérifié

• **Remarque** : Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

4.2.7. Schéma de ferrailage

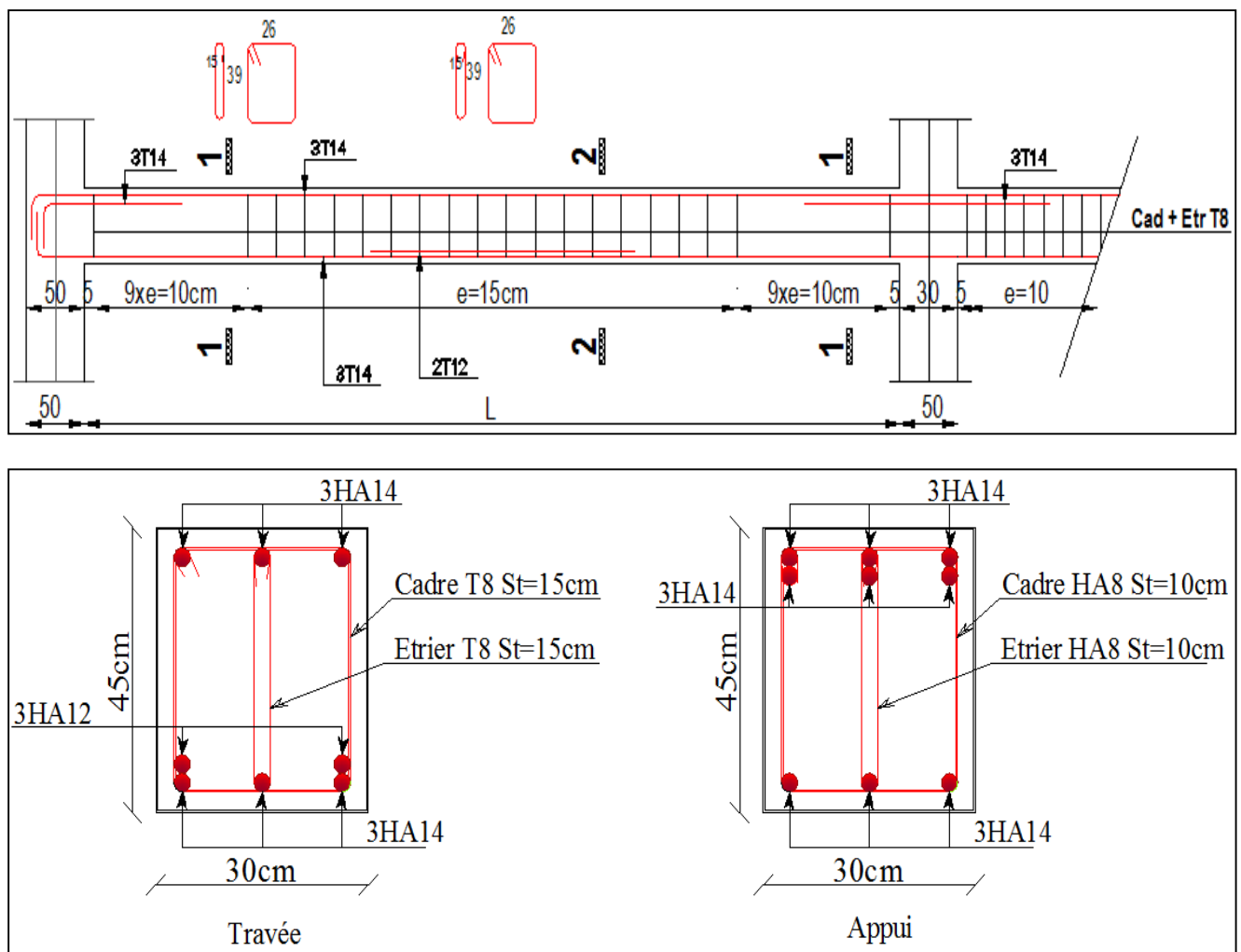


Figure 4. 1. Ferrailage type des poutres principales

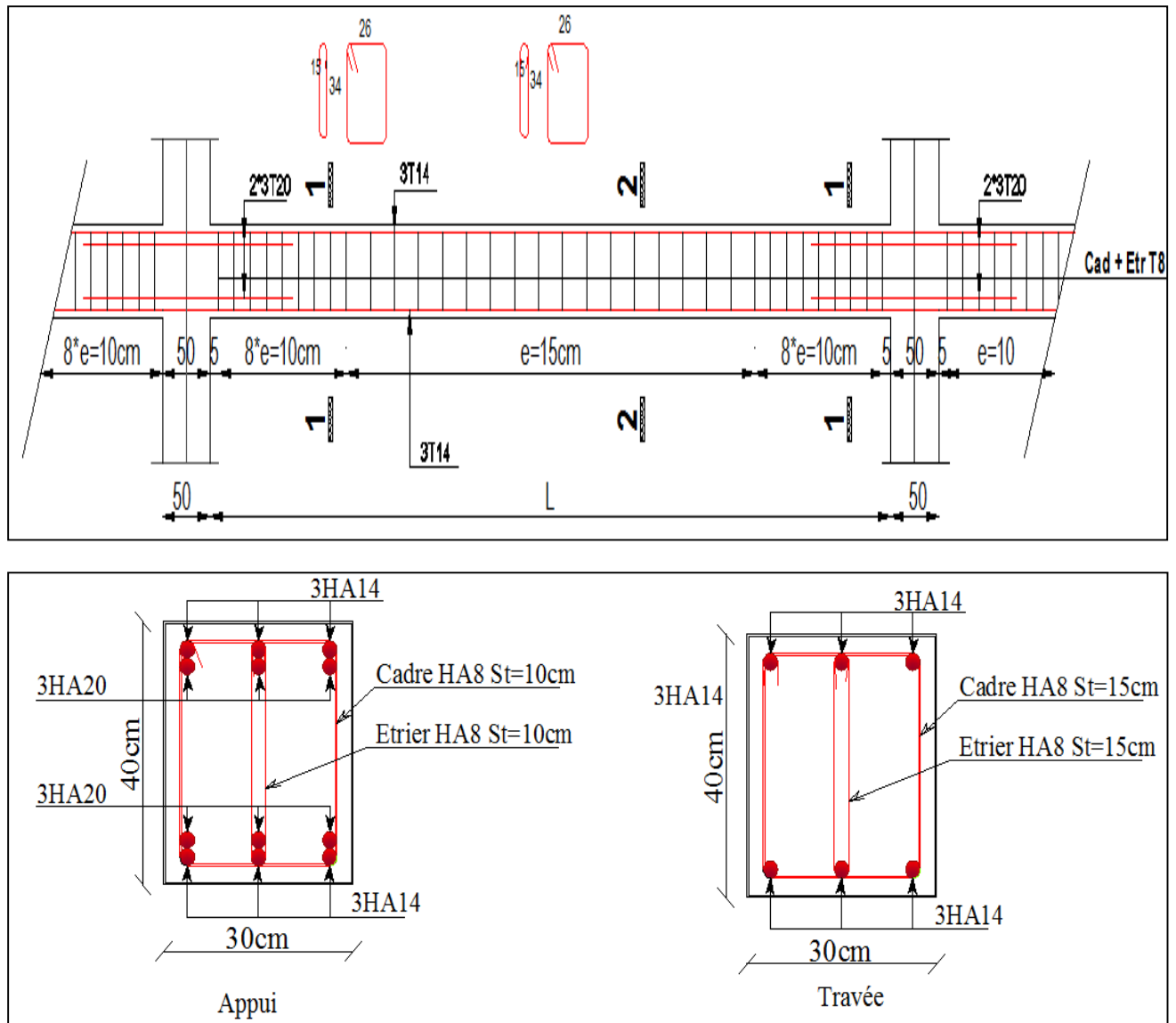


Figure 4. 2. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire

4.3. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations, (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Le ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel (ETABS 2016).

4.3.1. Recommandations du RPA99v2003

4.3.1.1. Armature 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 IIa est limité par :

- $A_l^{\min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_l^{\max} = \begin{cases} 4\% \text{ de la section de béton (en zone courante)} \\ 6\% \text{ de la section de béton (en zone de recouvrement)} \end{cases}$
- $\phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- $l_r = 40 \times \phi$ en zone II.a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

B_1, h_1 : Dimensions du poteau considéré.

h_e : Hauteur d'étage.

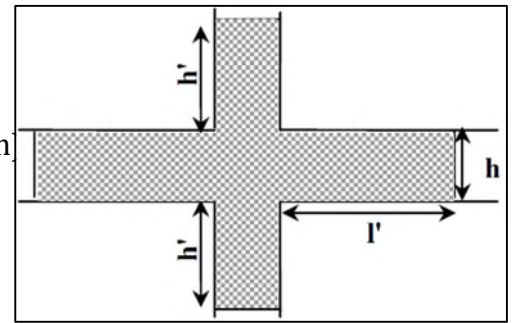


Figure 4.3. Zone nodale

4.3.1.2. Armature transversale

- La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u: \text{Effort tranchant maximal de calcul} \\ h_1: \text{hauteur total de la section} \\ f_e: \text{contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale} \\ t: \text{espacement des armature transversales} \left\{ \begin{array}{l} \text{En zone nodale } t \leq \min(10 \phi_l^{\min}, 15 \text{ cm}) \dots \text{zone IIa} \\ \text{En zone courante } t \leq 15 \phi_l^{\min} \dots \text{zone IIa} \end{array} \right. \\ \phi_l^{\min}: \text{le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau} \\ \rho_a: \text{coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant} \end{array} \right.$$

$$\rho_a = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

a, b : les dimensions de la section du poteau dans la direction de déformation considéré

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum.
- Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

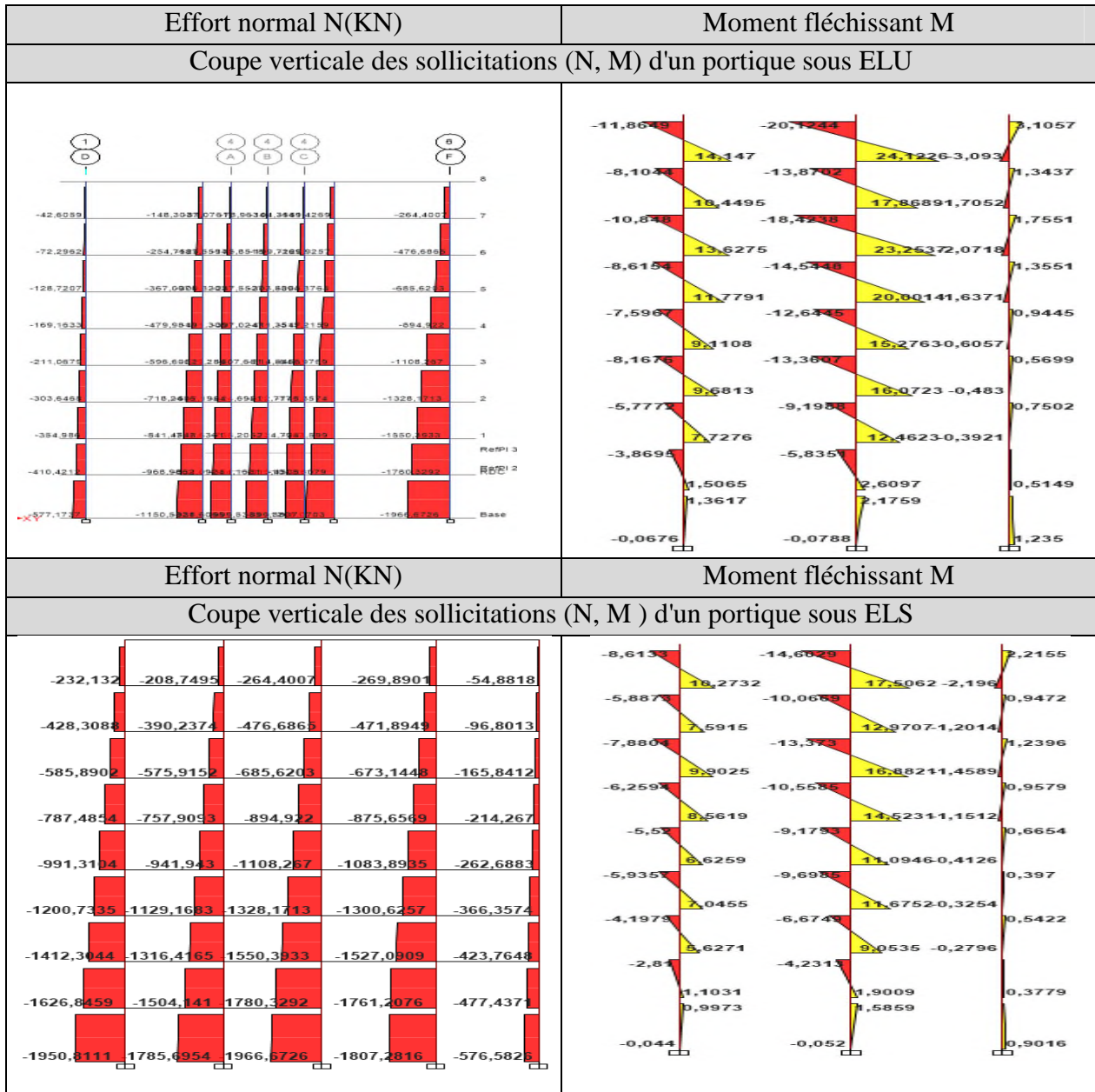
$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases} \quad \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum.

4.3.2. Diagrammes des moments fléchissant et l'effort normale

4.3.2.1. Sous combinaison statique (ELU, ELS)

Tableau 4.9. Sollicitation statique dans les poteaux



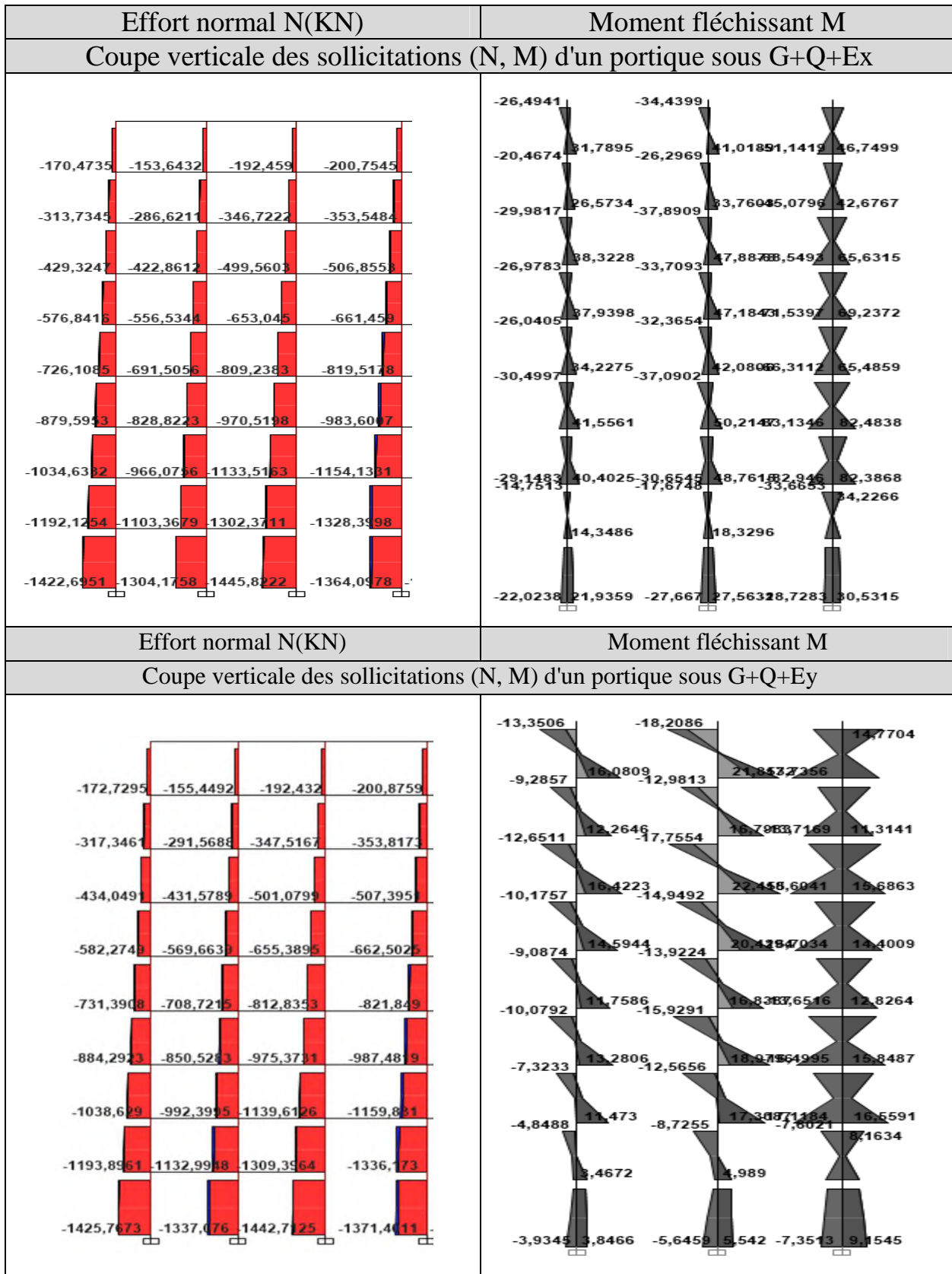
Les sollicitations les plus défavorables sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.10. Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux.

Niveau	N ^{max} ⇨ M ^{corr}		M ^{max} ⇨ N ^{corr}		N ^{min} ⇨ M ^{corr}		V ^{max} (KN)
RDC	1966,67	3,19	55,25	57,27	-241,17	56,90	38,11
1,2 ,3 ^{ème} étage	1780,32	10,06	83,13	785,75	-201,68	78,23	65,50
4,5, 6 ^{ème} étage	1108,27	14,39	71,54	486,46	27,05	69,46	49,05
7, 8 ^{ème} étage	476,69	14,36	51,14	116,21	34,67	41,65	35,24

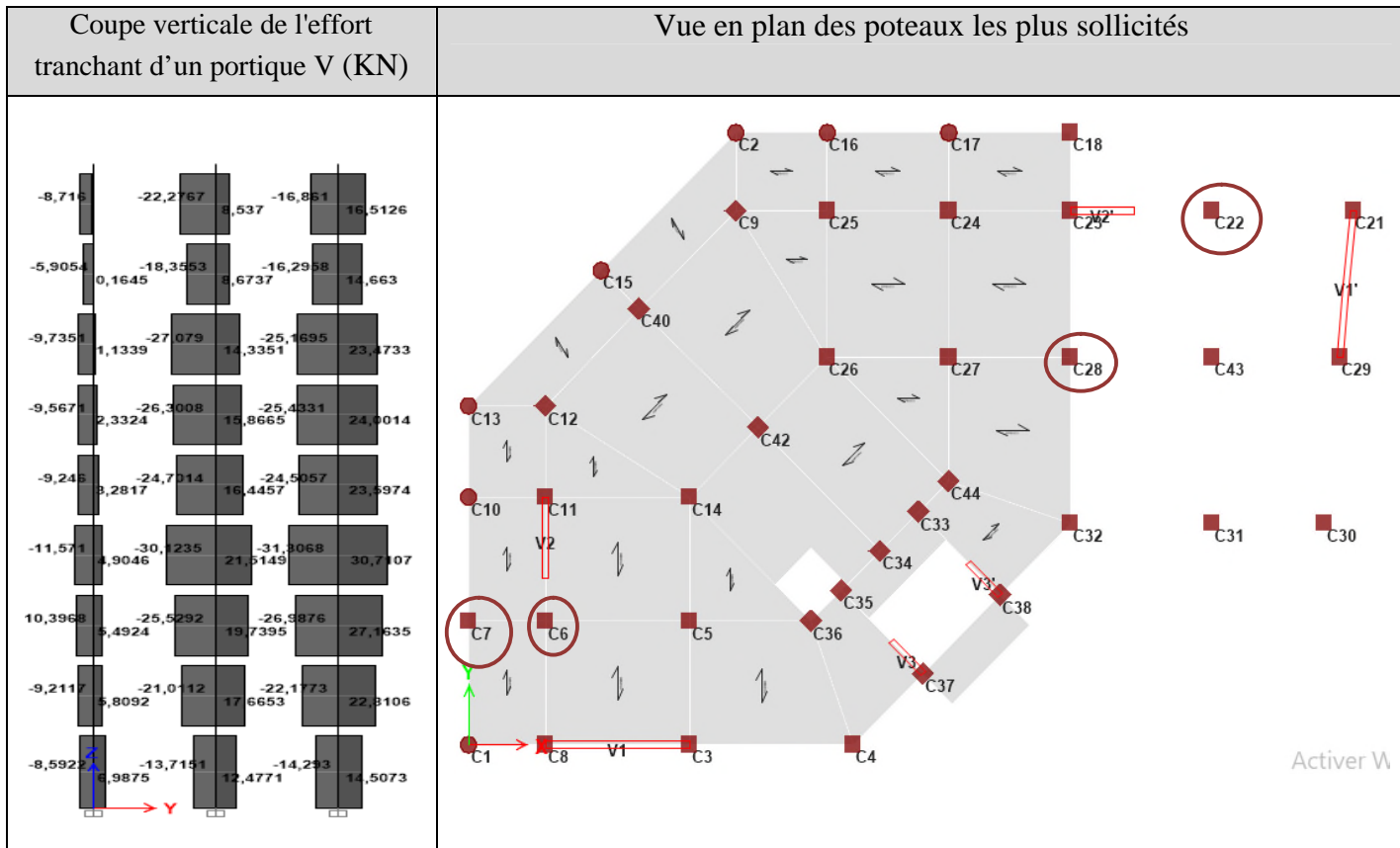
4.3.2.2. Sous combinaison sismique

Tableau 4.11. Sollicitation sismique dans les poteaux



4.3.3. Diagrammes des efforts tranchants

Tableau 4.12. Diagrammes des Efforts tranchants et les poteaux les plus sollicités



4.3.4. Ferrailage

4.3.4.1. Armature longitudinales

Tableau 4.13. Calcul du ferrailage longitudinal dans les poteaux

Section	N(KN)	M(KN.m)	N° pot	type	$A_{cal}/face$ (cm^2)	A_{min}/RPA (cm^2)	A_{max}/RPA		$A_{adopté}(cm^2)$
							z^{cour}	z^{nod}	
RDC (50×50)	1966,67	3,19	C28	SPC	0	20	100	150	4HA16+8HA14 =20,36
	57,27	55,25	C7	SPC	2,24				
	-241,17	56,90	C6	SET	6,23				
1,2,3^{ème} (45×45)	1780,32	10,06	C28	SPC	0	16,2	81	121,5	12HA14=18,47
	785,75	83,13	C22	SPC	0				
	-201,68	78,23	C6	SET	7,39				
4,5,6^{ème} (40×40)	1108,27	14,39	C28	SPC	0	12,8	64	96	12HA14=18,47
	486,46	71,54	C22	SPC	0				
	27,05	69,46	C6	SPC	4,53				
7, 8^{ème} (35×35)	476,69	14,36	C28	SPC	0	9,8	49	73,5	8HA14=12,32
	116,21	51,14	C22	SPC	2,72				
	34,67	41,65	C6	SPC	C6				

4.3.4.2. Armature transversales

Le calcul des armatures transversales des poteaux est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 4.14. Ferrailage transversales des poteaux

section	ϕ_l^{\max}	ϕ_l^{\min}	V(KN)	L_r (cm)	$t^{z.nod}$	$t^{z.cou}$	λ_g	A_t (cm ²)	A_t^{\min}	A_t^{adop} (cm ²)
(50×50)	1,6	1,6	38,11	65	10	10	5	0,48	1,5	6HA8=3,02
(45×45)	1,6	1,2	65,50	65	10	10	4,76	1,36	1,62	6HA8=3,02
(40×40)	1,4	1,2	49,05	60	10	10	5,36	0,77	1,2	6HA8=3,02
(35×35)	1,2	1,2	35,24	50	10	10	6,12	0,63	1,05	4HA8=2,01

4.3.5. Vérifications à l'ELU

4.3.5.1. Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée déviée, 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 (Flambement). La relation à vérifier est la suivante : $N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$

Tableau 4.15. Vérification au flambement.

Section	l_0	l_f	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u (KN)	N^{max}	Obs
(50×50)	3,57	2,499	17,35	0,810	20,35	2304	4029,34	1966,67	Vérifier
(45×45)	3,06	2,142	16,48	0,814	18,47	1849	3310,14	1780,32	Vérifier
(40×40)	3,06	2,142	18,63	0,804	18,47	1444	2666,47	1108,27	Vérifier
(35×35)	3,06	2,142	21,21	0,792	12,32	1089	1936,59	476,69	Vérifier

4.3.5.2. Vérification des contraintes au cisaillement

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ (MPa) Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau 4.16. Vérification des contraintes de cisaillement

Sections	λ_g	ρ_d	b(m)	d(m)	V_u (KN)	τ_{bu}	$\bar{\tau}_{bu}$	Obs
(50×50)	5	0,075	0,50	0,47	38,11	0,27	1,875	Vérifier
(45×45)	4,76	0,040	0,45	0,42	65,50	0,52	1	Vérifier
(40×40)	5,36	0,075	0,40	0,37	49,05	0,44	1,875	Vérifier
(35×35)	6,12	0,040	0,35	0,32	35,24	0,37	1,875	Vérifier

4.3.6. Vérifications à l'ELS

4.3.6.1. Vérification des contraintes de compression

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque

$$\text{niveau : } \sigma_{bc1,2} \text{ (MPa)} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ Avec } \begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} & V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} & V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Tableau 4.17. Vérification des contraintes

Section	$A_s (cm^2)$	$N_{ser} (KN)$	$M_{ser} (KN.m)$	$\sigma_{bc\ sup}$	$\sigma_{bc\ inf}$	$\sigma_{s\ sup}$	$\sigma_{s\ inf}$
(50×50)	7,1	1426,62	2,24	5,35	5,17	80,1	77,7
(45×45)	6,16	123,69	7,19	6,25	5,46	92,9	82,7
(40×40)	6,16	805,06	10,42	5,29	3,73	77,6	57,7
(35×35)	4,62	345,89	10,44	3,72	1,35	52,8	23,3

4.3.7. Vérifications des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. Le RPA99 v2003 (Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

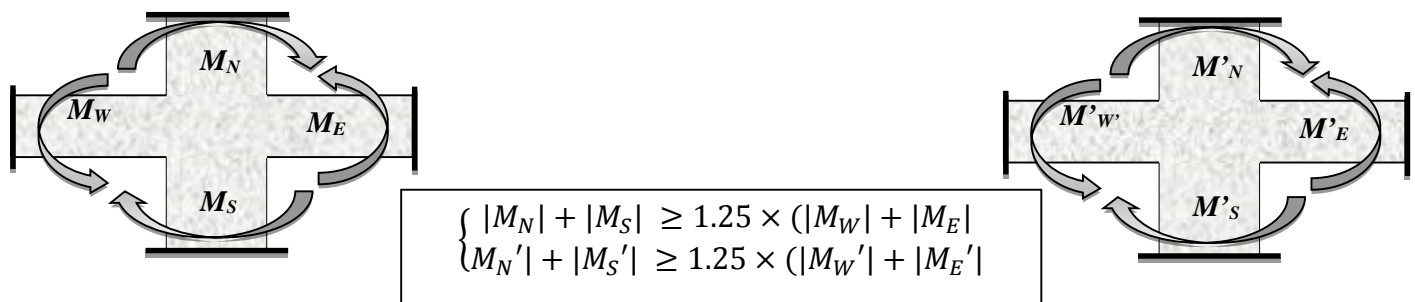


Figure 4. Répartition des moments dans les zones nodales

* Détermination du moment résistant

Le moment résistant « MR » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times f_{st} \quad \text{Avec:} \quad z = 0,9h \quad \text{et} \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

♦ Les poteaux

Tableau 4.18. Les moments résistants dans les poteaux

Section (cm^2)	h (m)	Z (m)	$A_s (cm^2)$	$\sigma_{st} (MPa)$	$M_R (KN.m)$
(50×50)	0,50	0,45	7,09	348	111,03
(45×45)	0,45	0,405	6,15	348	86,68
(40×40)	0,40	0,36	6,15	348	77,05
(35×35)	0,35	0,315	4,61	348	50,53

♦ Les poutres

Tableau 4.19. Les moments résistants dans les poutres

Section (cm^2)	h (m)	Z (m)	$A_s (cm^2)$	$\sigma_{st} (MPa)$	$M_R (KN.m)$
(30×40)	0,40	0,36	14,04	348	175,89

Les résultats de la vérification des zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau 4.20. Vérification de la zone nodale en plan

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
RDC	175,89	175,89	351,78	130,23	130,23	325,58	vérifier
Etage1	175,89	175,89	351,78	130,23	130,23	325,58	vérifier
Etage4	175,89	175,89	351,78	130,23	130,23	325,58	vérifier
Etage7	175,89	175,89	351,78	130,23	130,23	325,58	Vérifier

Tableau 4.21. Vérification de la zone nodale en élévation

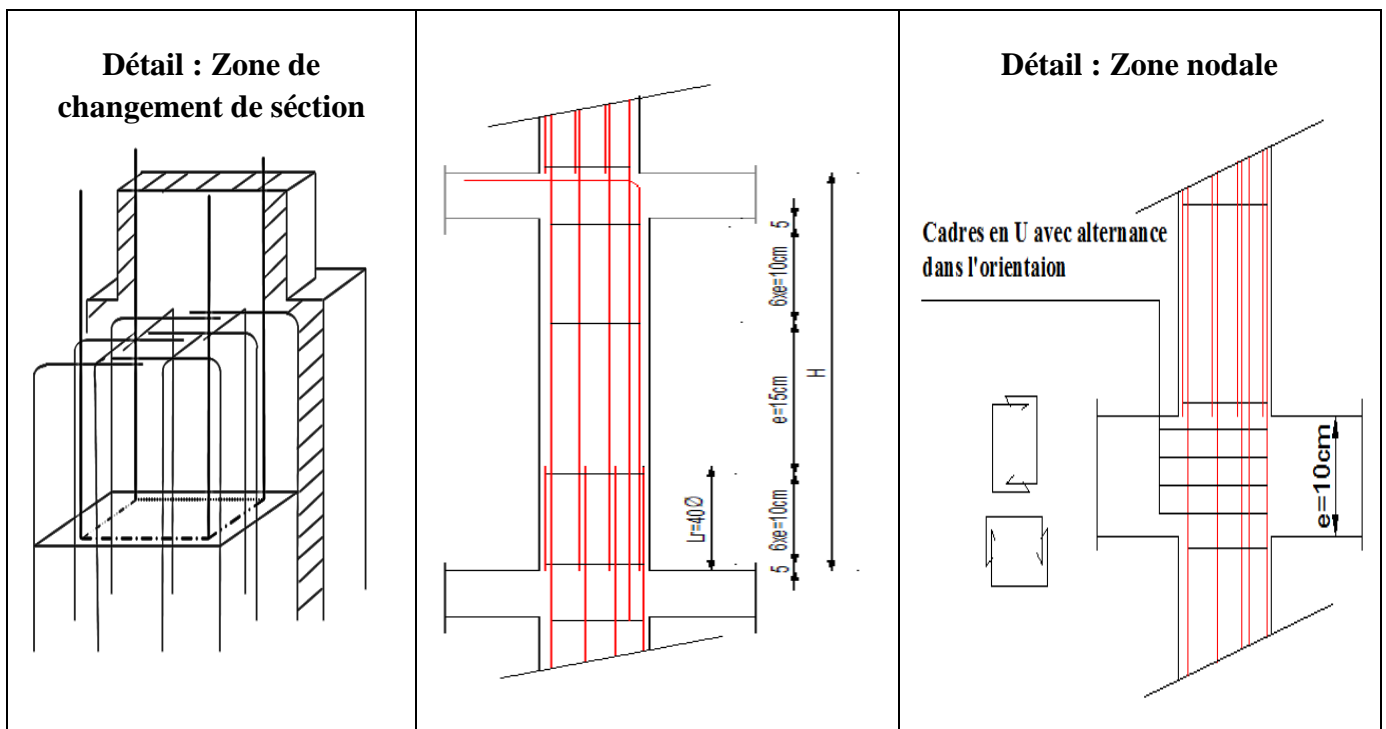
Niveau	M'_N	M'_S	$M'_N+M'_S$	M'_W	M'_E	$1.25 (M'_W+M'_E)$	Obs
RDC	86,68	111,03	197,71	175,89	175,89	351,78	N.vérifie
Etage1	77,05	86,68	163,73	175,89	175,89	351,78	N.vérifie
Etage4	50,53	77,05	127,58	175,89	175,89	351,78	N.vérifie
Etage7	50,53	50,53	101,06	175,89	175,89	351,78	N.vérifie

- **Remarque :** Après correction, on constate que la vérification de la zone nodale en élévation n'est pas vérifiée, donc les sections de ferraillements vont être augmentées.

On remarque que la condition du RPA n'est pas vérifiée pour les deux étages 7ème et 8ème, donc il y'a risque de formation du phénomène poteau faible et poutre forte, selon l'article 7.6.2 : cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

4.3.8. Ferrailage

Les schémas de ferrailage sont résumés dans la figure suivante :



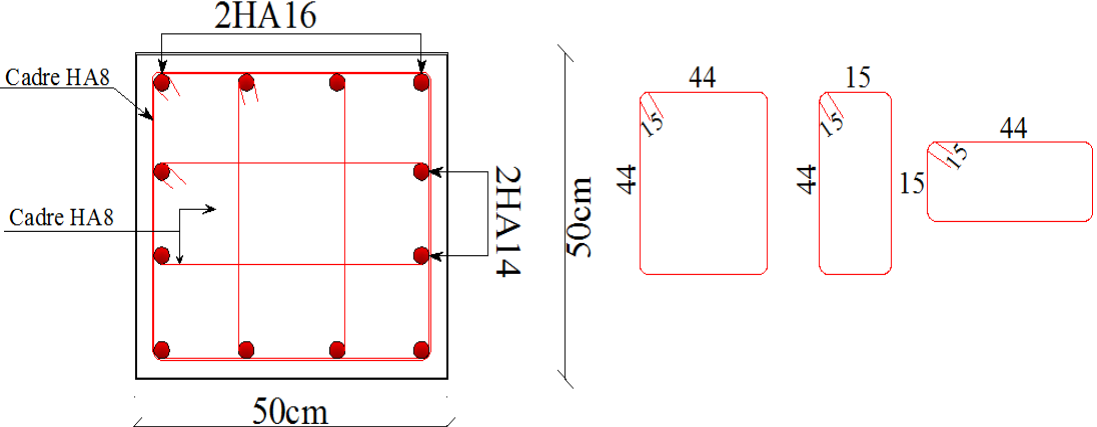
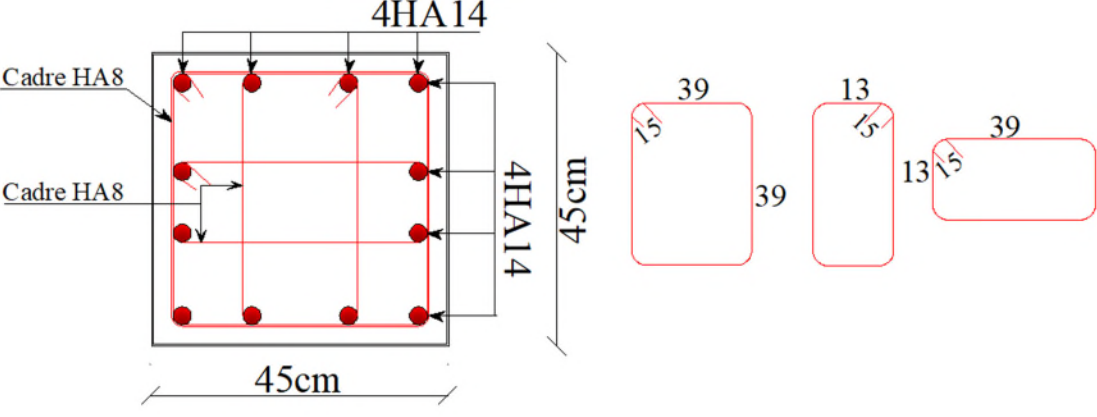
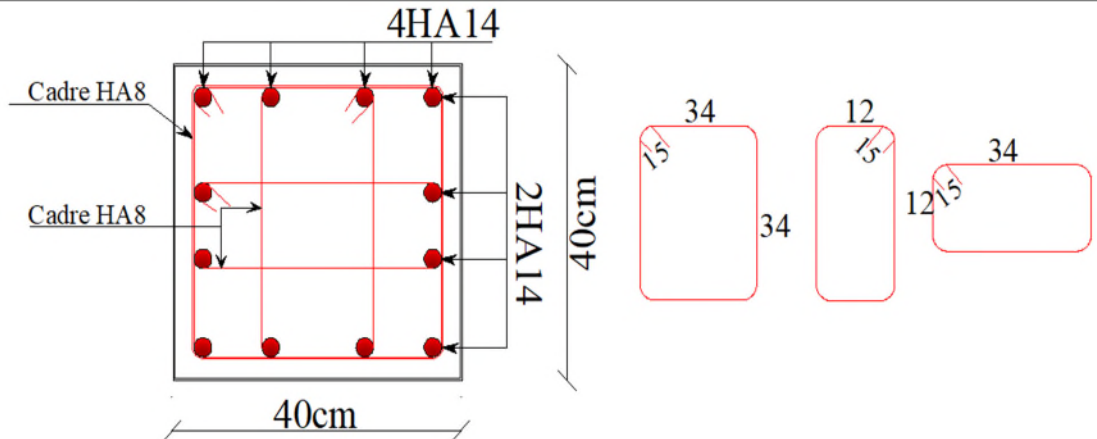
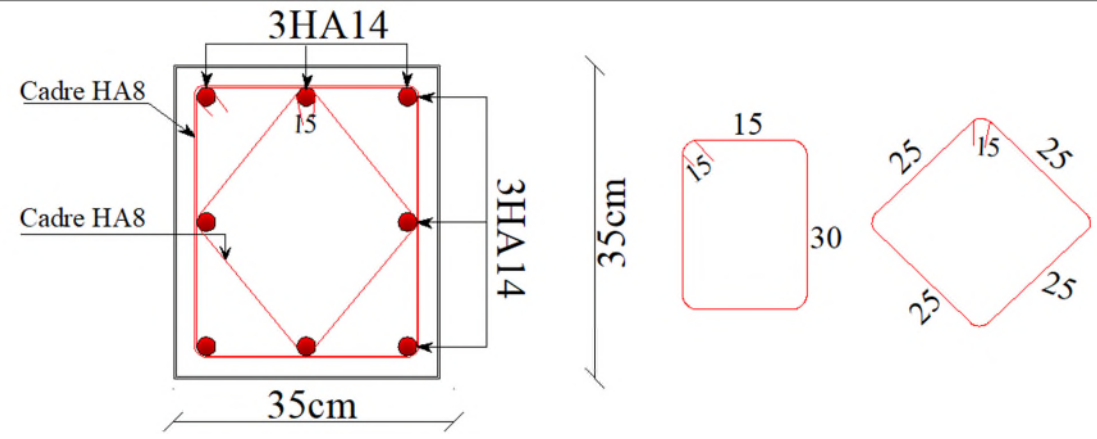
Niveau	Coupes de ferrailrages dans les poteaux
S. Sol /R.D.C (50×50) 4 T 16 + 8 T 14	
Etage 1/2/3 (45×45) 12 T 12	
Etage 4/5/6 (40×40) 12 T 12	
Etage 7/8 (35×35) 12 T 12	

Figure 4. 5. Schéma de ferraillage des poteaux

4.4. Les voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes. Le calcul se fera suivant les combinaisons de calcul habituelles.

4.4.1. Recommandations du RPA99v2003

4.4.1.1. Armature verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes : L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue tel que : $A_{\min} = 0,2\% \times L_t \times e$

L_t : longueur de la zone tendue et e : épaisseur du voile

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

4.4.1.2. Armature horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10\varnothing$.

4.4.1.3. Armature transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de 4 épingles / m^2 au minimum.

4.4.1.4. Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimal d'armatures :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,15\% \times b \times h \dots \dots \dots \text{dans la section globale du voile} \\ A_{\min} = 0,10\% \times b \times h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante} \end{cases}$$

Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10 * e$;

L'espacement $S_t = \min(1,5 \times e; 30 \text{ cm})$

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$; $V = 1,4 V_u$

4.4.2. Diagrammes des moments fléchissant et l'effort normal

* Sous combinaison statique et sismique

Les sollicitations des voiles les plus sollicités V1, V2 (Page 55) sont résumées dans le tableau:

Tableau 4. 22.Sollicitation statique et sismique dans les voiles

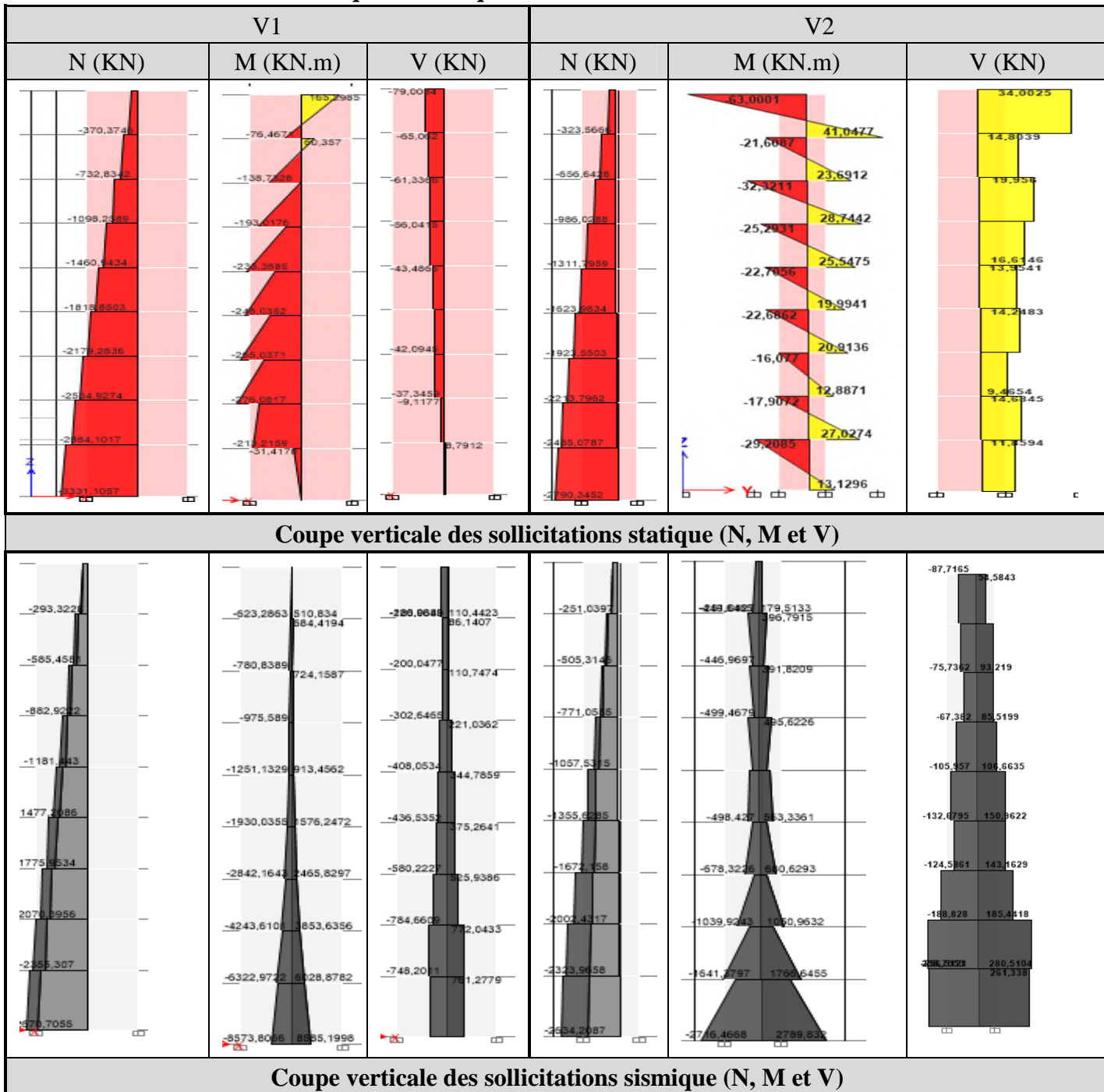


Tableau 4. 23.Les sollicitations dans les voiles V1 et V2

Niveaux	Voile V1				Voile V2			
	Comb	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)	Comb	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)
RDC	0,8G+Ex	1438,302	8625,253	7,79	0,8G+Ey	696,3922	2771,0235	11,86
1,2,3 ^{ème}	0,8G+Ex	1238,512	6136,7	9,12	0,8G+Ex	633,62	1745,442	14,74
4,5,6 ^{ème}	0,8G+Ex	791,4277	1660,8426	43,49	0,8G+Ex	601,46	547,9509	13,95
7,8 ^{ème}	0,8G+Ex	433,699	745,08	65,06	0,8G+Ex	262,7058	231,35	14,8

4.4.3. Calcul des voiles par la méthode des contraintes

C'est une méthode simplifiée, basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire :

1. Calcul les contraintes σ_{max} et σ_{min}

2. On découpe le diagramme de contrainte en bande

de largeur d donnés par : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}l_e\right)$

3. Calcul les longueurs ' L_c ' et ' L_t ' :

Avec $\left\{ \begin{array}{l} N: \text{Effort normal Appliqué} \\ M: \text{Moment fléchissant appliqué} \\ A: \text{Section transversale du voile} \\ V: \text{bras de levier} \\ I: \text{Inertie du voile} \\ l_c: \text{longueur de la zone comprimée.} \\ l_t: \text{longueur de la zone tendue} \end{array} \right.$

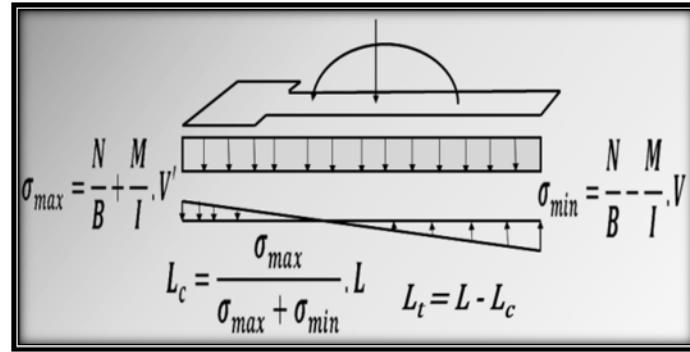
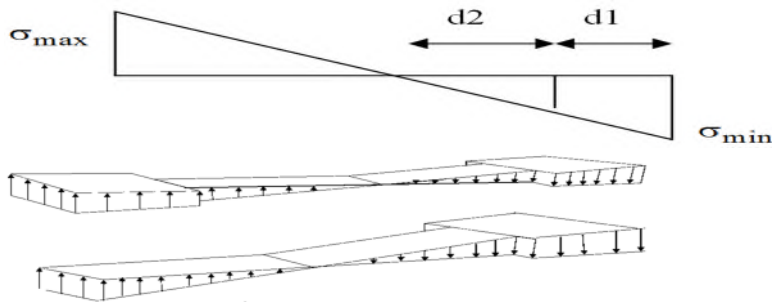


Figure 4. 6. Schéma des contraintes dans le voile

On distingue 3 cas :

Section partiellement comprimée



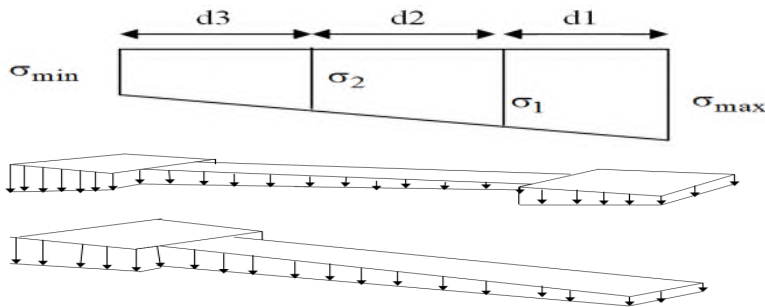
$$(\sigma_{max} \times \sigma_{min}) < 0$$

le volume des contraintes de traction N

traction $i, i+1$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}} \\ A_{v+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_{s10}} \end{array} \right.$$

Section entièrement tendue



$$(\sigma_{max}; \sigma_{min}) < 0$$

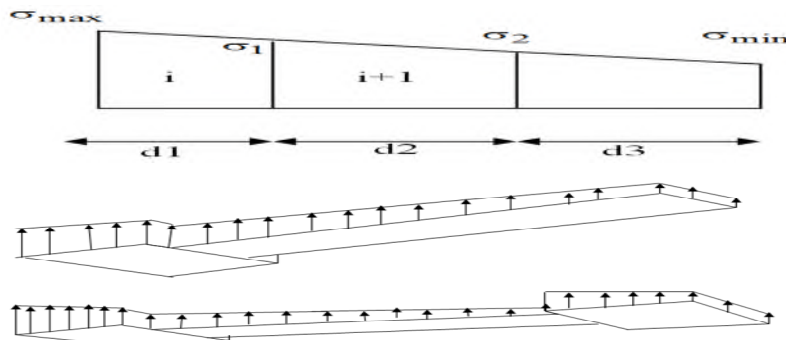
$$\left\{ \begin{array}{l} N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times d \times e \end{array} \right\} ; A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$$\text{Si : } A_{vi} \leq A_{min} = 0.20\% . e . L$$

$$\Rightarrow A_{retenue} = A_{min}$$

$$\text{Si non : } \Rightarrow A_{retenue} = A_{vi}$$

Section entièrement comprimée



$$(\sigma_{max}; \sigma_{min}) > 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times d \times e \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} A_v = \frac{N_i - B f_{bc}}{\sigma_{s2}} \\ A_{v+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_{s2}} \end{array} \right.$$

4.4.3.1. Voile V1

Tableau 4.24. Ferrailage d'un voile type selon XX : V1 (Zone RDC)

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)						
Voile V1/RDC						
I.°/ Caracteristiques géométriques						
L (m) =	5	B (m²) =	1,3			
e (m) =	0,2	I (m ³) =	3,6			
V' (m) =	2,5	h (m) =	3,57			
V (m) =	2,5					
II.°/ Calcul Des Contraintes						
Normale / Accidentelle (1/2)		2				
N (KN)	-1438,302	σmax (KN /m²)	4883,373			
M (KN.m)	8625,253	σmin (KN /m²)	-7096,146			
V (KN)	8,79	Lc (m)	2,039			
		Lt (m)	2,961			
→ Section Partiellement comprimée						
II.°/ Ferrailage Vertical						
1°/ Section de ferrailage						
Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400			
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400			
Ft28 (Mpa)	2,1	τadm (MPA)	5			
d (m) ≤ 1,36						
Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3		
d1 (m)	0,5	d2 (m)	1,24	d3 (m)	1,221	
e1 (m)	0,5	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2	
σ1 (KN/m²)	-5897,8776	σ2 (KN/m²)	-2926,1717	σ3 (KN/m²)	0	
N1 (KN)	-1624,253	N2 (KN)	-1094,183	N3 (KN)	-357,286	
Av1 (cm²)	40,6064	Av2 (cm²)	27,3546	Av3 (cm²)	8,9322	
2°/ Aramature de couture						
Avj (cm²)	0,241725					
3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA						
Dans tous le voile	Amin (cm²)	19,5				
Dans la zone comprimée	Amin (cm²)	10				
Dans la zone tendue	Amin (cm²)	14,844				
4°/ Espacement des barres						
St (cm) ≤	30	On prend	St (cm) =	10, 15, 20		
5°/ Ferrailage choisie						
16T20	2*(9T14)/15cm	2*(9T10)/15cm				
≡50,27 cm²	≡27,71 cm²	≡14,14 cm²				
III.°/ Ferrailage Horizontale						
1°/ Section de ferrailage R.P.A						
AH1 (cm²)	10,1516	AH2 (cm²)	6,83865	AH3 (cm²)	2,23305	
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm²			
IV.°/ Contraintes de Cisaillement						
1,4V (KN)	12,306	τadm (MPA)	5			
τ (MPA)	0,012306					
B (m²)	L (m)	I (m⁴)	V' (m)	V (m)	S Poteau (m²)	e voile (m)
1,3	5	3,6	2,5	2,5	(0,50×0,50)	0,20

4.4.3.2. Voile V2 (Sous combinaison sismique G+Q+Ex)

Tableau 4. 25. Ferrailage d'un voile type selon YY:voile V2 (Zone RDC)

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)						
Voile V1/RDC						
I.°/ Caracteristiques géométriques						
L (m) =	2,75	B (m²) =	0,7			
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,49			
V (m) =	1,62	h (m) =	3,57			
V' (m) =	1,13					
II.°/ Calcul Des Contraintes						
Normale / Accidentelle (1/2)		2				
N (KN)	-696,3932	σmax (KN /m²)	8166,496			
M (KN.m)	2771,0235	σmin (KN /m²)	-7385,167			
V (KN)	11,86	Lc (m)	1,445			
		Lt (m)	1,305			
→ Section Partiellement comprimée						
II.°/ Ferrailage Vertical						
1°/ Section de ferrailage						
Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400			
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400			
Ft28 (Mpa)	2,1	τadm (MPa)	5			
d (m) ≤ 0,97						
Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3		
d1 (m)	0,5	d2 (m)	0,805	d3 (m)	0	
e1 (m)	0,5	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2	
σ1 (KN/m²)	-4555,6011	σ2 (KN/m²)	0	σ3 (KN/m²)	0	
N1 (KN)	-1492,597	N2 (KN)	-366,726	N3 (KN)	0	
Av1 (cm²)	37,315	Av2 (cm²)	9,1682	Av3 (cm²)	0	
2°/ Aramature de couture						
Avj (cm²)	0,32615					
3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA						
Dans tous le voile	Amin (cm²)	10,5				
Dans la zone comprimée	Amin (cm²)	5,5				
Dans la zone tendue	Amin (cm²)	8,22				
4°/ Espacement des barres						
St (cm) ≤	30	On prend	St (cm) =	10, 15, 20		
5°/ Ferrailage choisie						
16T20	2*(6T14)/15cm					
≅50,27 cm²	≅18,47/ cm²					
III.°/ Ferrailage Horizontale						
1°/ Section de ferrailage R.P.A						
AH1 (cm²)	9,32875	AH2 (cm²)	2,29205	AH3 (cm²)	0	
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm²				
			2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm²			
IV.°/ Contraintes de Cisaillement						
1,4V (KN)	16,604	τadm (MPa)	5			
τ (MPa)	0,030189091	≤				
B (m²)	L (m)	I (m⁴)	V' (m)	V (m)	S Poteau (m²)	e voile (m)
0,7	2,75	0,49	1,63	1,13	(0,50×0,50)	0,20

4.4.3.3. Voile V2 (Sous combinaison sismique G+Q-Ex)

Tableau 4. 26. Ferrailage d'un voile type selon YY : V2 (Zone RDC)

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)						
Voile V2/RDC						
I.°/ Caracteristiques géométriques						
L (m) =	2,75	B (m²) =	0,7			
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,49			
V (m) =	1,62	h (m) =	3,57			
V' (m) =	1,13					
II.°/ Calcul Des Contraintes						
Normale / Accidentelle (1/2)		2				
N (KN)	-696,3932	σmax (KN /m²)	8166,496			
M (KN.m)	2771,0235	σmin (KN /m²)	-7385,167			
V (KN)	11,86	Lc (m)	1,445			
		Lt (m)	1,305			
→ Section Partiellement comprimée						
II.°/ Ferrailage Vertical						
1° Section de ferrailage						
Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400			
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400			
Ft28 (Mpa)	2,1	τadm (MPA)	5			
d (m) ≤ 0,97		Prendre 3 Tronçons				
Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3		
d1 (m)	0,2	d2 (m)	0,75	d3 (m)	0,355	
e1 (m)	0,2	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2	
σ1 (KN/m²)	-6253,3407	σ2 (KN/m²)	-2008,9918	σ3 (KN/m²)	0	
N1 (KN)	-272,771	N2 (KN)	-619,675	N3 (KN)	-71,32	
Av1 (cm²)	6,8193	Av2 (cm²)	15,4919	Av3 (cm²)	1,783	
2°/ Aramature de couture						
Avj (cm²)	0,32615					
3° Pourcentage min préconisé par le RPA						
Dans tous le voile	Amin (cm²)	10,5				
Dans la zone comprimée	Amin (cm²)	5,5				
Dans la zone tendue	Amin (cm²)	5,22				
4°/ Espacement des barres						
St (cm) ≤	30	On prend	St (cm) =	10, 15, 20		
5°/ Ferrailage choisie						
2*2T16	2*(6T14)/15cm	2 nappes				
≅8,04 cm²	≅18,47/ cm²	T14/15cm				
III.°/ Ferrailage Horizontale						
1° Section de ferrailage R.P.A						
AH1 (cm²)	1,704825	AH2 (cm²)	3,872975	AH3 (cm²)	0,44575	
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm²			
IV.°/ Contraintes de Cisaillement						
1,4V (KN)	16,604	τadm (MPA)	5			
τ (MPA)	0,030189091	≤				
B (m²)	L (m)	I (m⁴)	V' (m)	V (m)	S Poteau (m²)	e voile (m)
0,7	2,75	0,49	1,13	1,62	(0,50×0,50)	0,20

0.50

0.50

4,94

4,94

14

14

14

5

5

Cad T8

T8e=15

20

16T20

2*9T14e=15

4ep/ 1m²

2 nappes T10e=15

2*9T14e=15

16T20

5,00

[illegible]

• **Remarque :** Les détails de calcul ainsi les schémas de ferrailage du voile V1 et V2 dans les niveaux : 1 au 8eme étage sont présentés dans l'annexe n° 03.

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et transmission des sollicitations, donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés ; d'ailleurs nous avons constaté que les sections minimales exigées par le RPA99/2003 sont importantes car elles favorisent la sécurité avant l'économie.



CHAPITRE 5

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Avant de choisir le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire afin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure

5.1. Type de fondation adopté

Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol support
- La capacité portante du terrain de fondation
- La charge totale transmise au sol
- La distance entre axes des poteaux.

Afin de déterminer le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux dernières vérifications ne sont pas satisfaites on optera pour un radier nervuré.

On suppose que les efforts normaux et les moments de la superstructure vers les semelles soient appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle, donc elle doit vérifier :

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_{sup+inf}}{S_{nécessaire}^{fond}} \Rightarrow S_{nécessaire}^{fond} = \frac{N_{sup+inf}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \bar{\sigma}_{sol}: \text{contrainte admissible du sol} \\ N_{sup+inf}: \text{Poids de la super – structure et l'infrastructure (Voir 5.2.4.1)} \\ S_{nécessaire}^{fond}: \text{Surface nécessaire de la fondation} \end{cases}$$

Tableau 5.1.Type de fondation adopté.

Poids superstructure	$N_{sup+inf}(KN)$	$\bar{\sigma}_{sol}(\text{bars})$	$S_{nécessaire}^{fond}(m^2)$	$S_{bloc}(m^2)$
43120,31	45150,71	1,26	358,34	395,9

Donc $\frac{S_{nécessaire}^{fond}}{S_{bloc}} = 90,51\% > 50\% \Rightarrow$ La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bloc, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le **radier générale**.

Le radier général est un système de fondation composé d'une dalle en béton armé et occupant toute la surface d'emprise de la structure. Le choix du système d'un radier général nous amène à prévoir une grande épaisseur. Pour cela nous allons étudier la possibilité de concevoir **un radier général nervuré**.

5.2. Radier général nervuré

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé, et sollicité à la flexion simple. Il est soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposer infiniment rigide), il assure une bonne répartition des charges vers le sol.

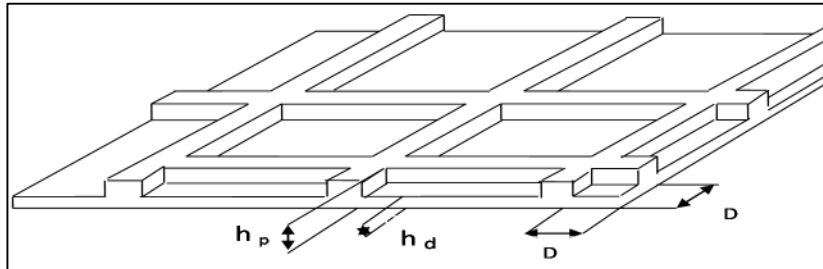


Figure 5.1. Radier général nervuré

5.2.1. Pré dimensionnement du Radier

5.2.1.1. Dalle du radier

La hauteur minimale de la dalle est conditionnée par : $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = 26.85\text{cm}$; soit $h_d = 40\text{cm}$

Avec L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs = 5.37m

5.2.1.2. Les nervure (poutres croisé)

- Condition de coffrage : $h_p \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{5.37}{10} = 53.7\text{cm}$
- Condition de rigidité : $L_e \geq \frac{2 \times L_{\max}}{\pi} \dots \dots \dots (1)$

Le radier est considéré rigide avec une répartition linéaire des contraintes.

Avec : L_e : Longueur élastique : $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}} \dots \dots \dots (2)$

- $\left\{ \begin{array}{l} E: \text{Module d'élasticité du béton } E = 3.2164 \times 10^7 \text{ KN/m}^2 \\ I: \text{Inertie de la section du radier} \\ K: \text{coef de réaction du sol, pour un sol moyen } K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3 \\ b: \text{La largeur de la bonde} = 1\text{m} \end{array} \right.$

$$\text{De(1) et (2)} \quad L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}} > \frac{2 \times L_{\max}}{\pi} \Rightarrow h = \sqrt[3]{\left(\frac{3K}{E} \left(\frac{2 \times L_{\max}}{\pi} \right)^4 \right)} = 0.798\text{m}$$

Nous optons pour un radier nervuré de dimensions :

- La dalle : $h_d = 40\text{cm}$
- La nervure : $(b \times h) = (60 \times 85) \text{ cm}^2$

5.2.1.3. Le Débord

Le débordement est limité par $D \geq \max \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow \text{Soit un débordement } D = 45\text{cm}$

5.2.2. Caractéristiques géométriques du radier

Tableau 5.2.les caractéristique géométriques du Radier

Surface du bloc	Surface du Radier	Vue en plan du radier

5.2.3. Résultante des efforts par rapport au centre de gravitédu radier

Tableau 5.3.Résultante des forces (N, M_1, M_2, V)

	Combinaison	P(KN)	M_1 (KN.m)	M_2 (KN.m)	X	Y
Poids	ELU	59507.53	29278.26	50361.13	13.1	10.14
Poids	ELS	43120.31	21757.23	36634.29	13.1	10.14
Poids	G+Q+EX	43120.50	57808.20	21100.61	13.1	10.14
Poids	G+Q-EX	43120.12	14293.74	52167.97	13.1	10.14
Poids	G+Q+EY	43120.51	38995.22	4496.34	13.1	10.14
Poids	G+Q-EY	43120.11	4519.25	68772.23	13.1	10.14
Poids	0.8G+EX	27589.18	53958.12	8947.92	13.1	10.14
Poids	0.8G-EX	27588.78	18143.82	40015.27	13.1	10.14
Poids	0.8G+EY	27589.19	35145.12	7656.35	13.1	10.14
Poids	0.8G-EY	27588.78	669.16	56619.54	13.1	10.14

5.2.4. Justification du radier

5.2.4.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales

La contrainte sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible $\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\left\{ \begin{array}{l} N = N_{super} + N_{(radier+voile\ périphérique)} + N_{terre} \\ N_{sup}: \text{effort normal du aux charges verticale de la super structure} \\ N_{terre} = \rho_{terre} \times (S_{radier} - S_{batiment}) \times h_{s,sol} = 18 \times (433,5 - 395,9) \times (3,40 - 0,4) = 2030,4 \text{ KN} \end{array} \right.$$

D'après le tableau précédent : $N_{super} + N_{(radier+voile\ périphérique)} = 43120.31 \text{ KN}$

$$\Rightarrow N = 45150,71 \text{ KN}$$

Tableau 5.4.Vérification de la contrainte du sol

N(KN)	S _{rad} (cm ²)	σ(bars)	σ _{sol} (bars)	Observation
45150,71	431,58	1,05	1,26	Vérifier

5.2.4.2. Vérification au soulèvement

$$\begin{cases} \text{ELU: } \sigma_{moy} < 1.5 \times \bar{\sigma}_{sol} \\ \text{ELS: } \sigma_{moy} < \bar{\sigma}_{sol} \\ \text{ELA: } \sigma_{moy} < 2 \times \bar{\sigma}_{sol} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{Avec } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I} \end{cases}$$

Tableau 5.5.Vérification au soulèvement

	Comb	N (KN)	M (KN.m)	σ ₁ (bars)	σ ₂ (bars)	σ _{moy}	Observation
L _x =28.3m	ELS	45150.71	21757.23	1.15	0.93	1.09	< σ _{sol}
	ELU	62248.57	29278.26	1.58	1.29	1.51	< 1.5 × σ _{sol}
	G+Q+E	45150.71	57808.20	1.33	0.76	1.18	< 2 × σ _{sol}
L _y =15.25m	ELS	45150.90	36634.29	1.38	0.71	1.21	< σ _{sol}
	ELU	62248.57	50361.13	1.90	0.98	1.67	< 1.5 × σ _{sol}
	G+Q+E	45150,51	68772.24	1.67	0.41	1.35	< 2 × σ _{sol}

5.2.4.3. Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$)

$$\frac{\text{Moment stabilisateur (M}_s\text{)}}{\text{Moment de renversomment(M}_r\text{)}} \geq 1.5$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_r = M_{F/0} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_s = M_{W/0} = W \times b \end{cases}$$

Avec F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

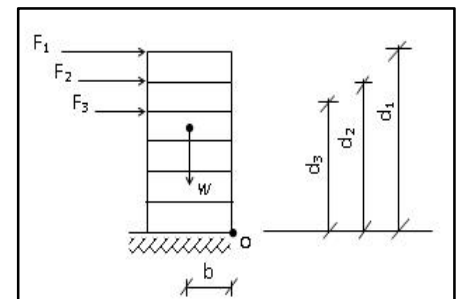


Tableau 5.6.Vérification de la stabilité au renversement

Comb	N(KN)	Sens x			Sens y		
		M(KN.m)	e(m)	L/4(m)	M(KN.m)	e(m)	L/4(m)
G+Q+E	45150,90	57808,20	1,28	7,08	38995,22	0,86	3,8
G+Q-E	45150,52	52167,97	1,16		68772,23	1,52	
0.8G+E	29213,49	53958,12	1,85		35145,13	1,20	
0.8G-E	29213,11	40015,27	1,37		56619,54	1,94	

5.2.4.4. Vérification au poinçonnement

Selon le BAEL99 (Art. A.5.2.4.2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit : $N_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec $\begin{cases} N_u: \text{effort normale à la base du poteau considéré à l'état limite ultime} \\ U_c: \text{Le périmètre du contour sur le plan moyen du radier} \\ h_t: \text{hauteur de la nervure} \end{cases}$

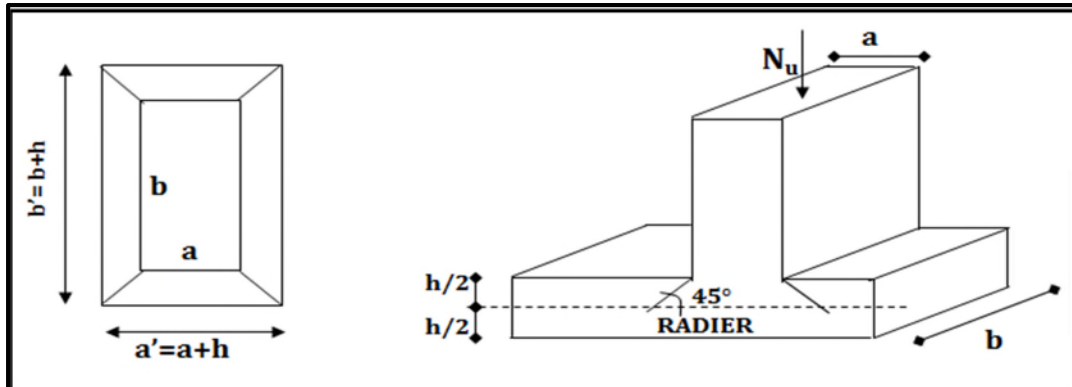


Figure 5.2. Périmètre utile du poteau

Cette vérification se fera pour l'élément le plus sollicité (Niveau S. Sol).

$$U_c = 2(a + b + 2h) = 2(0,50 + 0,50 + 2 \times 0,85) = 5,4 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_u = 2271,07 \text{ kN} \leq 0,045 \times 5,4 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5} \times 1000 = 3442,5 \text{ kN}$$

5.2.5. Ferraillage de la dalle radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable, et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

5.2.5.1. Section d'acier

Le radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés, soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles seront calculés pour une bande de

$$\text{largeur unité.} \begin{cases} M_{0x} : l_x \times q_u \times L_x^2 \text{ (KN.m)} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \text{ (KN.m)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t = \begin{cases} 0,85 M_{0x,y} \text{ panneau de rive} \\ 0,75 M_{0x,y} \text{ panneau intermédiaire} \end{cases} \\ M_a = \begin{cases} 0,3 \text{ panneau de rive} \\ 0,5 \text{ panneau intermédiaire} \end{cases} \end{cases}$$

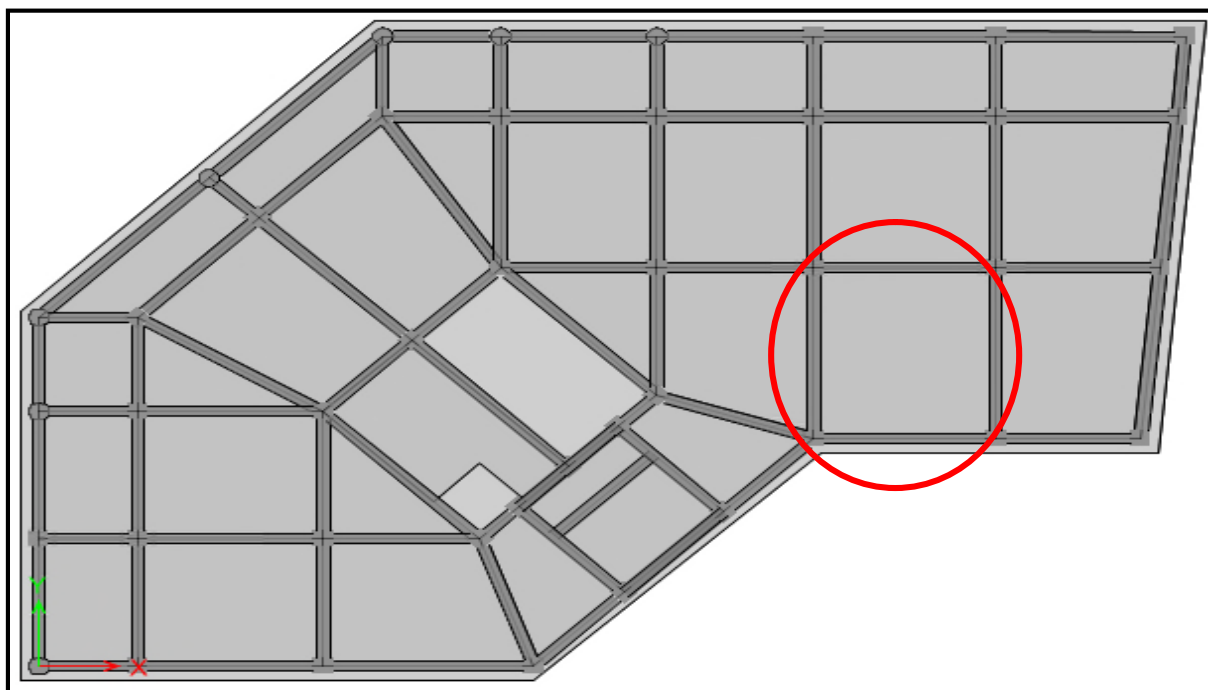


Figure 5.3. Panneaux de dalle du radier (e =40 cm)

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

Tableau 5.7. Les sections d'acier dans les panneaux de radier

		ELU $v=0$	ELSV=0,2
$L_x(m)$		4,42-0,60(largeur PDR)=3,82	
$L_y(m)$		5,10-0,60(largeur PDR)=4,50	
P		0,849	
μ_x		0,0517	0,0586
μ_y		0,6678	0,7655
q (KN/m ²)		167	121
Sens x	$M_o(KN.m)$	125,98	103,46
	$M_a(KN.m)$	62,99	51,73
	$A^s_{appui}(cm^2)$	4,97	/
	$A_{appui\ adopté}(cm^2)$	7HA12 e=15cm =7,92	
	$M_t(KN.m)$	107,1	87,94
	$A^s_{travée}(cm^2)$	8,56	/
	$A_{travée\ adopté}(cm^2)$	7HA12 e=15cm+7HA14(chap) e=15cm=18,71	
Sens y	$M_o(KN.m)$	84,13	79,20
	$M_a(KN.m)$	42,06	39,6
	$A^s_{appui}(cm^2)$	3,30	/
	$A_{appui\ adopté}(cm^2)$	7HA12 e=15cm =7,92	
	$M_t(KN.m)$	71,51	67,32
	$A^s_{travée}(cm^2)$	5,66	/
	$A_{travée\ adopté}(cm^2)$	7HA12 e=15cm+7HA14(chap) e=15cm=18,71	

- L'enrobage $e \geq \frac{h_r}{10} = \frac{40}{10} = 4\text{cm} \Rightarrow e=e'=4\text{cm}$
- Espacement $S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$

5.2.5.2. Vérification des contraintes

Tableau 5.8. La vérification des contraintes

Localisation		$M_s(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A'_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}(\text{MPa})$
x-x	Travée	87,94	18,71	7,92	$4,07 \leq 15$	$140,9 \leq 201,63$
	Appui	-51,73	7,92	7,92	$3,31 \leq 15$	$190,0 \leq 201,63$
y-y	Travée	67,32	18,71	7,92	$4,50 \leq 15$	$105,7 \leq 201,63$
	Appui	-39,6	7,92	7,92	$2,54 \leq 15$	$145,5 \leq 201,63$

5.2.6. Ferrailage Débord

Le débord se calcule comme une dalle pleine, il est assimilé à une console de longueur $L=0,45\text{m}$ soumis à la flexion simple.

$$h=40\text{cm}, b=1\text{ml}, d=0,9 \times h = 0,36\text{cm}, L = 0,45\text{ m}$$

* Calcul des Sollicitations

$$M_u = q_u \frac{L^2}{8}; M_s = q_s \frac{L^2}{8}; V_u = q_u \times \frac{L}{2}$$

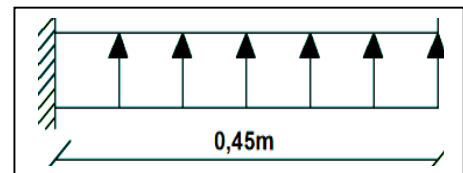


Tableau 5.9. Tableau de ferrailage du débord.

$M_u(\text{KN.m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$V_u(\text{KN})$	$\sigma_u(\text{MPa})$	$\tau(\text{MPa})$
16,91	1,32	35,58	0,27	1,25

- **Remarque :** on peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

5.2.7. Schéma du ferrailage

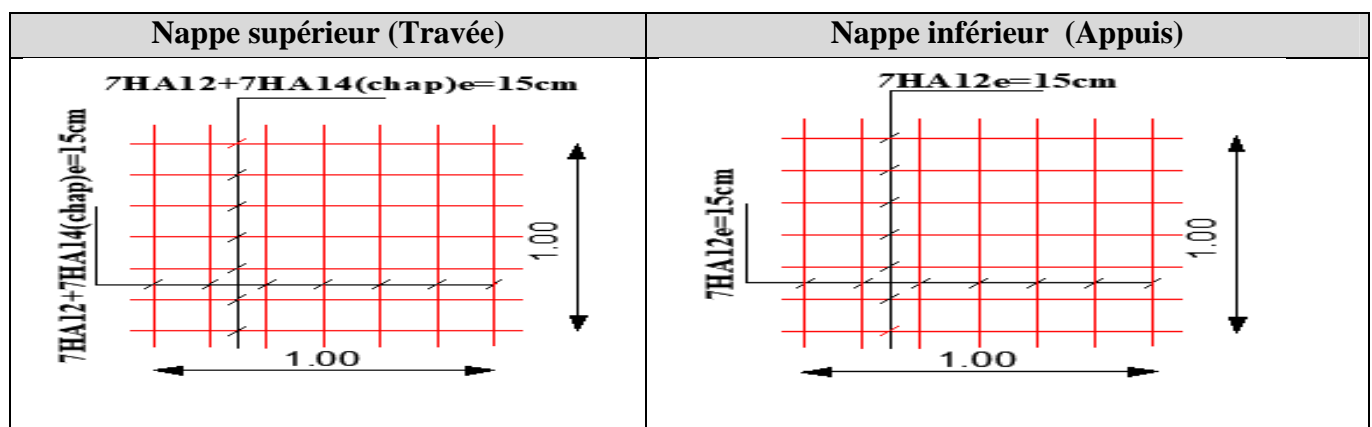


Figure 5.4. Schéma du ferrailage du Radier

5.2.8. Etude des nervures

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation. Dans ce cas, on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

Pour déterminer les sollicitations nous utilisons la méthode des lignes de rupture. Les lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes, se composent de tronçons formant un angle de 45^0 avec les rives du panneau et parallèles à son grand coté.

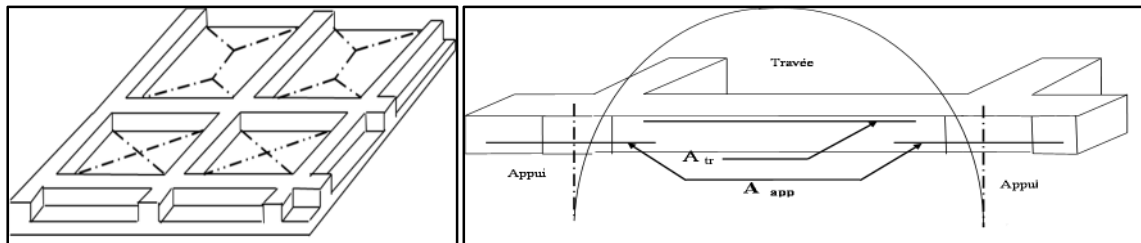


Figure 5.5. Transmission des charges des dalles aux nervures

- **Remarque:** Un model simple utilisé pour évaluer les sollicitations dans les nervures à l'aide du même logiciel utilisé préalablement (ETABS v 2016).

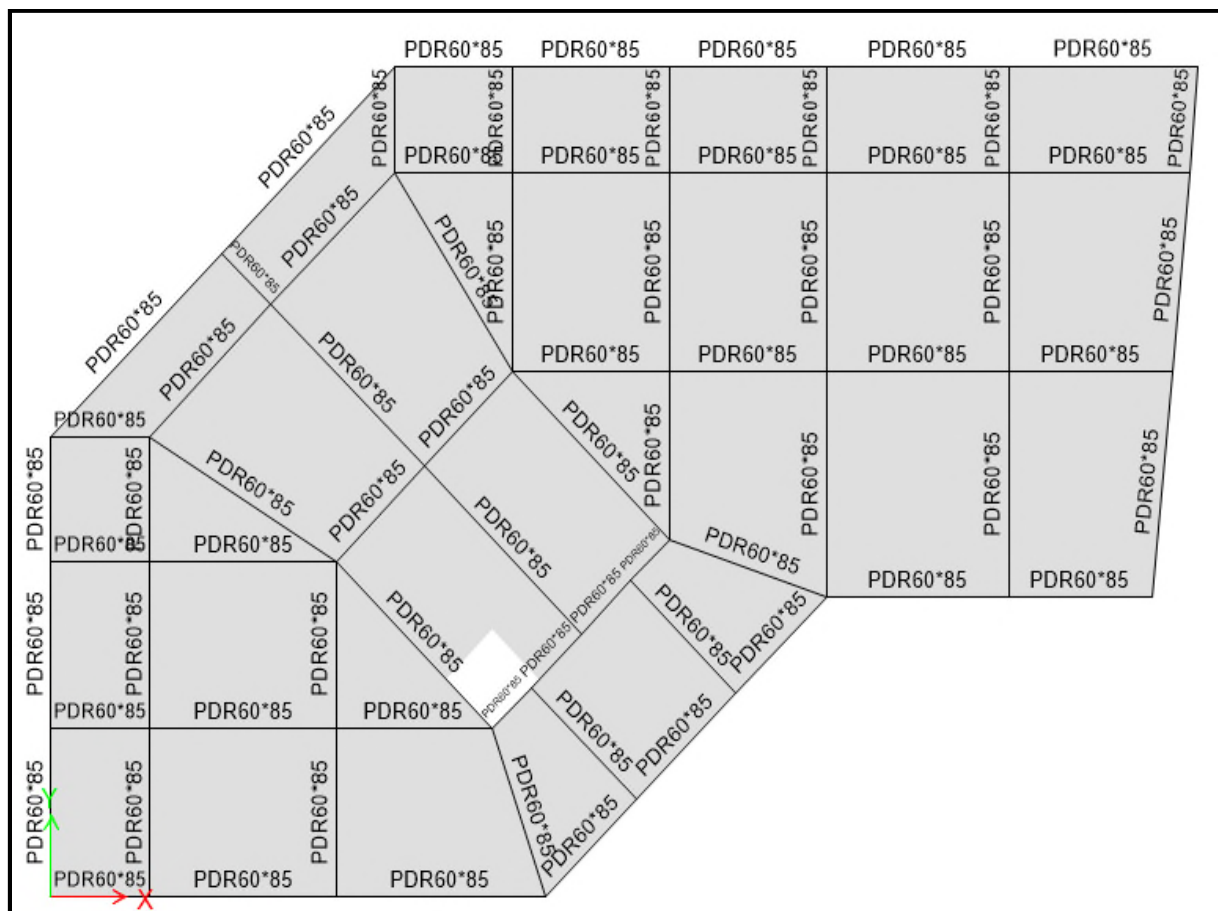
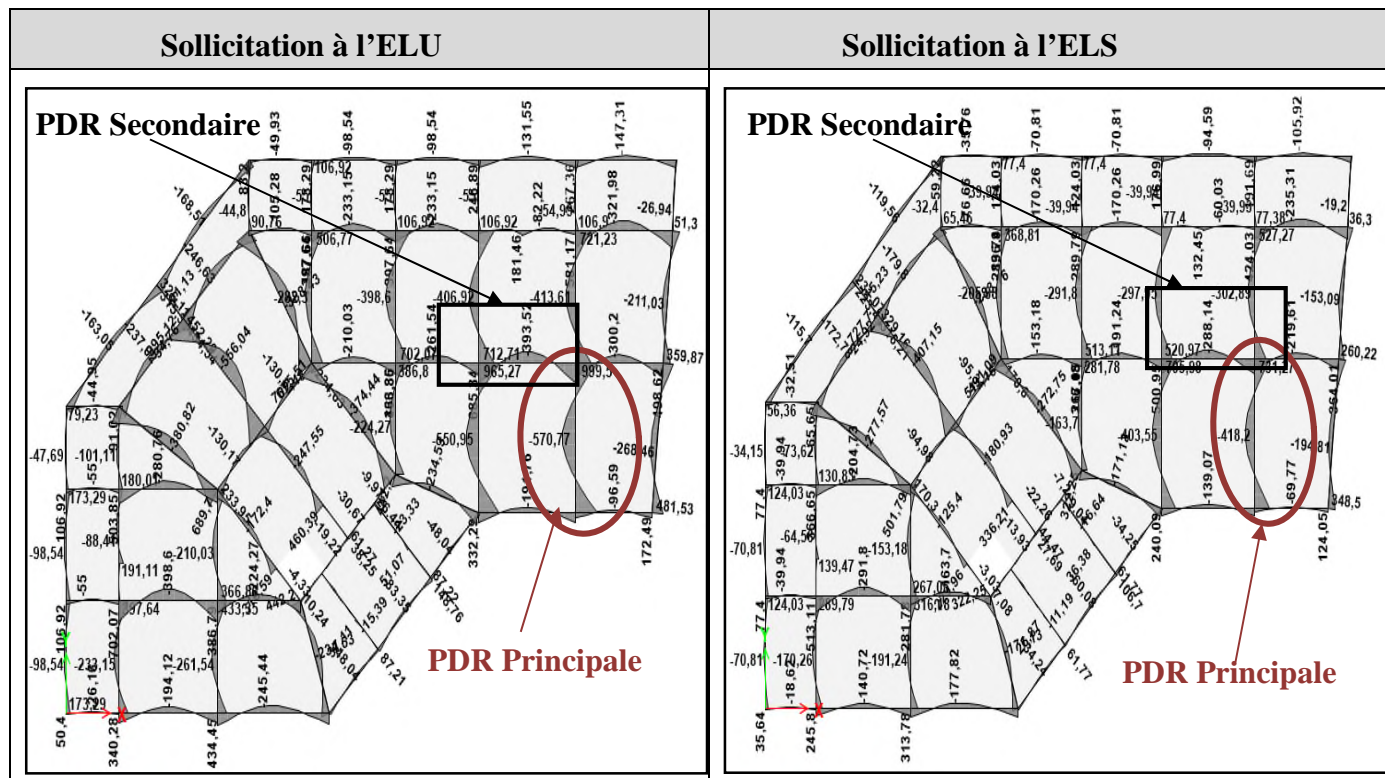


Figure 5.6. Repérage des poutres de rigidité (60×85) cm²

5.2.8.1. Sollicitation (moment fléchissant) dans les nervures

Tableau 5.10. Sollicitations dans les nervures



5.2.8.2. Ferrailage longitudinale

Tableau 5.11. Ferrailage longitudinale pour la poutre la plus sollicitée.

Poutre de rigidité		M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Principale	Appui	999,50	39,54	25,5	5HA16(fil)+12HA20(chap) = 47,75
	Travée	570,77	21,45		5HA16(fil)+5HA20+2HA16(chap) = 29,78
Secondaire	Appui	685,34	26,09		5HA16(fil)+5HA16+5HA20(chap)=35,81
	Travée	393,52	14,51		5HA16(fil)+5HA16(chap)=20,1

5.2.8.3. Ferrailage transversale

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(1,6 ; \frac{85}{35} ; \frac{60}{10} \right) = 10 \text{ mm}$$

▪ L'espacement

-BAEL 91 : $S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

-RPA v 2003 : $\begin{cases} S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t \right) \leq 19,2 \text{ on opte } S_t = 15 \text{ cm (en zone nodale)} \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{2} \right) \text{ on opte } S_t = 20 \text{ cm (en dehors de la zone nodale)} \end{cases}$

5.2.8.4. Vérification de l'effort tranchant

Tableau 5.12. Vérification de l'effort tranchant

Poutres de rigidité	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u = (0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$	Observation
Principale	942,93	1,92	2,5	Vérifiée
Secondaire	738,63	1,50	2,5	Vérifiée

5.2.8.5. Vérification des contraintes

Tableau 5.13. Vérification des contraintes

Poutre de rigidité principale					
Localisation	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)
Appui	685,34	47,75	10,05	$8,59 \leq 15$	$198,8 \leq 201,63$
Travée	393,52	29,78	10,05	$5,71 \leq 15$	$178,6 \leq 201,63$
Poutre de rigidité secondaire					
Appui	500,95	35,51	10,05	$7,03 \leq 15$	$193,7 \leq 201,63$
Travée	288,14	20,01	10,05	$4,91 \leq 15$	$194,3 \leq 201,63$

5.2.8.6. Schéma du ferrailage

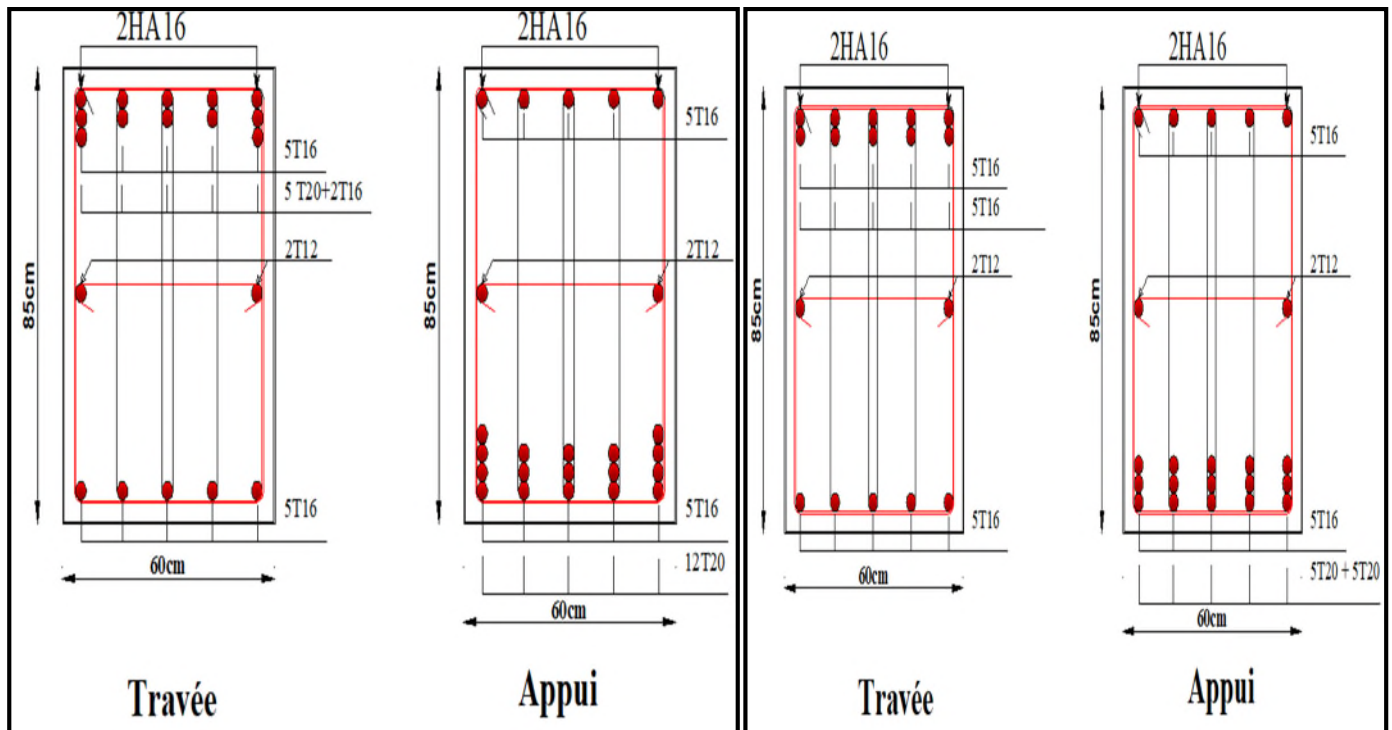


Figure 5.7. Schéma du ferrailage d'une nervure principale et une nervure secondaire

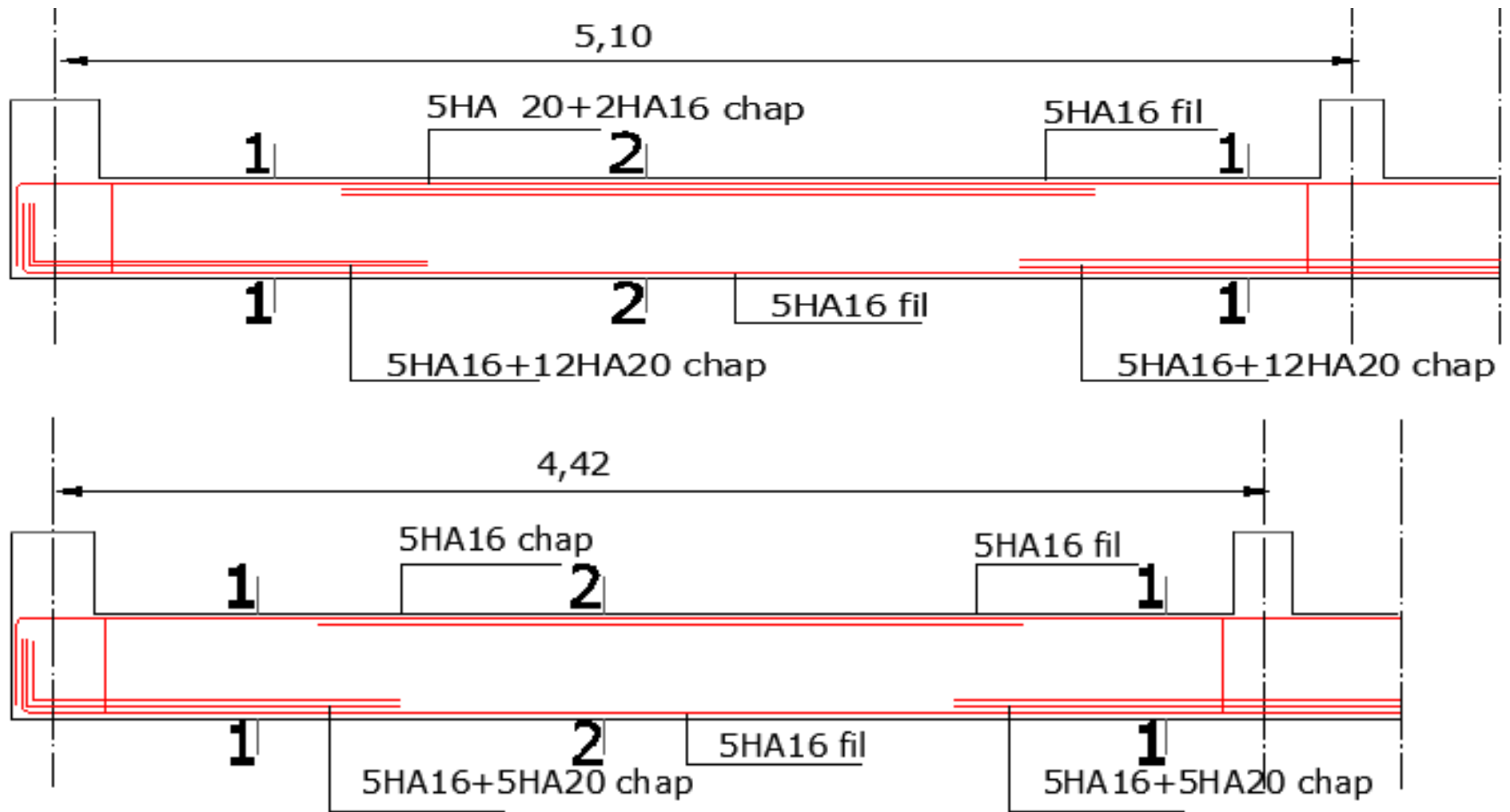


Figure 5.8. Schéma du ferrailage d'une nervure principale et secondaire

5.3. Voile périphérique

Selon le RPA99v2003 (Art. 10.1.2) les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures avec un pourcentage minimal de 0.1 %;
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

- ❖ **Panneau le plus sollicité du Voile périphérique** \Rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} \text{La hauteur : } h = 2,15\text{m} \\ \text{La longueur: } L = 4,6\text{m} \\ \text{l'épaisseur: } e = 15\text{cm} \end{array} \right.$
- ❖ **Caractéristiques du sol** \Rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} \text{Le poid spécifique : } \gamma_h = 19 \text{ KN/m}^3 \\ \text{L'angle de frottement : } \varphi = 34^\circ \\ \text{La cohésion : } c = 0 \text{ bars} \end{array} \right.$

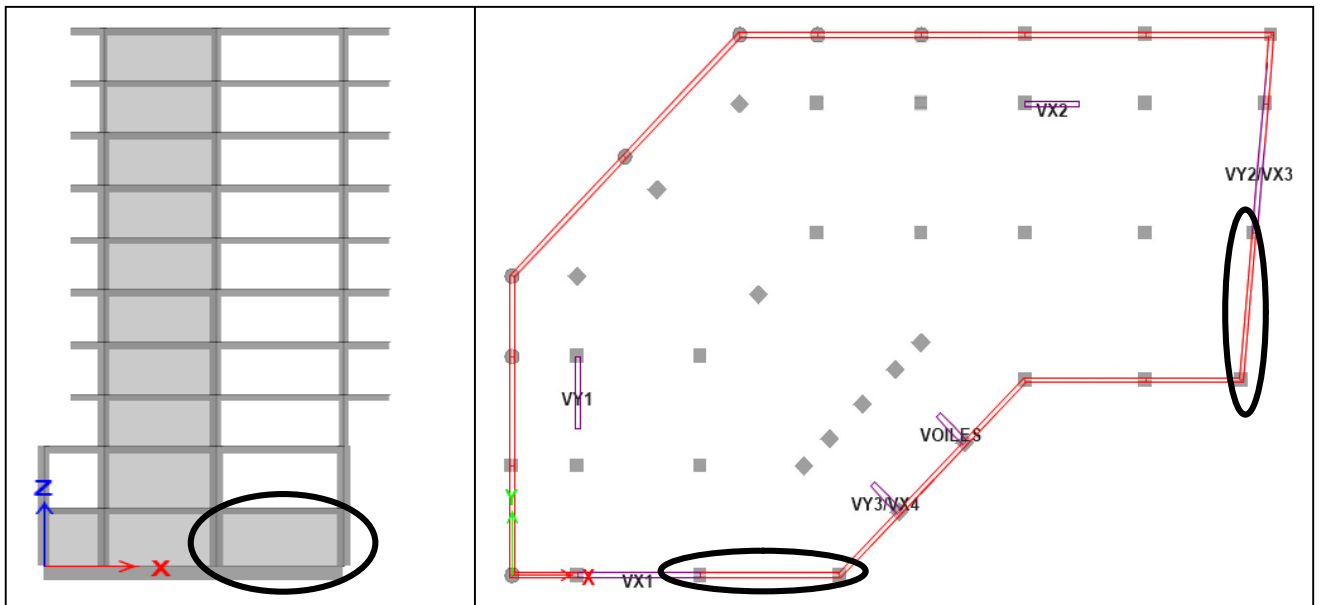


Figure 5.9. Panneau du voile périphérique le plus sollicité.

5.3.1. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- ♦ **La poussée des terres** : $G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 11,54 \text{ KN/m}^2$
- ♦ **Surcharge accidentelle** : On a $q = 10 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 2,82 \text{ KN/m}^2$

5.3.2. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

$$\text{À l'ELU} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 28 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 28 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

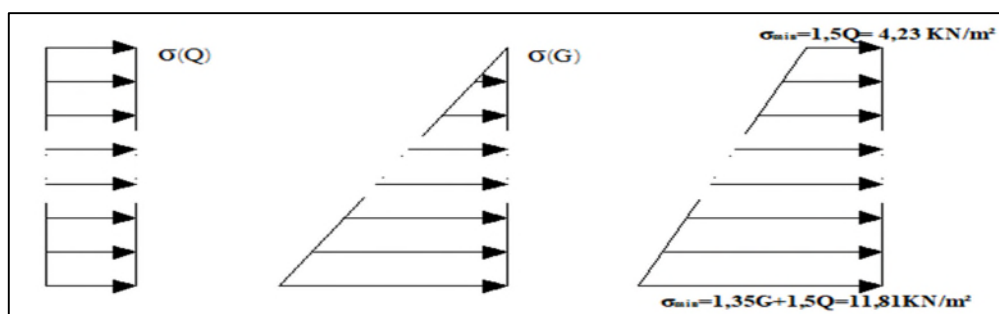


Figure.10. Répartition des contraintes sur le voile

Pour le ferrailage on prend le panneau plus grand, dont les caractéristiques sont :

$L_x = 2,15 \text{ m}$; $L_y = 4,60 \text{ m}$; $b = 100 \text{ cm}$; $e = 15 \text{ cm}$

Tableau 5.14. Les sections d'acier dans le voile périphérique

ELU v=0									
Sens	L(m)	ρ	μ	M _t (KN.m)	A _s ^{travée} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	M _a (KN.m)	A _s ^{appui} (cm ²)	A _a ^{adop} (cm ²)
x-x	2,15	0,467	0,1022	9,93	2,44	7HA10=5,5	6,62	1,61	7HA10=5,5
y-y	4,60		0,2500	2,48	0,60	7HA10=5,5	1,64	0,39	7HA10=5,5
ELS v=0,2									
x-x	2,15	0,467	0,1051	7,14	/	/	4,76	/	/
y-y	4,60		0,3190	6,60			4,40		

5.3.3. Vérification de l'effort tranchant

Tableau 5.15. Vérification de l'effort tranchant.

V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
28,73	0,438	2,5	Vérifier

5.3.4. Vérification à ELS

Tableau 5.16. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)
Travée	x-x	7,14	$0,12 \leq 15$	$13,9 \leq 201,63$
	y-y	6,60	$0,11 \leq 15$	$12,9 \leq 201,63$
Appui	x-x	4,76	$0,08 \leq 15$	$9,28 \leq 201,63$
	y-y	4,40	$0,08 \leq 15$	$8,57 \leq 201,63$

5.3.5. Ferrailage

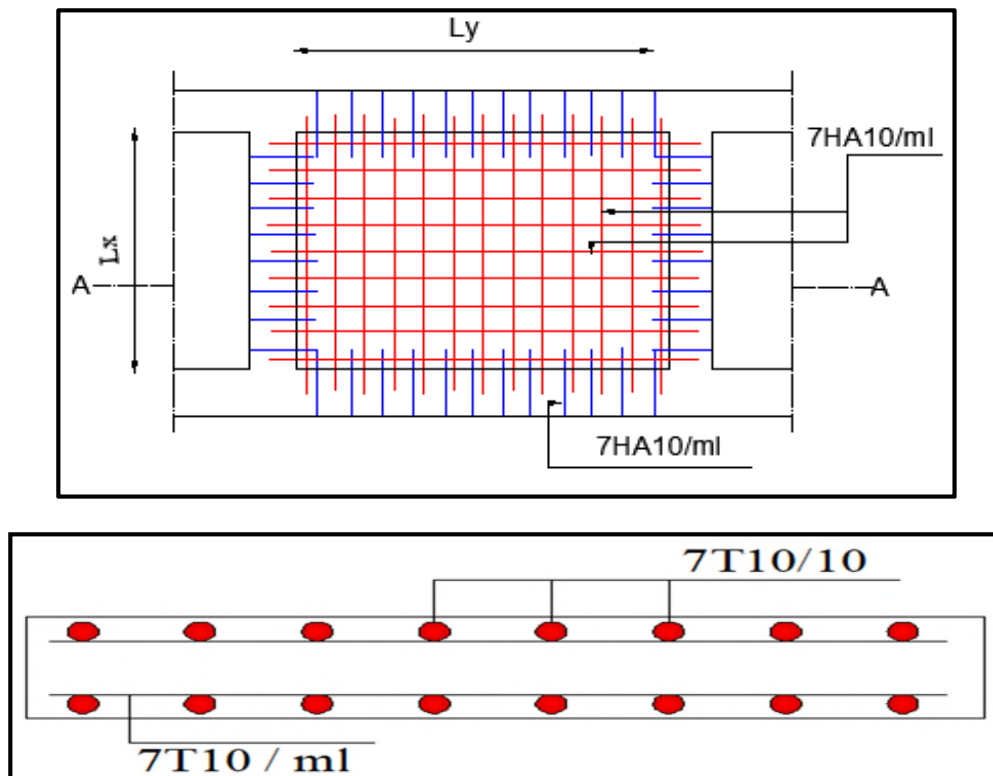
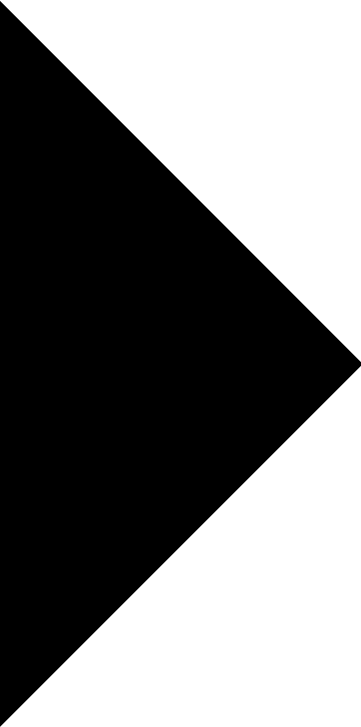


Figure 5.11. Ferrailage du voile périphérique



CONCLUSION

GÉNÉRALE

Conclusion générale

Dans ce modeste travail nous avons fait l'étude d'un bâtiment (R+8+S.sol) à usage d'habitation, commerce constituées d'une structure mixte (portique-voile).

A travers cette étude, nous avons pu assimiler nos différentes connaissances dans le domaine de calcul des bâtiments qui nécessite l'utilisation de l'outil informatique qui permet de réduire le temps et faciliter l'analyse (ETABS v 2016), en tenant compte de la sécurité et la résistance structurale ; de la conception et l'exécution.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Le renforcement de cette structure (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ◆ Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère de coupe-feu et l'isolation phonique ;
- ◆ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de réelle ;
- ◆ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur le comportement dynamique de la structure face aux sollicitations dynamiques ;
- ◆ La vérification des moments résistants au niveau des nœuds nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux ;
- ◆ Le radier générale nervuré s'est avéré le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

Bibliographie

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

- ◆ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation ;
- ◆ DTR BC 2.41:Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93 ;
- ◆ DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 ;
- ◆ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;
- ◆ Béton aux états limites BAEL 91/Version99 ;
- ◆ Cours du béton armé 3^{ème} année et Master ;
- ◆ mémoires traités des années précédentes ;
- ◆ Notes de cours de Béton armé Master 1 et Master 2.



ANNEXES

Annexe n° 01 : Schémas de ferrailage des panneaux de dalles

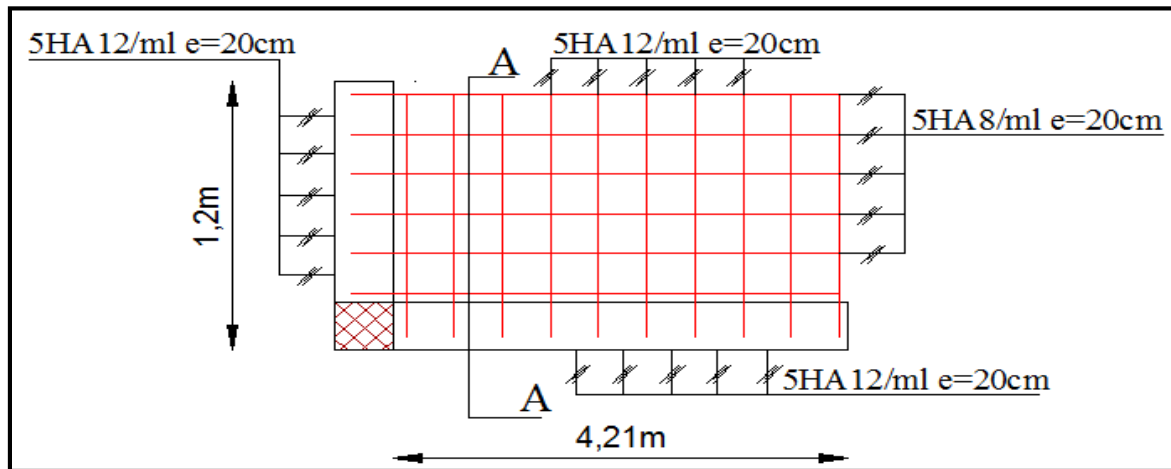
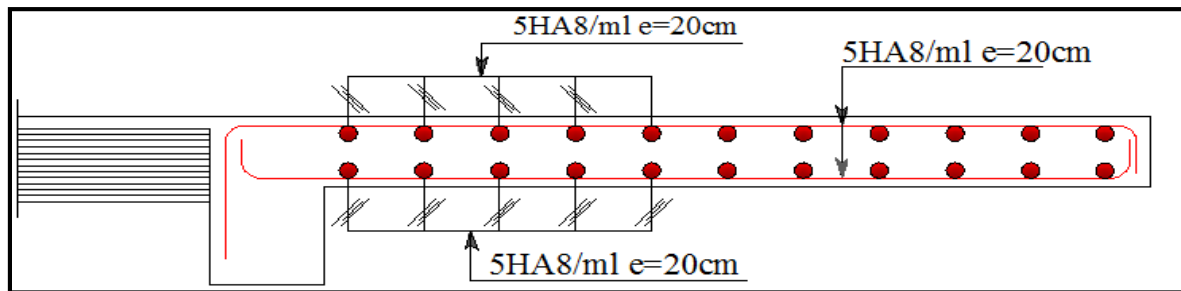


Schéma de ferrailage du panneau (D2)



Coupe A-A du panneau D2

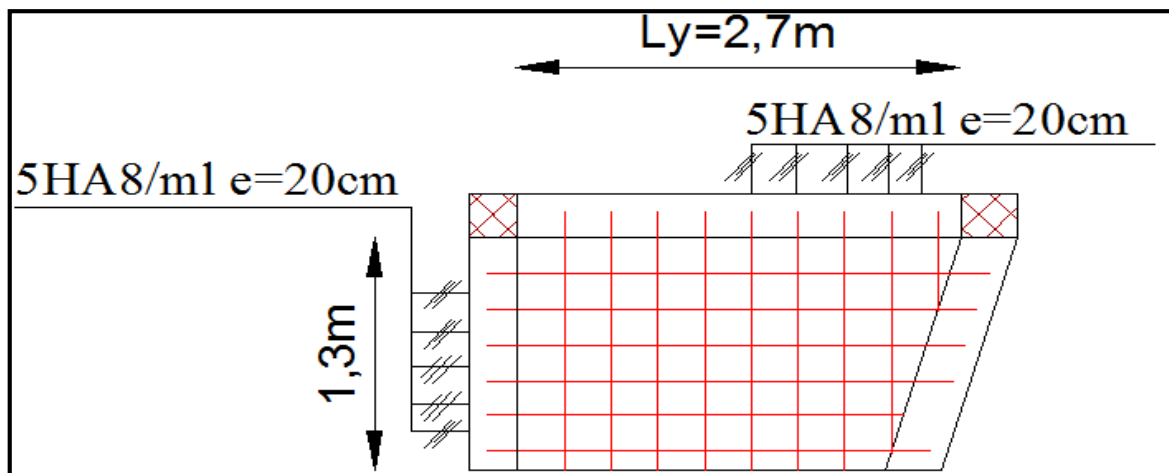
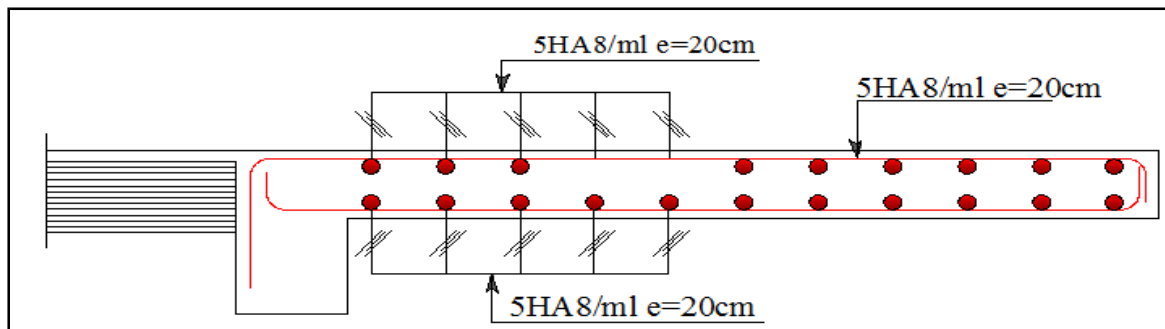


Schéma de ferrailage du panneau D3



Coupe A-A du panneau D3

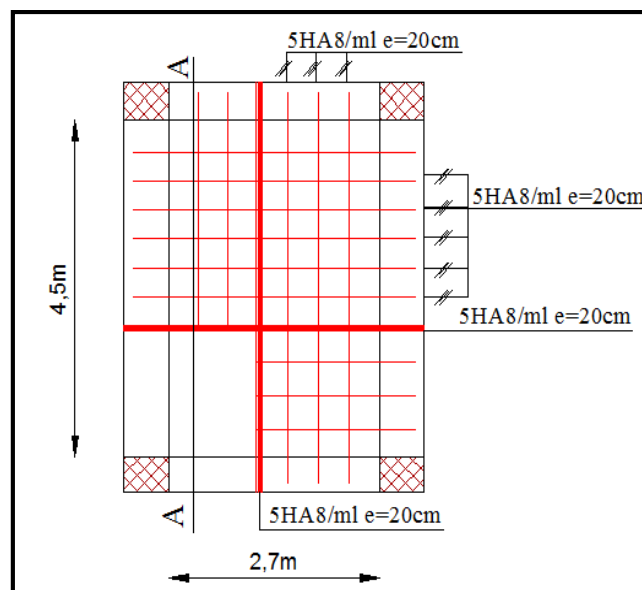
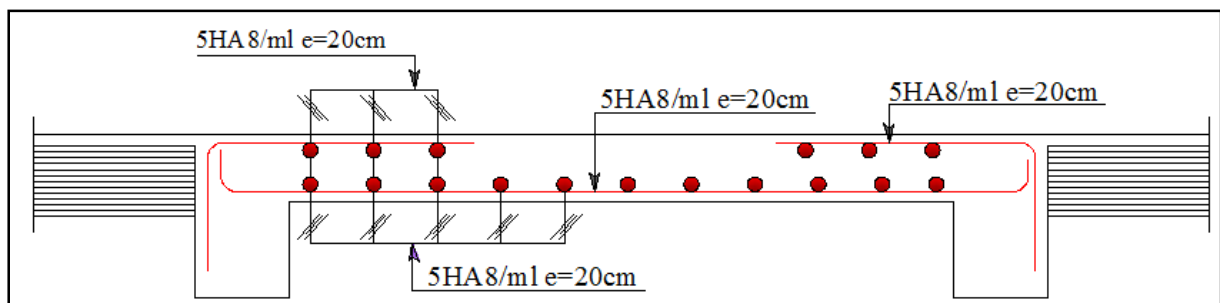
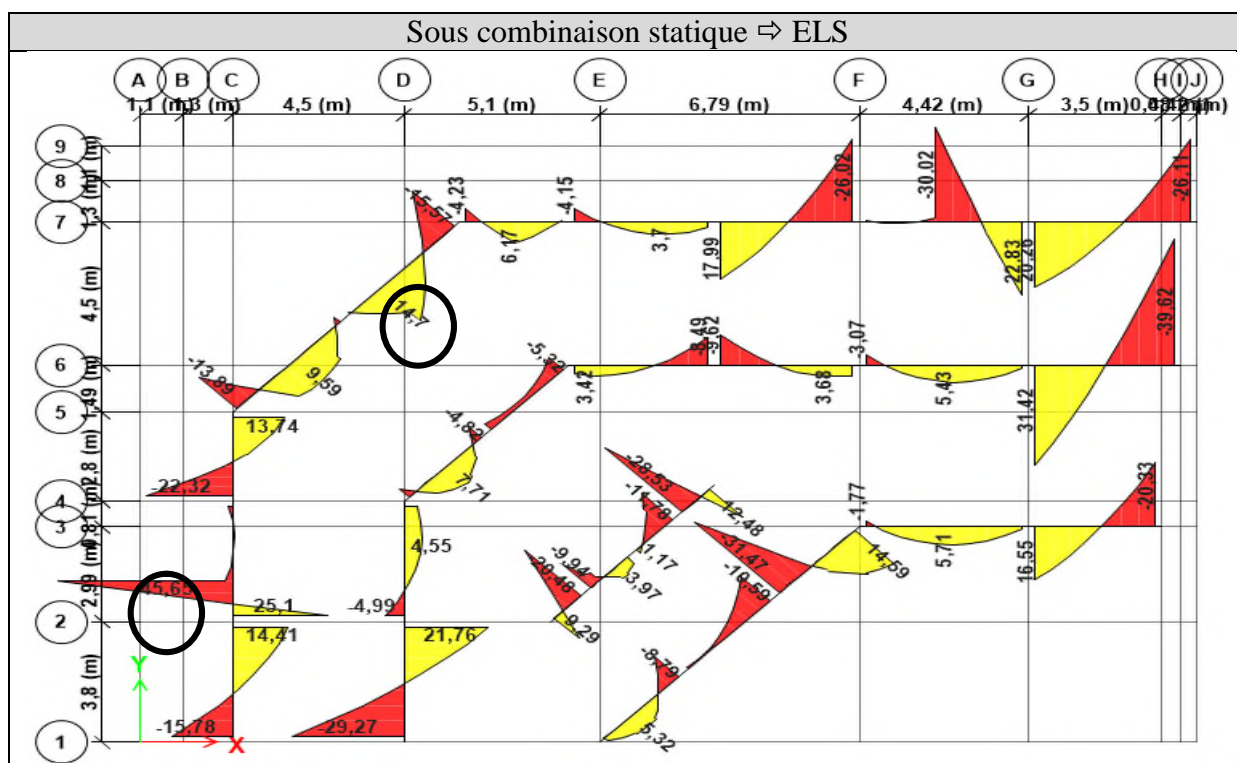
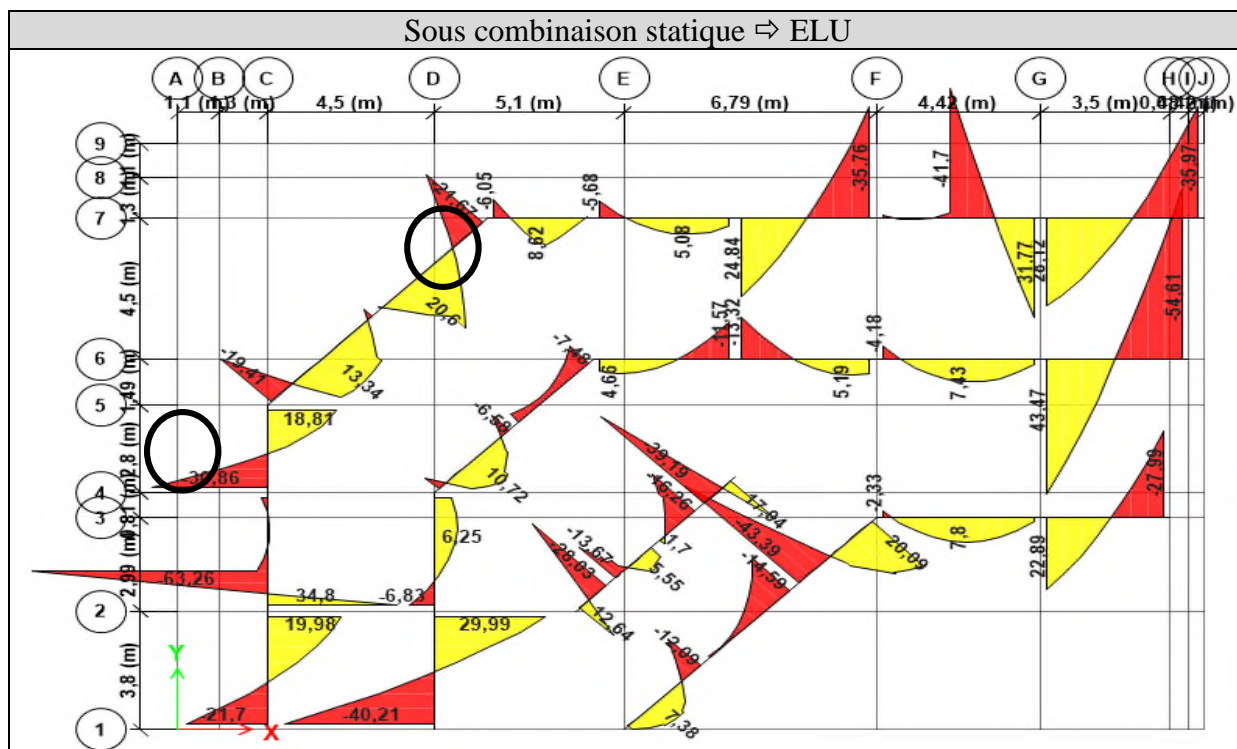


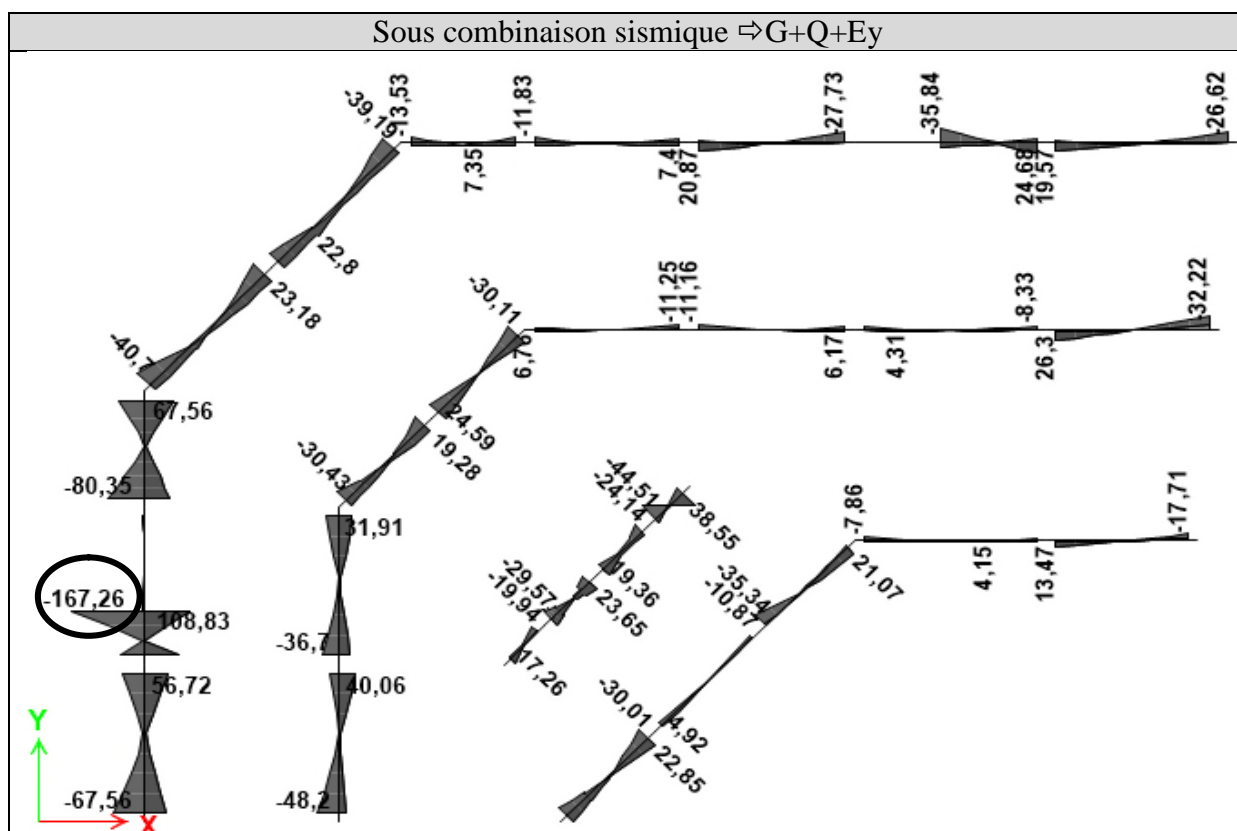
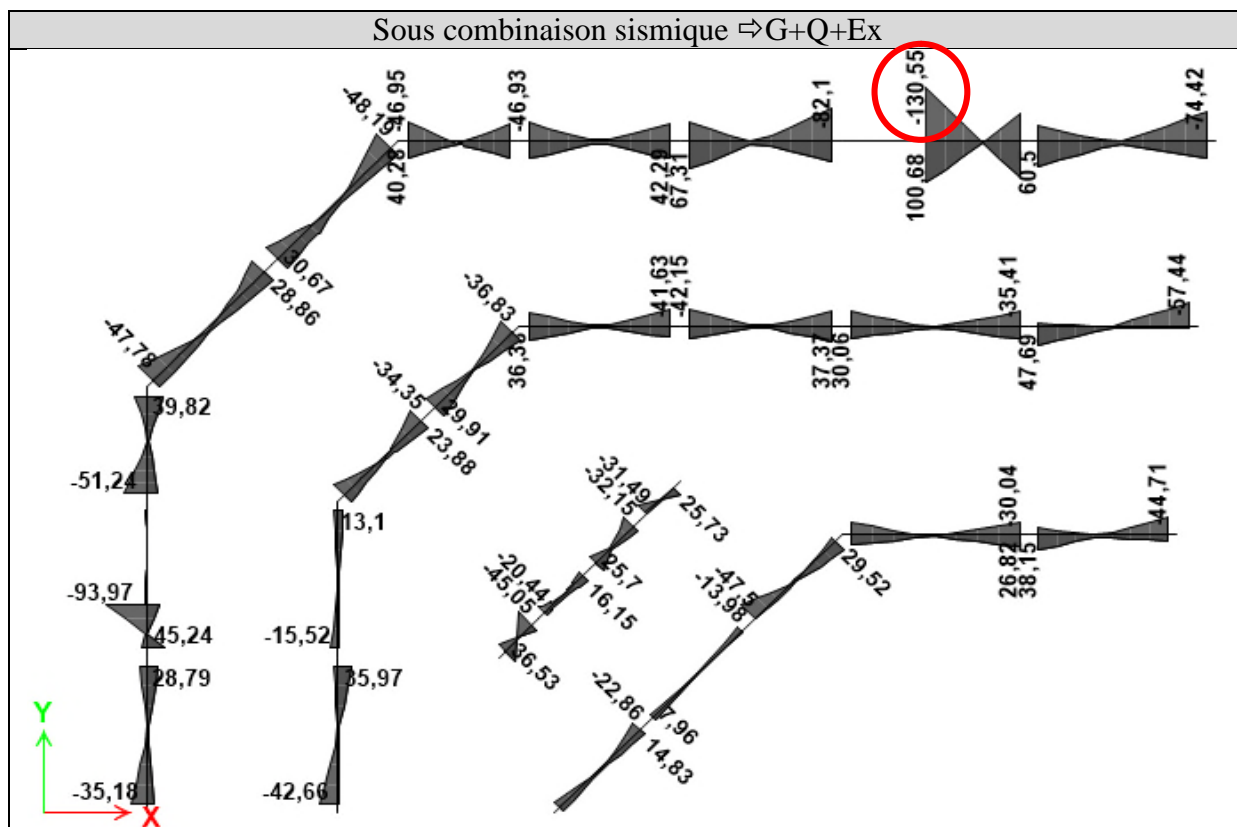
Schéma de ferrailage du panneau D4



Coupe A-A du panneau D4

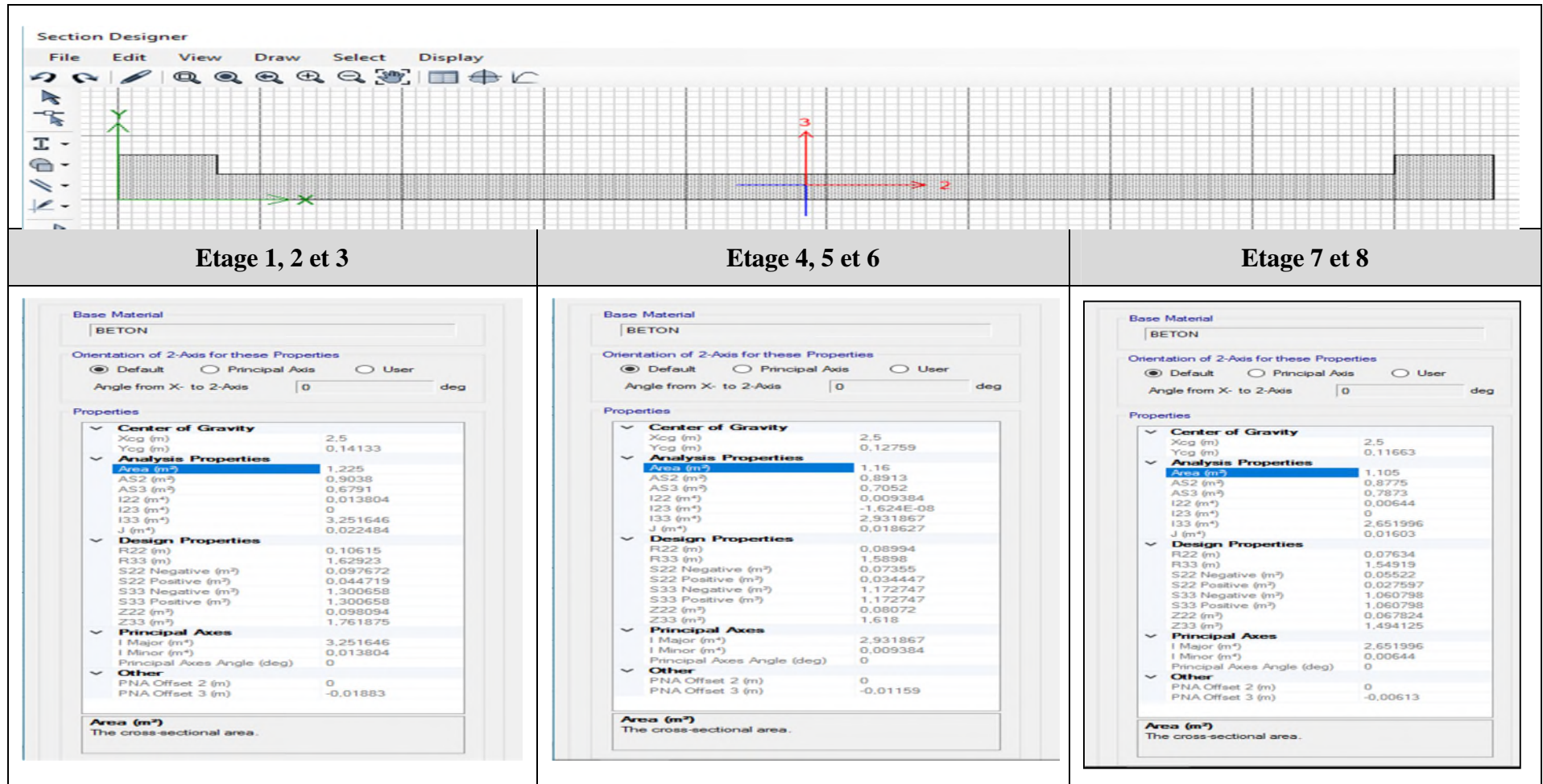
Annexe n°02 : Diagrammes des moments fléchissant et sollicitations statiques et sismiques dans les poutres secondaires.





Annexes n° 03 : caractéristiques et schémas de ferrailage des voiles

❖ Caractéristiques géométriques des voiles V1 et V2



Section Designer

File

Edit

View

Draw

Select

Display

Etage 1, 2 et 3

Base Material

BETON

Orientation of 2-Axis for these Properties

☒ Default
☐ Principal Axis
☐ User

Angle from X- to 2-Axis

0

deg

Properties

Center of Gravity

Xcg (m)

1.17972

Ycg (m)

0.13821

Analysis Properties

Area (m²)

0.6625

AS2 (m²)

0.4861

AS3 (m²)

0.3557

I22 (m⁴)

0.007147

I23 (m⁴)

-0.024166

I33 (m⁴)

0.47203

J (m⁴)

0.011386

Design Properties

R22 (m)

0.10387

R33 (m)

0.8441

S22 Negative (m²)

0.051715

S22 Positive (m²)

0.022924

S33 Negative (m²)

0.400121

S33 Positive (m²)

0.300602

Z22 (m²)

0.051662

Z33 (m²)

0.49168

Principal Axes

I Major (m⁴)

0.473282

I Minor (m⁴)

0.005895

Principal Axes Angle (deg)

2.968

Other

PNA Offset 2 (m)

-0.08597

PNA Offset 3 (m)

-0.01775

Area (m²)

The cross-sectional area.

Etage 4, 5 et 6

Base Material

BETON

Orientation of 2-Axis for these Properties

☒ Default
☐ Principal Axis
☐ User

Angle from X- to 2-Axis

0

deg

Properties

Center of Gravity

Xcg (m)

1.22579

Ycg (m)

0.1254

Analysis Properties

Area (m²)

0.63

AS2 (m²)

0.4802

AS3 (m²)

0.3754

I22 (m⁴)

0.004894

I23 (m⁴)

-0.016413

I33 (m⁴)

0.444106

J (m⁴)

0.010236

Design Properties

R22 (m)

0.08813

R33 (m)

0.8396

S22 Negative (m²)

0.039025

S22 Positive (m²)

0.017821

S33 Negative (m²)

0.362301

S33 Positive (m²)

0.291369

Z22 (m²)

0.042918

Z33 (m²)

0.464125

Principal Axes

I Major (m⁴)

0.444718

I Minor (m⁴)

0.004281

Principal Axes Angle (deg)

2.137

Other

PNA Offset 2 (m)

-0.05079

PNA Offset 3 (m)

-0.01085

Area (m²)

The cross-sectional area.

Etage 7 et 8

Base Material

BETON

Orientation of 2-Axis for these Properties

☒ Default
☐ Principal Axis
☐ User

Angle from X- to 2-Axis

0

deg

Properties

Center of Gravity

Xcg (m)

1.27044

Ycg (m)

0.11525

Analysis Properties

Area (m²)

0.6025

AS2 (m²)

0.4749

AS3 (m²)

0.4263

I22 (m⁴)

0.003399

I23 (m⁴)

-0.010064

I33 (m⁴)

0.416163

J (m⁴)

0.008367

Design Properties

R22 (m)

0.07512

R33 (m)

0.8311

S22 Negative (m²)

0.029497

S22 Positive (m²)

0.014481

S33 Negative (m²)

0.327575

S33 Positive (m²)

0.281274

Z22 (m²)

0.036437

Z33 (m²)

0.43768

Principal Axes

I Major (m⁴)

0.416408

I Minor (m⁴)

0.003154

Principal Axes Angle (deg)

1.396

Other

PNA Offset 2 (m)

-0.02659

PNA Offset 3 (m)

-0.0057

Area (m²)

The cross-sectional area.

Calcul de ferrailage du voile V1 (Zone II : 1^{er}/2^{ème}/3^{ème} étage)

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V1/1-2-3

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	5	B (m ²) =	1,225
e (m) =	0,2	I (m ³) =	3,25
V' (m) =	2,5	h (m) =	3,06
V (m) =	2,5		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	-1238,516	2	σ _{max} (KN /m ²)	3709,505
M (KN.m)	6136,7		σ _{min} (KN /m ²)	-5731,572
V (KN)	9,12		Lc (m)	1,965
			Lt (m)	3,035

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 1,31

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,45	d2 (m)	1,2	d3 (m)	1
e1 (m)	0,45	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ1 (KN/m ²)	-4881,7508	σ2 (KN/m ²)	-2615,5609	σ3 (KN/m ²)	-727,0693
N1 (KN)	-1074,599	N2 (KN)	-899,678	N3 (KN)	-334,264
Av1 (cm ²)	26,865	Av2 (cm ²)	22,492	Av3 (cm ²)	8,3566

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) 0,2508

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	18,375
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	10
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	12,85

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

4T20+8T16 ≅28,64 cm ²	2*(9T14)/15cm ≅27,71 cm ²	2*(9T10)/15cm ≅14,14 cm ²
-------------------------------------	---	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	6,71625	AH2 (cm ²)	5,623	AH3 (cm ²)	2,08915
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	12,768	≤	τ _{adm} (MPA)	5
τ (MPA)	0,012768			

Calcul de ferrailage du voile V1 (Zone III : 4ème/5ème/6ème étage)

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V1/4-5-6

I.° / Caracteristiques géométriques

L (m) =	5	B (m ²) =	1,16
e (m) =	0,2	I (m ³) =	2,93
V' (m) =	2,5	h (m) =	3,06
V (m) =	2,5		

II.° / Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

2

N (KN)	-791,4277	σ _{max} (KN /m ²)	734,836
M (KN.m)	1660,8426	σ _{min} (KN /m ²)	-2099,367
V (KN)	43,49	L _c (m)	1,297
		L _t (m)	3,703

→ Section Partiellement comprimée

II.° / Ferrailage Vertical

1° Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPa)	5

d (m) ≤ 0,87

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,45	d ₂ (m)	0,87	d ₃ (m)	0,87
e ₁ (m)	0,45	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
σ ₁ (KN/m ²)	-1844,2455	σ ₂ (KN/m ²)	-1351,0105	σ ₃ (KN/m ²)	-857,7754
N ₁ (KN)	-399,291	N ₂ (KN)	-277,988	N ₃ (KN)	-192,165
A _{v1} (cm ²)	9,9823	A _{v2} (cm ²)	6,9497	A _{v3} (cm ²)	4,8042

2° Aramature de couture

A_{vj} (cm²) 1,195975

3° Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	17,4
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	10
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	11,01

4° Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5° Ferrailage choisie

12T14 ≅18,47 cm ²	2*(6T12)/15cm ≅13,57 cm ²	2*(6T12)/15cm ≅13,57 cm ²
---------------------------------	---	---

III.° / Ferrailage Horizontale

1° Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	2,495575	AH ₂ (cm ²)	1,737425	AH ₃ (cm ²)	1,20105
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

IV.° / Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	60,886	≤	τ _{adm} (MPa)	5
τ (MPa)	0,060886			

Calcul de ferrailage du voile V1 (Zone IV : 7ème/8ème étage)

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V1/7-8

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	5	B (m ²) =	1,105
e (m) =	0,2	I (m ³) =	2,65
V' (m) =	2,5	h (m) =	3,06
V (m) =	2,5		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

2

N (KN)	-433,699	σ_{\max} (KN /m ²)	310,418
M (KN.m)	745,08	σ_{\min} (KN /m ²)	-1095,394
V (KN)	56,06	L _c (m)	1,105
		L _t (m)	3,895

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 0,74

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,35	d2 (m)	0,74	d3 (m)	0,74
e1 (m)	0,35	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ_1 (KN/m ²)	-996,9633	σ_2 (KN/m ²)	-788,8525	σ_3 (KN/m ²)	-580,7417
N1 (KN)	-128,157	N2 (KN)	-132,151	N3 (KN)	-101,35
Av1 (cm ²)	3,204	Av2 (cm ²)	3,3038	Av3 (cm ²)	2,5338

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) 1,54165

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	16,575
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	10
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	8,37

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

8T14 ≡ 12,32 cm ²	2*(5T10)/15cm ≡ 7,85 cm ²	2*(5T10)/15cm ≡ 7,85 cm ²
---------------------------------	---	---

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	0,801	AH2 (cm ²)	0,82595	AH3 (cm ²)	0,63345
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	78,484		
τ (MPA)	0,078484	≤	τ_{adm} (MPA) 5

**Calcul de ferrailage du voile V2 (Zone II : 1^{er}/2^{ème}/3^{ème} étage) sous la combinaison
G+Q+Ex**

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V2/1-2-3

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	2,75	B (m ²) =	0,6625
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,47
V' (m) =	1,57	h (m) =	3,06
V (m) =	1,18		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	-663,62	2 σ _{max} (KN /m ²)	4828,829
M (KN.m)	1745,442	σ _{min} (KN /m ²)	-5383,865
V (KN)	14,74	L _c (m)	1,301
		L _t (m)	1,449

→ **Section Partiellement comprimée**

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 0,87

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,45	d ₂ (m)	0,87	d ₃ (m)	0,129
e ₁ (m)	0,45	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
σ ₁ (KN/m ²)	-3711,8573	σ ₂ (KN/m ²)	-479,3089	σ ₃ (KN/m ²)	0
N ₁ (KN)	-920,942	N ₂ (KN)	-364,632	N ₃ (KN)	-6,184
Av ₁ (cm ²)	23,0236	Av ₂ (cm ²)	9,1158	Av ₃ (cm ²)	0,1546

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) 0,40535

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	9,9375
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	5,5
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	8,046

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

4T20+8T16 ≅28,64 cm ²	2*(6T14)/15cm ≅18,47/ cm ²	2 nappes T14/15cm
-------------------------------------	--	----------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	5,7559	AH ₂ (cm ²)	2,27895	AH ₃ (cm ²)	0,03865
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	20,636	≤	τ _{adm} (MPA)	5
τ (MPA)	0,03752			

**Calcul de ferrailage du voile V2 (Zone III : 4/5/6 étage) sous la combinaison
G+Q+Ex**

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V2/4-5-6

I.° / Caracteristiques géométriques

L (m) =	2,75	B (m ²) =	0,63
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,44
V' (m) =	1,22	h (m) =	3,06
V (m) =	1,53		

II.° / Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	-601,46	2	σ _{max} (KN / m ²)	564,62
M (KN.m)	547,9509		σ _{min} (KN / m ²)	-2860,074
V (KN)	13,95		L _c (m)	0,454
			L _t (m)	2,296

→ Section Partiellement comprimée

II.° / Ferrailage Vertical

1° Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPa)	5

$$d (m) \leq 0,31$$

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,45	d2 (m)	0,3	d3 (m)	0,3
e1 (m)	0,45	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ1 (KN/m ²)	-2299,5195	σ2 (KN/m ²)	-1925,8164	σ3 (KN/m ²)	-1552,1134
N1 (KN)	-522,409	N2 (KN)	-126,761	N3 (KN)	-104,338
Av1 (cm ²)	13,0603	Av2 (cm ²)	3,1691	Av3 (cm ²)	2,6085

2° / Aramature de couture

$$A_{vj} (cm^2) = 0,383625$$

3° Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	9,45
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	5,5
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	6,45

4° Espacement des barres

$$St (cm) \leq 30 \quad \text{On prend} \quad St (cm) = 10, 15, 20$$

5° Ferrailage choisie

12T14 ≅ 18,47 cm ²	2*(3T12)/15cm ≅ 6,79 cm ²	2 nappes T12/15cm
----------------------------------	---	----------------------

III.° / Ferrailage Horizontale

1° Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	3,265075	AH2 (cm ²)	0,792275	AH3 (cm ²)	0,652125
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		

IV.° / Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	19,53		
τ (MPa)	0,035509091	≤	τ _{adm} (MPa) = 5

**Calcul de ferrailage du voile V2 (Zone IV : 7ème/8ème étage) sous la combinaison
G+Q+Ex**

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V2/7-8

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	2,75	B (m ²) =	0,6025
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,42
V' (m) =	1,27	h (m) =	3,06
V (m) =	1,48		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	-262,7058	σ _{max} (KN /m ²)	263,533
M (KN.m)	231,35	σ _{min} (KN /m ²)	-1251,26
V (KN)	14,8	L _c (m)	0,479
		L _t (m)	2,271

→ **Section Partiellement comprimée**

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPa)	5

$d (m) \leq 0,32$

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,2	d ₂ (m)	0,3	d ₃ (m)	0,3
e ₁ (m)	0,2	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
σ ₁ (KN/m ²)	-1141,0654	σ ₂ (KN/m ²)	-975,7735	σ ₃ (KN/m ²)	-810,4815
N ₁ (KN)	-47,847	N ₂ (KN)	-63,506	N ₃ (KN)	-53,588
Av ₁ (cm ²)	1,1962	Av ₂ (cm ²)	1,5877	Av ₃ (cm ²)	1,3397

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) 0,407

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	9,0375
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	5,5
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	3,2

4°/ Espacement des barres

$St (cm) \leq 30$ On prend $St (cm) = 10, 15, 20$

5°/ Ferrailage choisie

2*2T12 ≅ 4,52 cm ²	2*(3T10)/15cm ≅ 4,71 cm ²	2 nappes T10/15cm
----------------------------------	---	----------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	0,29905	AH2 (cm ²)	0,396925	AH3 (cm ²)	0,334925
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	20,72		
τ (MPa)	0,037672727	≤	τ _{adm} (MPa) 5

**Calcul de ferrailage du voile V2 (Zone II : 1^{er}/2^{ème}/3^{ème} étage) sous la combinaison
G+Q-Ex**

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V2/1-2-3

I.° / Caracteristiques géométriques

L (m) =	2,75	B (m ²) =	0,6625
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,47
V' (m) =	1,57	h (m) =	3,06
V (m) =	1,18		

II.° / Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

2

N (KN)	-663,62	σ _{max} (KN /m ²)	4828,829
M (KN.m)	1745,442	σ _{min} (KN /m ²)	-5383,865
V (KN)	14,74	L _c (m)	1,301
		L _t (m)	1,449

→ Section Partiellement comprimée

II.° / Ferrailage Vertical

1° Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPa)	5

d (m) ≤ 0,87

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,2	d2 (m)	0,75	d3 (m)	0,499
e1 (m)	0,2	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ ₁ (KN/m ²)	-4640,7505	σ ₂ (KN/m ²)	-1854,0709	σ ₃ (KN/m ²)	0
N ₁ (KN)	-200,493	N ₂ (KN)	-487,112	N ₃ (KN)	-92,519
Av ₁ (cm ²)	5,0124	Av ₂ (cm ²)	12,1778	Av ₃ (cm ²)	2,313

2° / Aramature de couture

Av_j (cm²) 0,40535

3° / Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	9,9375
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	5,5
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	5,796

4° / Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5° / Ferrailage choisie

2*2T14 ≅ 6,16 cm ²	2*(6T14)/15cm ≅ 18,47/ cm ²	2 nappes T14/15cm
----------------------------------	---	----------------------

III.° / Ferrailage Horizontale

1° / Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	1,2531	AH ₂ (cm ²)	3,04445	AH ₃ (cm ²)	0,57825
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

IV.° / Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	20,636		
τ (MPa)	0,03752	≤	τ _{adm} (MPa) 5

**Calcul de ferrailage du voile V2 (III : 4/5/6 étage) sous la combinaison
G+Q-Ex**

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V2/4-5-6

I.° / Caracteristiques géométriques

L (m) =	2,75	B (m ²) =	0,63
e (m) =	0,2	l (m ³) =	0,44
V' (m) =	1,22	h (m) =	3,06
V (m) =	1,53		

II.° / Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	-601,46	2	σ _{max} (KN /m ²)	564,62
M (KN.m)	547,9509		σ _{min} (KN /m ²)	-2860,074
V (KN)	13,95		L _c (m)	0,454
			L _t (m)	2,296

→ Section Partiellement comprimée

II.° / Ferrailage Vertical

1° Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPa)	5

d (m) ≤ 0,31

Prendre 3 Tronçons

<u>Tronçon 1</u>		<u>Tronçon 2</u>		<u>Tronçon 3</u>	
d1 (m)	0,2	d2 (m)	0,3	d3 (m)	0,3
e1 (m)	0,2	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ ₁ (KN/m ²)	-2610,9387	σ ₂ (KN/m ²)	-2237,2356	σ ₃ (KN/m ²)	-1863,5326
N1 (KN)	-109,421	N2 (KN)	-145,446	N3 (KN)	-123,024
Av1 (cm ²)	2,7356	Av2 (cm ²)	3,6362	Av3 (cm ²)	3,0756

2° / Aramature de couture

Avj (cm²) 0,383625

3° Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	9,45
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	5,5
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	3,2

4° Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5° Ferrailage choisie

2*2T12 ≅ 4,52 cm ²	2*(3T12)/15cm ≅ 6,79 cm ²	2 nappes T12/15cm
----------------------------------	---	----------------------

III.° / Ferrailage Horizontale

1° Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm²)	0,6839	AH2 (cm²)	0,90905	AH3 (cm²)	0,7689
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm²		

IV.° / Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	19,53		
τ (MPa)	0,035509091	≤	τ _{adm} (MPa) 5

**Calcul de ferrailage du voile V2 (Zone IV : 7ème/8ème étage) sous la combinaison
G+Q-Ex**

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V2/7-8

I.° / Caracteristiques géométriques

L (m) =	2,75	B (m ²) =	0,6025
e (m) =	0,2	I (m ³) =	0,42
V' (m) =	1,27	h (m) =	3,06
V (m) =	1,48		

II.° / Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	-262,7058	2	σ _{max} (KN /m ²)	263,533
M (KN.m)	231,35		σ _{min} (KN /m ²)	-1251,26
V (KN)	14,8		L _c (m)	0,479
			L _t (m)	2,271

→ Section Partiellement comprimée

II.° / Ferrailage Vertical

1° Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18,48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2,1	τ _{adm} (MPa)	5

d (m) ≤ 0,32

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,2	d ₂ (m)	0,3	d ₃ (m)	0,3
e ₁ (m)	0,2	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
σ ₁ (KN/m ²)	-1141,0654	σ ₂ (KN/m ²)	-975,7735	σ ₃ (KN/m ²)	-810,4815
N ₁ (KN)	-47,847	N ₂ (KN)	-63,506	N ₃ (KN)	-53,588
Av ₁ (cm ²)	1,1962	Av ₂ (cm ²)	1,5877	Av ₃ (cm ²)	1,3397

2° / Aramature de couture

Av_j (cm²) 0,407

3° Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	9,0375
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	5,5
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	3,2

4° Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5° Ferrailage choisie

2*2T12 ≅ 4,52 cm ²	2*(3T10)/15cm ≅ 4,71 cm ²	2 nappes T10/15cm
----------------------------------	---	----------------------

III.° / Ferrailage Horizontale

1° Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	0,29905	AH ₂ (cm ²)	0,396925	AH ₃ (cm ²)	0,334925
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

IV.° / Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	20,72		
τ (MPa)	0,037672727	≤	τ _{adm} (MPa) 5

V1 ⇒ Etage 1, 2 et 3

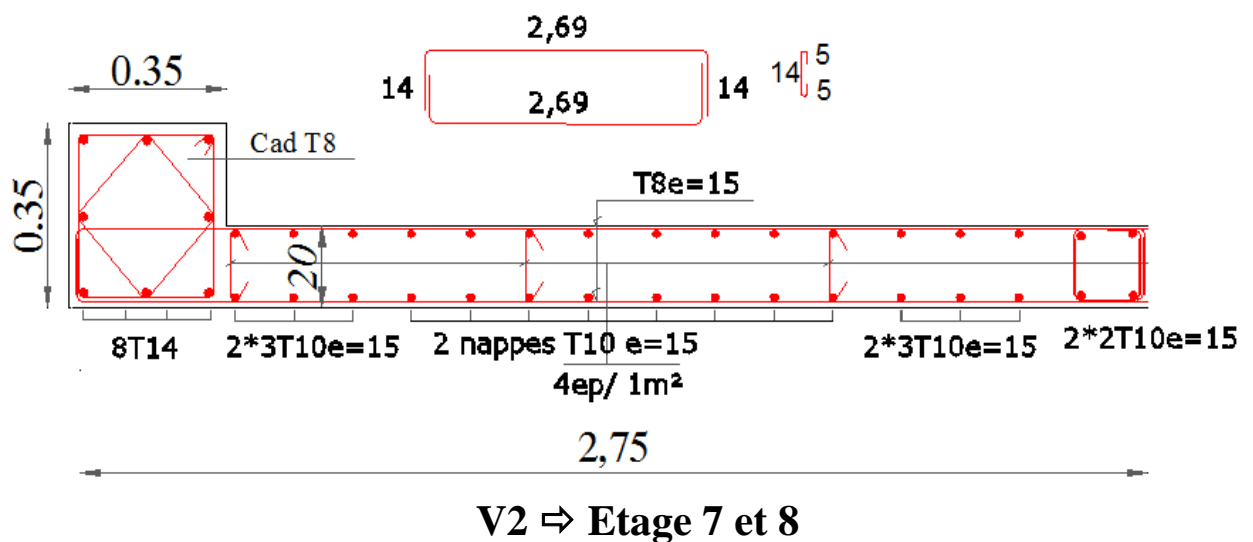
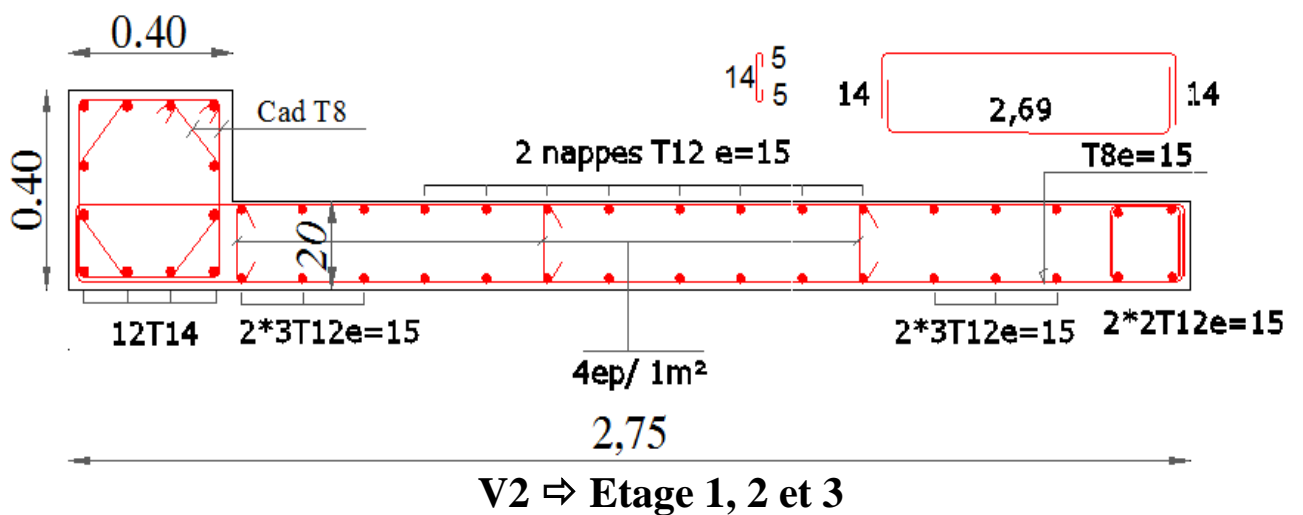
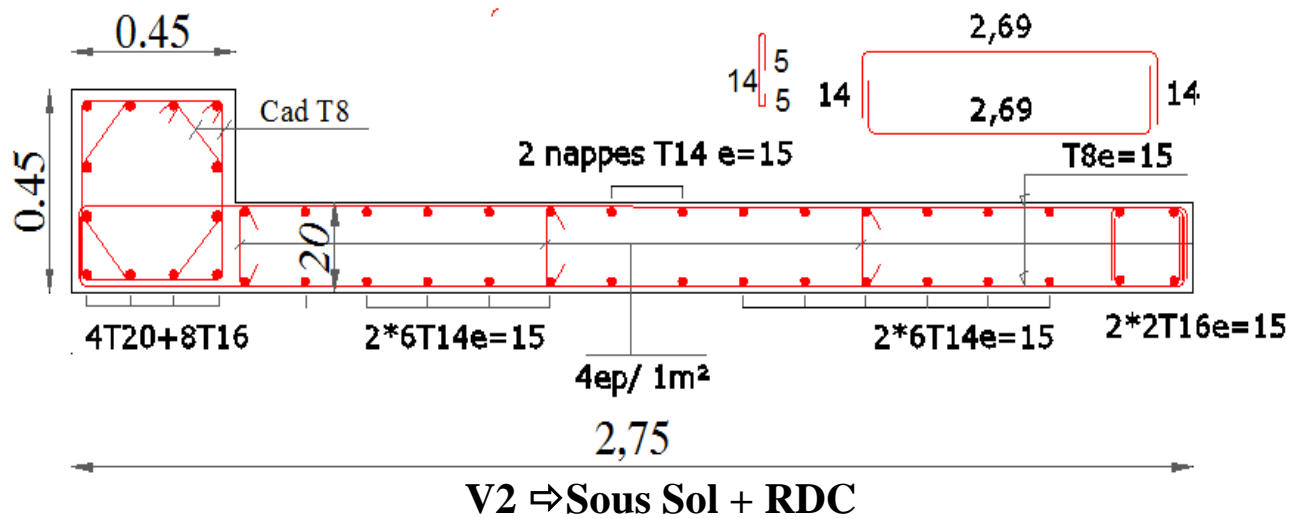
Diagram 1 shows the reinforcement layout for the beam on floors 1, 2, and 3. The beam has a total width of 5.00m and a height of 0.45m. The reinforcement consists of 4T20+8T16 at the ends and 2*9T14e=15 in the middle. The top reinforcement is 4.94m long, and the bottom reinforcement is 4.94m long. The beam is supported by 4ep/1m².

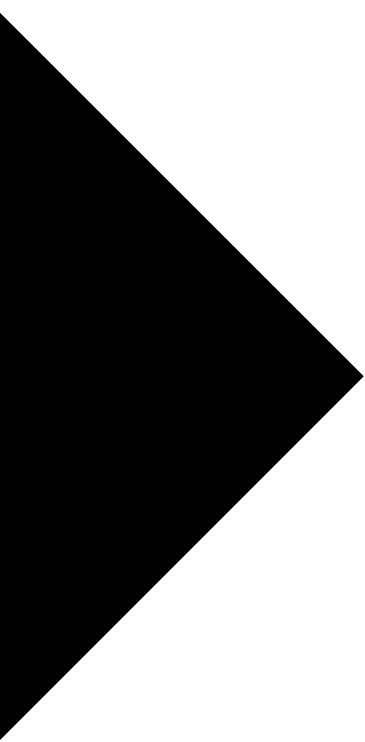
V1 ⇒ Etage 4, 5 et 6

Diagram 2 shows the reinforcement layout for the beam on floors 4, 5, and 6. The beam has a total width of 5.00m and a height of 0.40m. The reinforcement consists of 12T14 at the ends and 2*6T12e=15 in the middle. The top reinforcement is 4.94m long, and the bottom reinforcement is 4.94m long. The beam is supported by 4ep/1m².

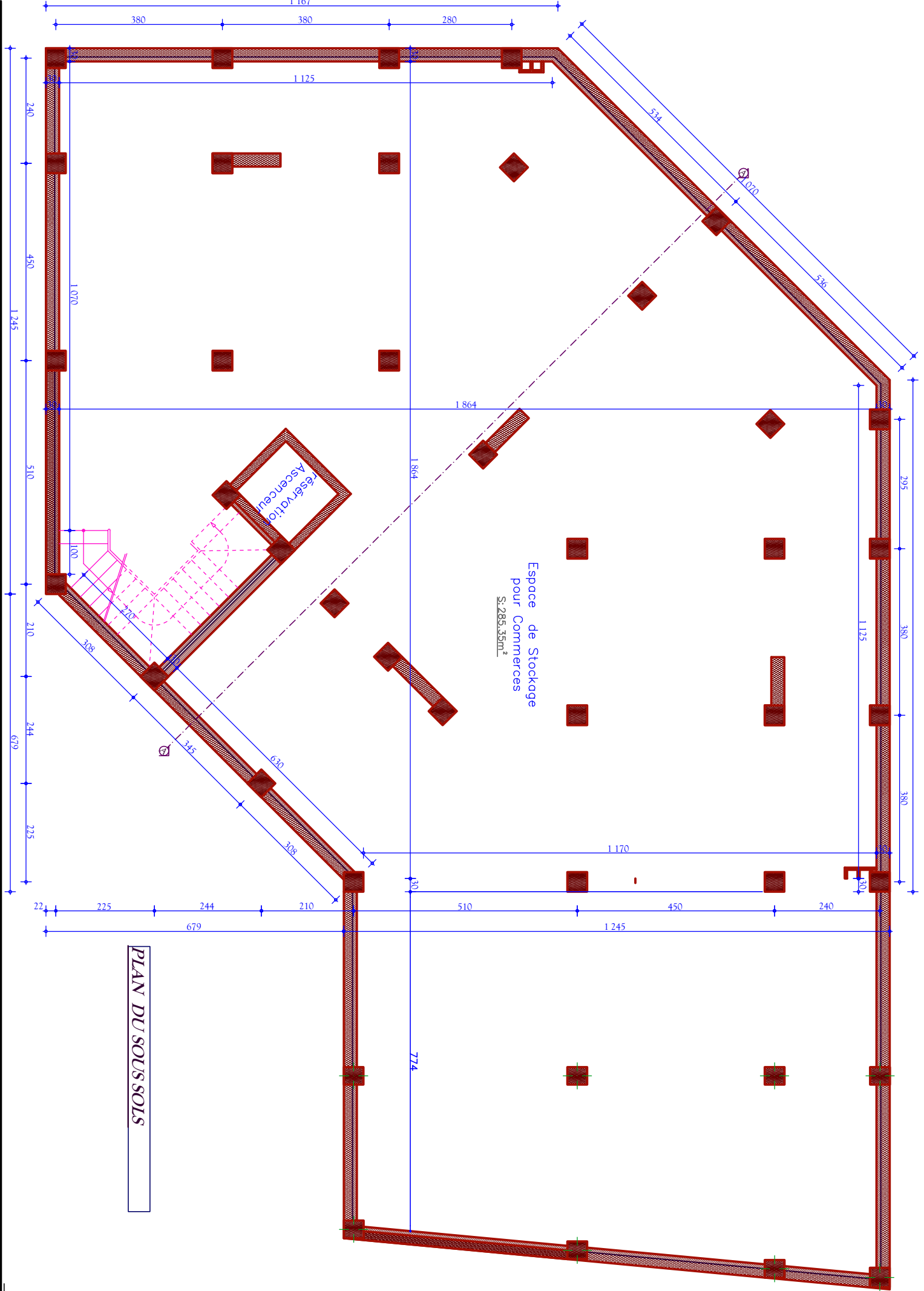
V1 ⇒ Etage 7 et 8

Diagram 3 shows the reinforcement layout for the beam on floors 7 and 8. The beam has a total width of 5.00m and a height of 0.35m. The reinforcement consists of 8T14 at the ends and 2*5T10e=15 in the middle. The top reinforcement is 4.94m long, and the bottom reinforcement is 4.94m long. The beam is supported by 4ep/1m².

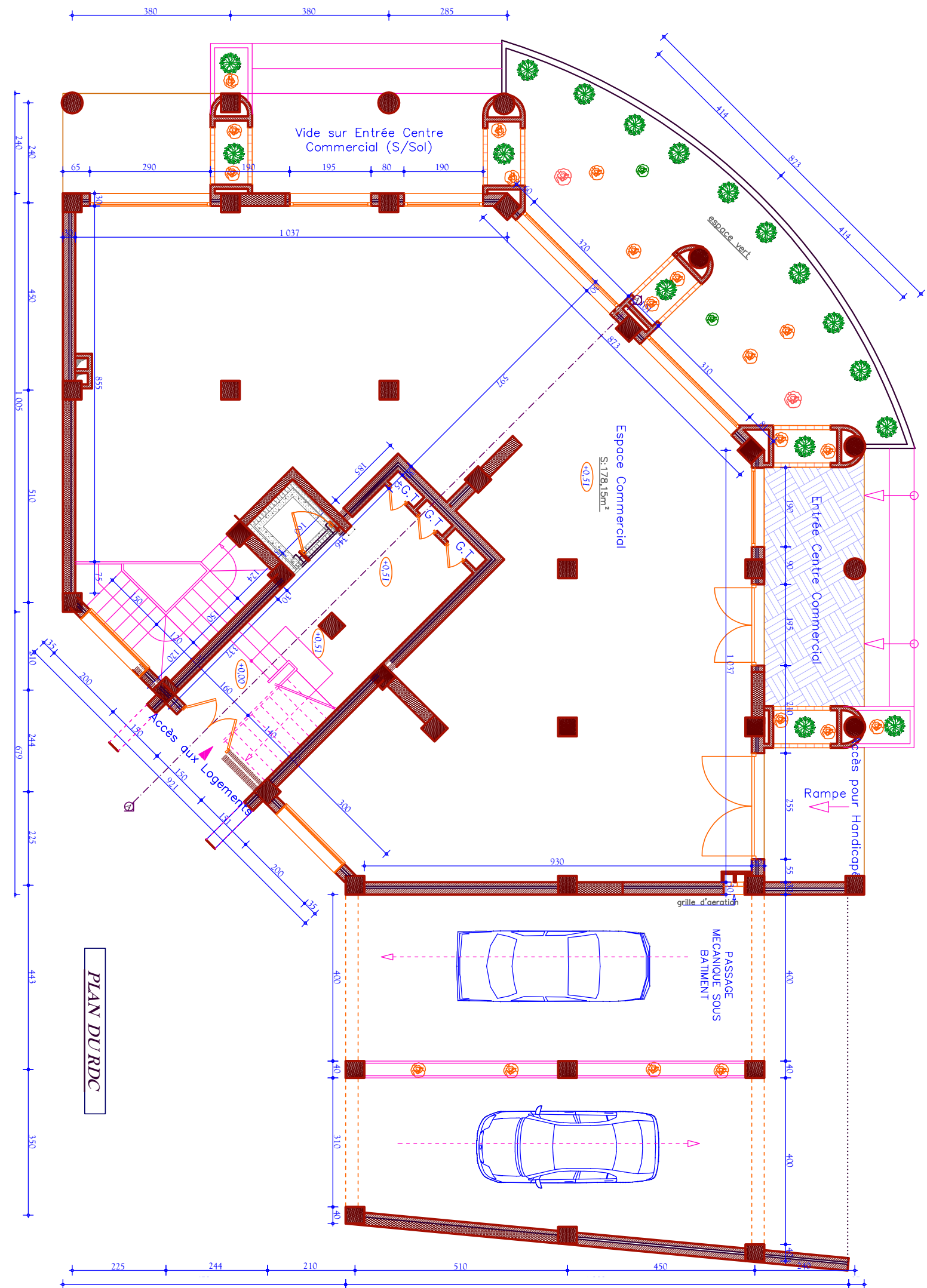


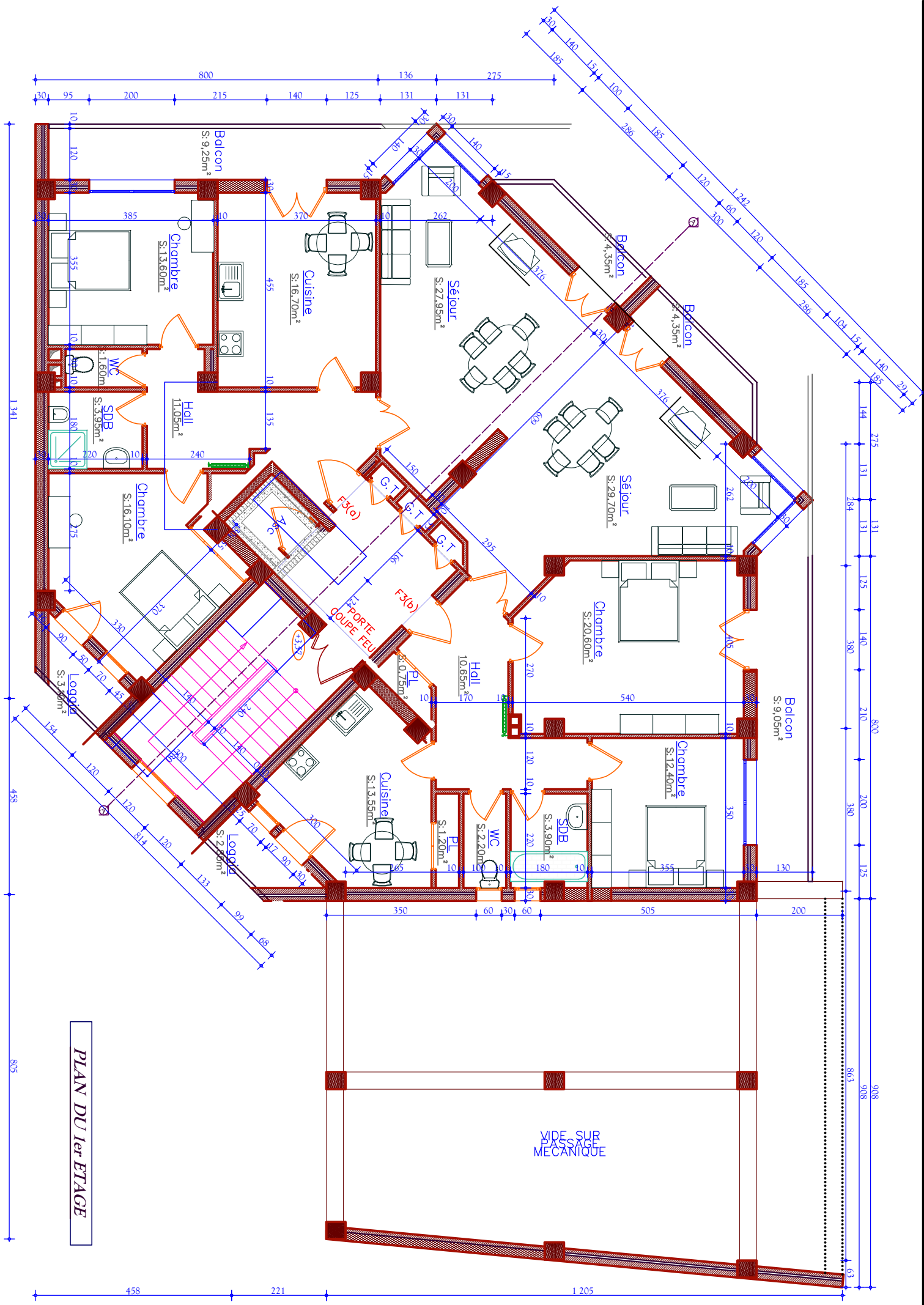


PLANS DE LA STRUCTURE

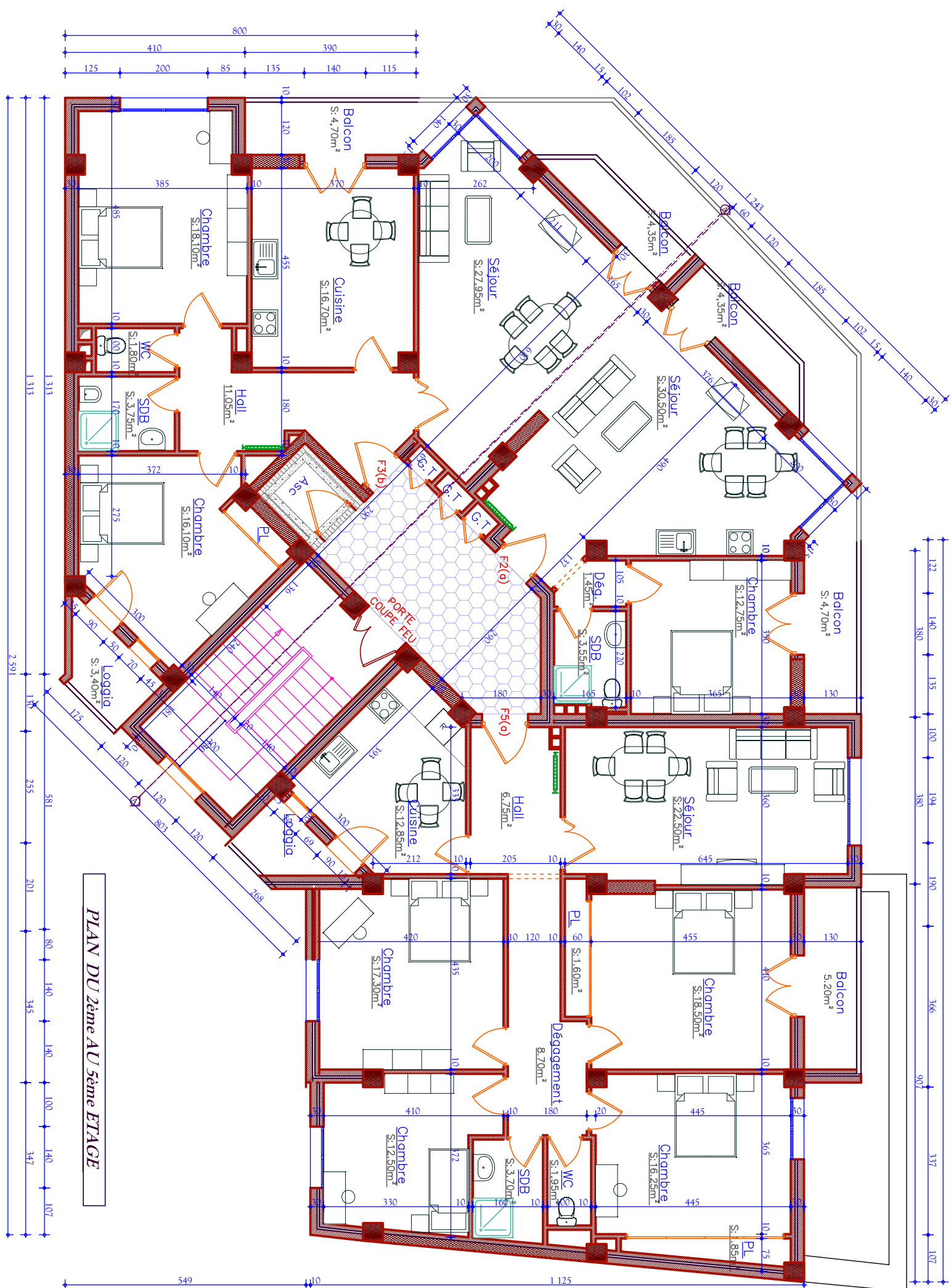


PLAN DU SOUS SOLS



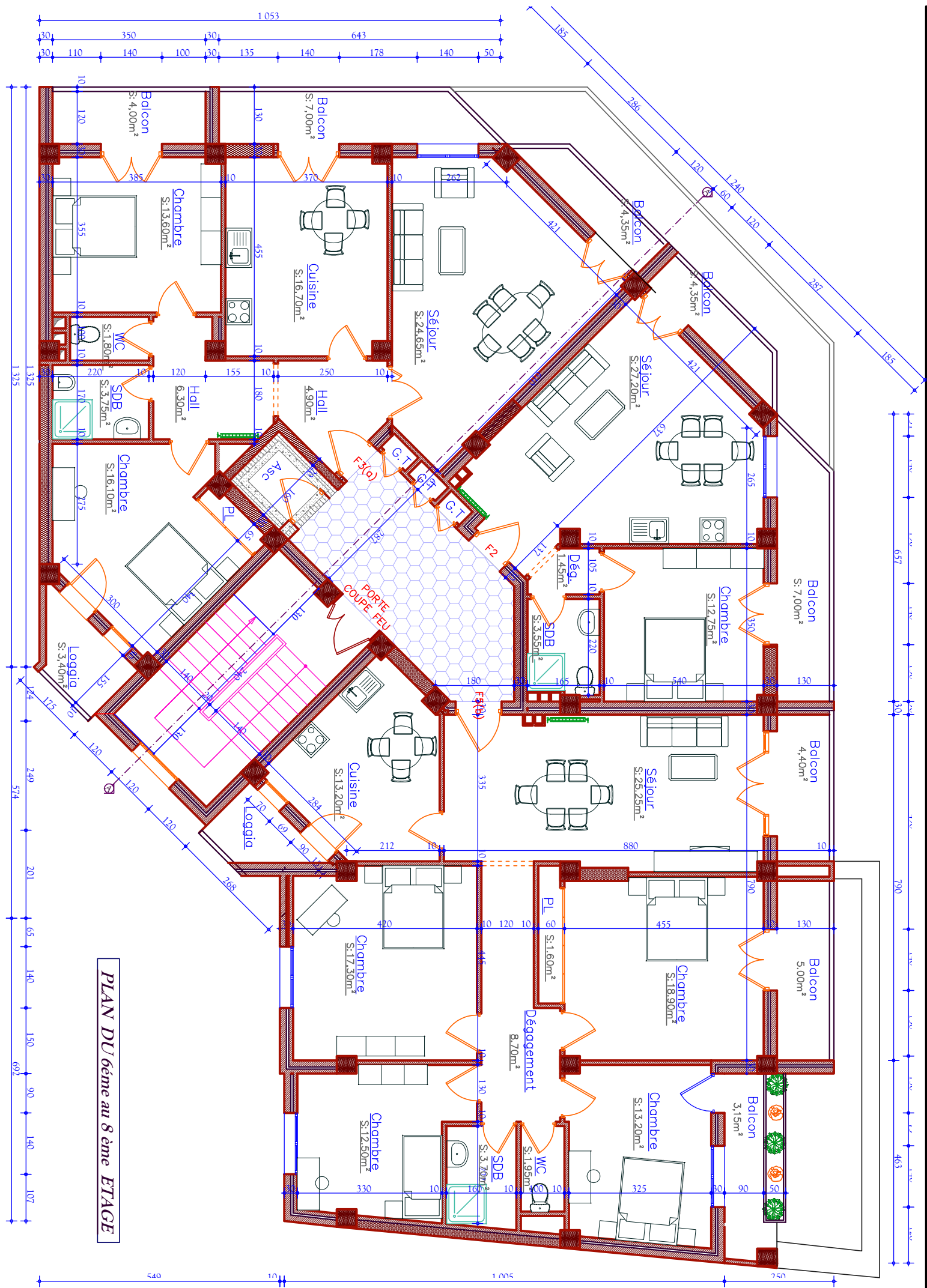


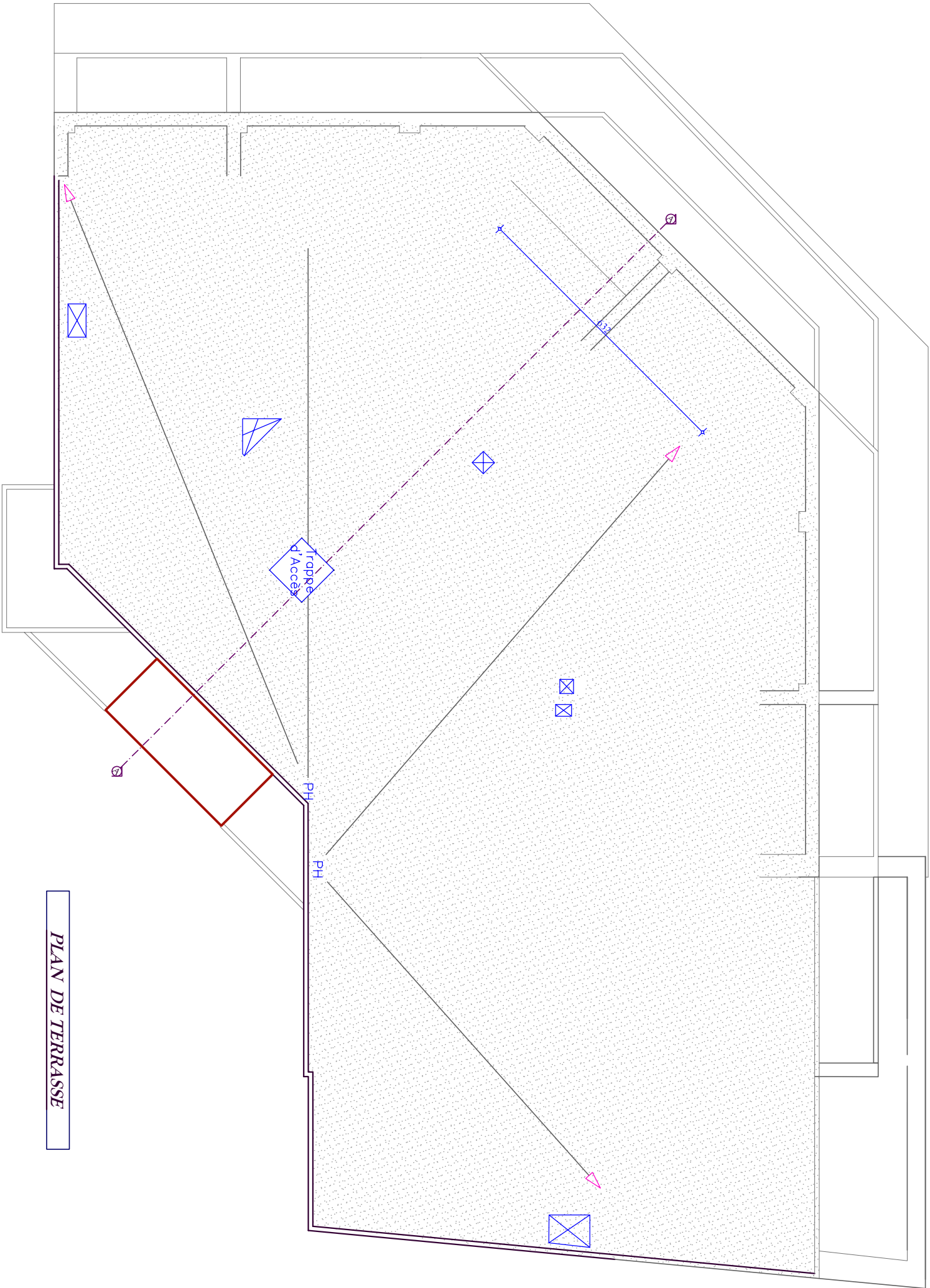
PLAN DU 1er ETAGE



PLAN DU 2ème AU 5ème ETAGE

PLAN DU 6ème au 8ème ETAGE





PLAN DE TERRASSE

Coupe-AA-

