

N ° Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2023

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des sciences et des sciences appliquées

Département génie civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

MAHFOUF Abdelkader

MEGHERBI Abderrahim

En vue de l'obtention du diplôme de Master Académique en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structures**

Thème :

**Etude d'une clinique (R+5 + 2 Sous-sols + 2 piscines et
une bache à eau) contreventée par des voiles porteurs**

Devant le jury composé de :

M ^{me} MOHAMADI Sadika	MAA	UAMOB	Président
M ^f AOUADI Abdelhak	MCB	UAMOB	Examinateur
M ^{me} AIT AHMED Fatiha	MAA	UAMOB	Promotrice

Année Universitaire 2022/2023

Remerciements

Nous exprimons notre gratitude envers la puissance divine qui nous a accordé une bonne santé ainsi que la détermination nécessaire pour entreprendre et achever ce travail.

Nous vifs remerciements vont à notre promotrice Madame AIT AHMED Fatiha professeur à l'université AKLI MOHAND OULHADJ - BOUIRA qui nous a aidée à réaliser ce travail

Nous exprimons également notre gratitude envers les membres du comité d'évaluation, M^{me} MOHAMADI Sadika et M^r AOUADI Abdelhak, pour leur intérêt manifeste envers notre projet en acceptant de l'examiner attentivement et de le compléter grâce à leurs précieuses observations.

Nous exprimons notre gratitude envers tous les enseignants de département, en particulier notre chef de département M^{me} MOHAMADI Sadika, M^r AOUADI Abdelhak, M^r MOUSSAOUI Fahem et M^r AOUARI Issam qui nous a apportés leur précieuse aide, ainsi qu'envers l'équipe du bureau d'étude et en particulier aussi M^r HASSAM Nassim pour leur accueil chaleureux, leur aide et leur assistance.

Finalement, nous souhaitons exprimer notre gratitude envers tous nos proches, notre famille, nos parents, nos amis et tous ceux qui ont apporté leur contribution, qu'elle soit directe ou indirecte, à la réalisation de ce projet.

Dédicace

Nous souhaitons dédiés ce modeste travail et aussi exprimer notre profonde gratitude envers nos précieux parents, ainsi que nos chers frères et sœurs, pour leur présence inestimable et leur soutien indéfectible tout au long de nos années d'étude. Leur engagement total à notre égard a été essentiel pour façonner la personne que nous sommes aujourd'hui. En leur dédiant ce travail, nous souhaitons humblement témoigner de notre reconnaissance sincère envers eux.

Nous exprimons notre sincère gratitude envers les familles Mahfouf et Megherbi, ainsi qu'envers toutes les personnes qui nous ont apporté leur soutien tout au long de notre parcours de formation.

Table des matières

Page de garde	
Remerciments	i
Dedicace	ii
Table des matières	iii
Liste des figures	ix
Liste des tableaux	xi
Simboles et notations	xiv
Résumé	xvi
Introduction générale	1
I. Chapitre : Présentation de la structure	2
I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de la structure	2
I.3. Propriétés géométriques de la structure	2
I.3.1. Les dimensions de l'ouvrage sont	2
I.3.2. Informations sismiques relatives à la structure	2
I.4. Les composantes de la structure	3
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I.5.1. Le béton	3
I.5.2. Acier	5
I.6. Combinaisons de calcul	6
I.7. La réglementation utilisée	7
II. Chapitre : Pré dimensionnement des éléments	8
II.1. Introduction	8
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires	8
II.2.1. Les Planchers	8
II.2.1.1. Plancher à corps creux	8
II.2.1.2. Plancher en dalle pleine	9
II.2.2. Balcon	10
II.2.3. L'acrotère	10
II.2.4. Les escaliers	10
II.2.4.1. Caractéristiques techniques	11
II.3. Pré dimensionnement des éléments porteurs	12
II.3.1. Les poutres	12
II.3.2. Les voiles	13
II.3.3. Les poteaux	14
II.4. Evaluation des charges et surcharges	14

II.4.1. Les charges permanentes G	15
II.4.2. Les charges d'exploitations Q.....	18
II.5. Pré dimensionnement du poteau le plus sollicité.....	19
II.5.1. Calcul de la surface d'influence (S).....	19
II.5.2. La détermination de l'effort ultime N_u appliqué au poteau le plus critique	19
II.5.3. Vérification du poteau vis-à-vis à la stabilité de forme	22
II.5.4. Vérification vis à vis du RPA 99/V 2003	23
III. Chapitre : Calcul des éléments secondaires	24
III.1. Introduction	24
III.2. Etude de l'acrotère.....	24
III.2.1. Vérification au séisme	24
III.2.2. Evaluation des charges et des surcharges	25
III.2.3. Calcul du ferrailage de l'acrotère (ELU).....	25
III.2.4. Vérification à l'ELU	26
III.2.5. Vérification à l'ELS	26
III.2.6. Schémas de ferrailage.....	28
III.3. Etude de balcon	28
III.3.1. Evaluation des charges et des surcharges	28
III.3.2. Combinaisons fondamentales.....	28
III.3.3. Calcul des sollicitations (M, V).....	29
III.3.4. Calcul de ferrailage longitudinal à l'ELU	29
III.3.5. Vérifications à ELS	30
III.3.6. Vérification de la flèche	30
III.3.7. Schéma de ferrailage	31
III.4. Etude de l'escalier	31
III.4.1. Schéma statique.....	32
III.4.2. Calcul des sollicitations.....	32
III.4.3. Calcul du ferrailage à l'ELU	33
III.4.3.1. Ferrailage en travée pour volée 1 et 3	33
III.4.3.2. Vérifications à ELS pour volée 1 et 3	34
III.4.3.3. Vérification de la flèche	34
III.4.4. Ferrailage en appui pour volée 1 et 3	34
III.4.4.1. Vérification de l'adhérence d'appui	35
III.4.4.2. Vérifications à ELS pour volée 1 et 3	35
III.4.5. Coupe de ferrailage	36
III.4.6. Ferrailage à l'encastrement de la volée 2	36
III.4.6.1. Vérification de l'adhérence d'appui	37
III.4.6.2. Vérifications à ELS pour volée 2	37
III.4.7. Etude de la poutre palière.....	37

III.4.7.1. Pré-dimensionnement de la poutre palière	37
III.4.7.2. Schéma statique de la poutre palière	38
III.4.7.3. Calcul des sollicitations.....	38
III.4.7.4. Ferrailage de la poutre palière	39
III.4.7.5. Vérification au cisaillement.....	40
III.4.7.6. Vérification des contraintes à l'ELS.....	40
III.4.7.7. Vérification de la flèche	41
III.4.7.8. Schémas de ferrailage de la poutre palière	41
III.5. Etude des planchers	41
III.5.1. Planchers à corps creux	41
III.5.1.1. Dimensionnement des poutrelles.....	42
III.5.1.2. Calcul des poutrelles	42
III.5.1.2.1. Calcul des efforts (M, T) agissants sur la poutrelle	43
III.5.1.2.2. Ferrailage des poutrelles.....	45
III.5.1.2.3. Vérification des contraintes normales a l'ELS	47
III.5.1.2.4. Vérification de la flèche	48
III.5.1.3. Ferrailage de la table de compression	48
III.5.2. Plancher en dalle pleine.....	49
III.5.2.1. Etude du parking	49
III.5.2.2. Calcul des armatures à l'ELU.....	50
III.5.2.2.1. Vérifications à l'ELU	52
III.5.2.2.2. Vérifications des contraintes à l'ELS	53
III.5.2.2.3. Schéma de ferrailage	55
III.5.2.3. Etude de la dalle pente (rampe)	55
III.5.2.3.1. Calcul des armatures à l'ELU en flexion simple.....	56
III.5.2.3.2. Vérifications à l'ELU	58
III.5.2.3.3. Vérifications des contraintes à l'ELS	59
III.5.2.3.4. Schéma de ferrailage	61
III.6. Etude de la salle de machine	61
III.6.1. Définition.....	61
III.6.2. Dimensionnement.....	62
III.6.3. Calcul des sollicitations à L'ELU.....	62
III.6.4. Calcul des sollicitations à L'ELS	62
III.6.5. Evaluation des moments a l'ELU.....	62
III.6.6. Evaluation des moments a l'ELS	63
III.6.7. Calcul des armatures à l'ELU.....	64
III.6.8. Vérifications à ELS	67
III.6.9. Schéma de ferrailage	68
IV. Chapitre : Etude dynamique	70

IV.1. Introduction	70
IV.2. Modélisation de la structure	70
IV.2.1. Description du logiciel ETABS.....	70
IV.2.2. Etapes de modélisation.....	70
IV.2.3. Présentation de la vue en 3D	70
IV.3. Etude sismique de bâtiment	70
IV.3.1. Introduction	70
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale.....	70
IV.3.3. Méthode statique équivalente RPA99/V2003	71
IV.3.4. Choix de la disposition des voiles	73
IV.3.5. Caractéristiques géométriques et massique de la structure	75
IV.3.6. Modes de vibrations obtenus.....	77
IV.3.7. Commentaire	78
IV.3.8. Calcul de l'effort tranchant modal à la base.....	78
IV.3.9. Vérification des exigences de RPA99/V2003	80
IV.3.10. Justification du système de contreventement	80
IV.3.11. Conclusion.....	81
IV.3.12. Spectre de réponse.....	81
IV.3.13. Distribution des forces sismique selon la hauteur	81
IV.3.14. Vérification des déplacements latéraux inter-étage.....	82
IV.3.15. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	83
IV.3.16. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble	83
IV.3.17. Vérification de l'effort normal réduit.....	85
V. Chapitre : Calcul des éléments principaux	87
V.1. Introduction	87
V.2. Les poteaux.....	87
V.2.1. Ferrailage des poteaux	87
V.2.1.1. Ferrailage longitudinal.....	88
V.2.1.1.1. Vérification au flambement	88
V.2.1.2. Ferrailage transversal.....	91
V.2.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS.....	92
V.2.1.4. Sollicitations tangentielles.....	92
V.2.1.5. Vérification au flambement	93
V.3. Les poutres	95
V.3.1. Calcul des armatures longitudinales	96
V.3.2. Ferrailage des poutres les plus sollicitées.....	97
V.3.2.1. Armatures longitudinales.....	97
V.3.2.1.1. Poutres principales.....	97
V.3.2.1.2. Poutres secondaire	98

V.3.2.2. Vérifications	99
V.3.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS.....	101
V.4. Les voiles.....	106
V.4.1. Ferrailage des voiles	107
V.4.1.1. Exemple du calcul	107
V.4.1.2. Les vérifications	112
V.4.1.3. Schémas de ferrailage des voiles.....	113
VI. Chapitre : Calcul des réservoirs	114
VI.1. Introduction.....	114
VI.2. Descriptions techniques de construction.....	114
VI.3. Contraintes limites des aciers tendus	114
VI.4. Contraintes limites du béton.....	115
VI.5. Calcul de la piscine	116
VI.5.1. Calcul des parois verticales.....	116
VI.5.1.1. Etude hydrodynamique	116
VI.5.1.1.1. Modélisation selon HOUZNER	116
VI.5.1.1.2. Organigramme de calcul	117
VI.5.1.1.3. Principe de la méthode de Houzner.....	117
VI.5.1.1.4. Calcul des actions d'oscillation.....	118
VI.5.1.1.5. Calcul des moments de flexion	119
VI.5.1.1.6. Calcul des moments de renversement	120
VI.5.1.1.7. Vérification à faire	120
VI.5.1.1.8. Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal.....	121
VI.5.1.1.9. Vérification de la section d'encastrement	122
VI.5.1.2. Sollicitations pour le calcul du ferrailage horizontal (A_H).....	123
VI.5.1.3. Sollicitation pour le calcul du ferrailage vertical (A_V).....	124
VI.5.1.4. Calcul du ferrailage.....	125
VI.5.1.4.1. Ferrailage horizontal (A_H).....	125
VI.5.1.4.2. Ferrailage vertical (A_V).....	127
VI.5.2. Schémas de ferrailage	128
VI.6. Calcul de la dalle de la piscine.....	128
VI.6.1. Evaluation des moments.....	128
VI.6.2. Vérifications à l'ELU	129
VI.6.3. Vérification de l'effort tranchant.....	130
VI.6.4. Vérification de l'espacement.....	130
VI.6.5. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	130
VI.6.6. Schéma de ferrailage	130
VI.7. Calcul de la bache à eau	131
VI.7.1. Calcul du ferrailage.....	131

VI.7.2. Schémas de ferrailage	132
VI.7.3. Calcul de la dalle de la bache à eau.....	132
VI.7.3.1. Evaluation des moments.....	132
VI.7.3.2. Vérifications à l'ELU	133
VI.7.3.3. Vérification de l'effort tranchant.....	133
VI.7.3.4. Vérification de l'espacement.....	133
VI.7.3.5. Vérifications des contraintes à l'ELS	133
VI.7.3.6. Schéma de ferrailage	134
VII. Chapitre : Calcul de l'infrastructure	135
VII.1. Introduction.....	135
VII.2. Différents types de fondations	135
VII.3. Calculs des surfaces nécessaires pour les semelles.....	135
VII.4. Etude du radier général	136
VII.4.1. Pré dimensionnement du radier général.....	136
VII.4.2. Ferrailage des panneaux du radier	138
VII.4.3. Calcul des armatures à L'ELU.....	139
VII.4.4. Etude de débord du radier	139
VII.4.5. Vérification des contraintes à l'ELS	140
VII.4.6. Ferrailage des nervures	141
VII.4.6.1. Calcul de ferrailage des nervures.....	143
VII.4.6.2. Vérification à l'ELS	145
VII.5. Voile périphérique	146
VII.5.1. Pré-dimensionnement	146
VII.5.2. Calcul du ferrailage.....	147
VII.5.3. Calcul des moments	148
VII.5.4. Calcul des armatures à L'ELU.....	148
VII.5.5. Vérification à l'effort tranchant	148
VII.5.6. Calcul d'armatures transversales	149
VII.5.7. Vérification des contraintes à ELS	149
VII.5.8. Schémas de ferrailage	150
Conclusion générale.....	151
Références bibliographiques.....	152
Annexes	
Plans de la structure	

Liste des figures

Figure I.1: Diagramme contrainte – déformation à l’ELU en compression du béton.	5
Figure I.2: Diagramme contrainte – déformation à l’ELS en compression du béton.	5
Figure I.3: Diagramme "contrainte – déformation" expérimental de l’acier.	6
Figure I.4: Diagramme de calcul des aciers à l’ELU.	6
Figure II.1: Coupe d’un plancher.	9
Figure II.2: Dalles pleines.	9
Figure II.3: Acrotère.	10
Figure II.4: Dimensions d’un escalier.	11
Figure II.5: Coupe de voiles en plan.	13
Figure II.6: Surface d’influence.	19
Figure III.1: Schéma statique de l’acrotère.	24
Figure III.2: Coupe de ferrailage de l’acrotère.	28
Figure III.3: Schéma statique de calcul a l’ELU.	28
Figure III.4: Schéma statique de calcul a l’ELS.	29
Figure III.5: Ferrailage du balcon.	31
Figure III.6: Coupe de ferrailage des volées 1 et 3 de l’escalier.	36
Figure III.7: Schémas de ferrailage de la poutre palière.	41
Figure III.8: Coupe transversale d’un plancher.	42
Figure III.9: Schéma statique de la poutrelle.	43
Figure III.10: Schéma de ferrailage du plancher.	49
Figure III.11: Schéma de ferrailage de la dalle pleine parking.	55
Figure III.12: Schéma de ferrailage de la dalle pente.	61
Figure III.13: Répartition de la charge localisée sur la dalle.	61
Figure III.14: Diagrammes des moments L’ELU.	63
Figure III.15: Diagrammes des moments L’ELS.	64
Figure III.16: Schéma de ferrailage de la dalle de salle machine.	68
Figure IV.1: Disposition des voiles sous-sols 1 et 2.	73
Figure IV.2: Disposition des voiles RDC jusqu’au 4ème étage.	74
Figure IV.3: Disposition des voiles 5ème étage.	75
Figure IV.4: 1 ^{er} Mode de translation suivant le sens y-y de période $T = 0,545$ s.	77
Figure IV.5: 2 ^{ème} Mode de translation suivant le sens x- x de période $T = 0,45$ s.	77
Figure IV.6: 3 ^{ème} Mode de rotation autour de l’axe Z de période $T = 0,331$ s.	78

Figure IV.7: Spectre de réponse.....	81
Figure IV.8: Position des poteaux.....	86
Figure V.1: Schéma de ferrailage poteau 60×60.....	94
Figure V.2: Schéma de ferrailage poteau 50×50.....	94
Figure V.3: Disposition des U dans les zones nodales.....	95
Figure V.4: Schéma de ferrailage poutre principale Niv 8 sur appuis.....	103
Figure V.5: Schéma de ferrailage poutre principale Niv 8 en travée.....	103
Figure V.6: Schéma de ferrailage poutre principale reposant sur voile Niv 3 en appuis et travée.....	104
Figure V.7: Schéma de ferrailage poutre secondaire Niv 6 sur appuis.....	104
Figure V.8: Schéma de ferrailage poutre secondaire Niv 6 en travée.....	105
Figure V.9: Schéma de ferrailage poutre secondaire reposant sur voile Niv 7 en appuis et travée.....	105
Figure V.10: Voile pleine.....	107
Figure V.11: Schéma de ferrailage du voile Vx1, Vx2 (Zone I).....	113
Figure V.12: Schéma de ferrailage du voile Vy1, Vy2, Vy7, Vy8 (Zone IV).....	113
Figure VI.1: Schémas de ferrailage des parois de la piscine.....	128
Figure VI.2: Schéma de ferrailage de la dalle piscine dans les deux sens.....	130
Figure VI.3: Sollicitations sur les parois a et b de la bêche à eau.....	131
Figure VI.4: Schémas de ferrailage des parois de la bêche à eau.....	132
Figure VI.5: Schéma de ferrailage de la dalle bêche à eau dans les deux sens.....	134
Figure VII.1: Schéma statique du débord.....	139
Figure VII.2: Schéma de ferrailage de radier en appuis et en travée.....	141
Figure VII.3: Ferrailage des nervures.....	146
Figure VII.4: Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	150

Liste des tableaux

Tableau I.1: Résistances caractéristiques des bétons courant.....	4
Tableau I.2: les caractéristiques de béton utilisé.	4
Tableau I.3: les caractéristiques de l'acier utilisé.	5
Tableau I.4: Les Combinaisons d'actions.	6
Tableau I.5: Les documents utilisés.....	7
Tableau II.1: Caractéristiques géométriques des différents types d'escaliers.	12
Tableau II.2: Vérification des dimensions des poutres selon RPA.	13
Tableau II.3: Charge permanente plancher dalle pleine $e=25$ cm.	15
Tableau II.4: Charge permanente plancher dalle pleine $e=20$ cm.	15
Tableau II.5: Charge permanente du plancher terrasse.	16
Tableau II.6: Charge permanente du plancher d'étage courant.....	16
Tableau II.7: Charge permanente du mur intérieur.	16
Tableau II.8: Charge permanente du mur extérieur.....	17
Tableau II.9: Evaluation des charges permanentes du balcon terrasse.	17
Tableau II.10: Charge permanente au niveau du palier.....	17
Tableau II.11: Charge permanente au niveau de la volée.	18
Tableau II.12: Charge permanente pour l'acrotère.....	18
Tableau II.13: Les charges d'exploitation.	18
Tableau II.14: Effort normal dû aux charges permanentes N_G	19
Tableau II.15: Effort normal dû aux charges d'exploitations N_Q	22
Tableau II.16: Section des poteaux et vérifications pour chaque niveau.	23
Tableau III.1: Détermination du chargement q_u et q_s revenant sur la poutrelle.....	42
Tableau III.2: Moments de flexion à l'ELU.....	44
Tableau III.3: Moments de flexion à l'ELS.	44
Tableau III.4: Efforts tranchants à l'ELU.	45
Tableau III.5: Les charges de calcul appliquées au panneau de dalle.....	49
Tableau III.6: Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELU.....	50
Tableau III.7: Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELS.....	50
Tableau III.8: Vérification de la condition de non fragilité.	52
Tableau III.9: Les charges appliquées sur la dalle.	55
Tableau III.10: Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELU.....	56
Tableau III.11: Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELS.....	56

Tableau III.12: Vérification de la condition de non fragilité.	58
Tableau IV.1: Centre de masse et excentricité des différents niveaux.	76
Tableau IV.2: Mode de vibrations et taux de participation des masses.....	76
Tableau IV.3: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens X-X).....	78
Tableau IV.4: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens Y-Y).....	79
Tableau IV.5: Combinaisons des réponses modales.....	80
Tableau IV.6: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens x-x.	81
Tableau IV.7: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens y-y.	82
Tableau IV.8: Le déplacement inter-étage dans le sens x-x.	82
Tableau IV.9: Le déplacement inter-étage dans le sens y-y.	82
Tableau IV.10: Vérification de l'effet P-Delta sens x-x.	83
Tableau IV.11: Vérification de l'effet P-Delta sens y-y.	83
Tableau IV.12: Calcul de moment de renversement sens x-x.	84
Tableau IV.13: Calcul de moment de renversement sens y-y.	84
Tableau IV.14: Centre de gravité et de torsion.....	84
Tableau IV.15: Vérification au renversement.	85
Tableau IV.16: Vérification de l'effort normal réduit.....	85
Tableau V.1: Vérification au flambement pour chaque niveau.	88
Tableau V.2: Calcul du ferrailage des poteaux pour chaque niveau.	89
Tableau V.3: Choix des barres pour toute la section pour chaque niveau.....	90
Tableau V.4: Sections de ferrailage recommandées par BAEL et RPA.....	90
Tableau V.5: Choix finale des barres après vérifications.	90
Tableau V.6: Longueur de recouvrement dans les poteaux.....	91
Tableau V.7: Le ferrailage transversal pour chaque niveau.	92
Tableau V.8: Vérification des contraintes à l'ELS pour chaque niveau.....	92
Tableau V.9: Vérification des sollicitations tangentielles.	93
Tableau V.10: Ferrailage longitudinales des poutres principales.	97
Tableau V.11: Ferrailage longitudinales des poutres secondaire.	98
Tableau V.12: Vérification des contraintes à l'ELS.....	101
Tableau V.13: Ferrailage des voiles : VY3, VY6 de dimension 1,90 m.	110
Tableau V.14: Ferrailage des voiles VY1, VY2, VY7 et VY8 de dimension L = 1,50 m. .	110
Tableau V.15: Ferrailage des voiles VY4 et VY5 de dimension L = 1,40 m.....	111
Tableau V.16: Ferrailage des voiles VX1, VX2 de dimension 4,70 m.	111

Tableau V.17: Vérification pour VY1, VY2, VY7 et VY8 de dimension $L = 1,50$ m.....	112
Tableau V.18: Vérification pour VY3, VY6 de dimension 1,90 m.....	112
Tableau V.19: Vérification pour VY4 et VY5 de dimension $L = 1,40$ m.	112
Tableau V.20: Vérification pour VX1, VX2 de dimension 4,70 m.....	112
Tableau VI.1: Calcul des armatures en flexion simple.....	129
Tableau VI.2: Ferrillages des parois verticales de la bache à eau.	131
Tableau VI.3: Calcul des armatures en flexion simple.....	132
Tableau VII.1: Surfaces semelles.	135
Tableau VII.2: Vérification des contraintes à l'ELS.	140
Tableau VII.3: Vérification de paroi moulée à l'ELS.	150

Symboles et notations

Symboles	Notations
A', A_{ser}	Section d'acier comprimé et section d'acier tendu à l'ELS respectivement
A_t	Section d'un cours d'armature transversale
A	Coefficient d'accélération de zone
B	Aire d'une section de béton
Br	Section réduite
b	La largeur en générale
b_0	Largeur de la nervure (section en T)
$C.V$	Condition vérifiée
$C.N.V$	Condition non vérifiée
c, c'	Enrobage de l'acier supérieur et inférieur respectivement
D	Facteur d'amplification dynamique
d	Hauteur utile d'une section
E	Module d'élasticité longitudinale
E_i	Module de Yong instantané
E_v	Module de Yong différé
E_s	Module d'élasticité de l'acier
E_x, E_y	L'effort sismique sens X et sens Y respectivement
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite de service
f_{bu}	Contrainte de compression du béton
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours
f_{t28}	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours
G	Charges permanentes
H	Hauteur
h_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
h_{cc}	Hauteur du corps creux
h_r	Hauteur de la dalle du radier
h_e	Hauteur libre d'étage
I	Moment d'inertie
i	Rayon de giration
L	Portée d'un élément
l_f	Longueur de flambement
L_{max}	Longueur maximale entre deux éléments porteurs
L_x	Distance suivant le sens X
L_y	Distance suivant le sens Y
M	En général désigne le moment fléchissant
M_a	Moment en appuis
M_{ser}	Moment fléchissant à l'ELS
M_t	Moment en travée
M_u	Moment fléchissant à l'ELU

M_0	Moment isostatique
N	Effort normal
n	Désigne le nombre / coefficient d'équivalence acier-béton
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité
R	Coefficient de comportement
S	Section d'un élément
S_{rad}	Surface du radier
S_t	Espacement des armatures
T_1, T_2	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
V	Effort tranchant
W	Poids total de la structure
σ_{bc}	Contrainte de compression dans le béton
σ_{bt}	Contrainte de traction dans le béton
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton
γ_w	Pois volumique de l'eau
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier
σ_{adm}	Contrainte admissible
τ	Contrainte de cisaillement
ξ	Pourcentage d'amortissement critique
C_t	Coefficient qui dépend du système de contreventement
β	Coefficient de pondération
λ	Elancement mécanique
ν	Coefficient de poisson
δ	Désigne le déplacement
Φ	Désigne le diamètre
Σ	La sommation
Δ	La variation

Résumé

Ce projet de fin d'étude examine une clinique qui comprend un RDC + cinq (5) étages + deux sous-sols + deux piscines et une bache à eau, cette clinique est à usage sanitaire (service), elle est implantée à la ville de Bouira, classée selon le RPA99/V2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (IIa).

L'objectif de cette étude est de : dimensionner la bâtisse, définir et analyser les actions statiques ainsi que dynamiques agissantes sur la structure, vérifier la stabilité vis-à-vis les aléas naturels (séisme), ainsi déterminer les sollicitations agissantes sur les différents éléments pour aboutir à des résultats qui seront traduits par un ferrailage adéquat, ainsi à la fin on aura une structure stable, résistante, fonctionnelle et économique.

Le pré dimensionnement et le calcul des éléments principaux et secondaires a été fait par les règlements : BAEL91/99, RPA99/V2003 et le CBA93. L'étude dynamique de l'ouvrage a été réalisée à l'aide du logiciel de calcul (ETABS 18.1.1) qui est basé sur la méthode des éléments finis. Le ferrailage des différents éléments a été fait selon les formulaires prescrits par le CBA93 et vérifié selon les exigences du RPA 99/V2003.

Mots clés :

Clinique, contreventement, étude dynamique, piscine, étude hydrodynamique, parois, nappe, spectre.

Abstract

This research project examines a clinic located in Bouira, which consists of a ground floor, five floors, and two basement levels used for sanitary purposes. The city of Bouira is classified as a moderate seismic zone (IIa) according to the RPA99/V2003.

The objective of this study is to : size the building, define and analyze the static and dynamic actions acting on the structure, verify stability with respect to natural hazards (earthquakes), and determine the stresses acting on the various components in order to achieve results that will be translated into appropriate reinforcement. Ultimately, the aim is to have a stable, resistant, functional, and cost-effective structure.

The preliminary design and calculation of the primary and secondary elements were carried out in accordance with the BAEL91/99 regulations, RPA99/V2003, and CBA93. The dynamic analysis of the structure was performed using the ETABS 18.1.1 calculation software, which is based on the finite element method. The reinforcement of the various elements was carried out according to the forms prescribed by the CBA93 and verified in accordance with the requirements of the RPA99/V2003.

Key words :

Clinic, bracing, dynamic study, swimming pool, hydrodynamic study, walls, water table, spectrum.

الملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة تقنية لعيادة تقع في البويرة، وتتكون من طابق أرضي وخمسة طوابق علوية واثنين من الطوابق السفلية بالإضافة إلى مسبحين وخزان للماء، تستخدم هذه العيادة لأغراض صحية. تم تصنيف مدينة البويرة كمنطقة ذات زلازل متوسطة aII وفقاً للوائح APR99 الإصدار 2003.

الهدف من هذه الدراسة هو تحديد حجم البناء وتعريف وتحليل الأحمال الثابتة والديناميكية التي تعمل على الهيكل، والتحقق من استقراره في مواجهة المخاطر الطبيعية (الزلازل)، وتحديد الاجهادات المؤثرة على العناصر المختلفة للوصول إلى نتائج ستترجم في نسج نسبة مناسبة، وفي النهاية ستكون لدينا هيكل مستقر وقوي وعملي واقتصادي.

تم إجراء التصميم الأولي وحساب العناصر الرئيسية والثانوية وفقاً للوائح ABC 93 تم إجراء تحليل ديناميكي للهيكل باستخدام برنامج الحساب SBATE 18.1.1 الذي يعتمد على طريقة العناصر المحددة. تم إجراء تسليح للعناصر المختلفة وفقاً للنماذج ABC 93 وتم التحقق منها وفقاً لمتطلبات اللوائح APR99 الإصدار 2003.

الكلمات المفتاحية :

عيادة، تعزيز، دراسة ديناميكية، حمام سباحة، دراسة هيدروديناميكية، جدران، طبقة، طيف.

Introduction générale

Introduction générale

L'analyse sismique soumise aux actions sismiques constitue un domaine de recherche et revêt un intérêt particulier dans les pays où la zone sismique est importante.

La modélisation de la piscine dans une structure nous permettra d'introduire le comportement hydrodynamique et hydrostatique de cette dernière.

Dans ce qui suit, nous allons étudier une clinique (R+5 + deux sous-sols + deux piscines + bache à eau) implantée dans la wilaya de Bouira. Cette clinique est contreventée par des voiles porteurs, elle sera modélisée par le logiciel ETABS.

Notre travail sera divisé en sept chapitres :

Dans le premier chapitre, nous présenterons d'abord l'ouvrage et les matériaux qui le constituent.

Ensuite le deuxième chapitre qui aura pour objectif pré dimensionner les éléments secondaires et principaux.

Dans le troisième chapitre, nous procéderons au ferrailage des éléments secondaires.

Arrivons au quatrième chapitre, où nous allons modéliser la bâtisse comme citée auparavant, tout en s'assurant d'effectuer les vérifications nécessaires.

Le cinquième chapitre aura pour but la détermination des sections de ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles).

Autre, le sixième chapitre aura pour objectif le dimensionnement et le calcul du ferrailage des réservoirs.

Ainsi arrivons au calcul des fondations dans le septième chapitre, et on close notre travail par une conclusion générale.

Tout ce qui est cité en haut, sera mené conformément aux prescriptions des codes de calcul connus dans notre pays tel que : béton armé aux états limites, fascicule 74...

*Présentation de
l'ouvrage*

I. Chapitre : Présentation de la structure

I.1. Introduction

La stabilité de la construction dépend de la capacité de résistance des différents éléments structurels face aux diverses sollicitations comme la compression et la flexion. Cette résistance des éléments est déterminée par les matériaux utilisés, leurs dimensions et leurs caractéristiques.

Ainsi, lors du calcul des éléments constitutifs d'une structure, on se réfère à des réglementations et des méthodes bien établies (telles que le BAEL 91 et les normes parasismiques algériennes) qui reposent sur une connaissance approfondie des matériaux tels que le béton et l'acier, ainsi que sur la conception et l'armature des éléments résistants de l'ouvrage.

I.2. Présentation de la structure

Ce projet de construction qui nous a été proposé requière une étude en génie civil d'un centre de soin et remise en forme en R+5 avec 2 sous-sols. On a prévu d'implanter ce centre dans la ZONE DE SERVICE 06 LOTS / LOT N° 04 / SECTION 92 / ILOT 97/ POS U 14 COMMUNE DE BOUIRA / DAIRA DE BOUIRA / WILAYA DE BOUIRA.

I.3. Propriétés géométriques de la structure

I.3.1. Les dimensions de l'ouvrage sont

- Longueur totale 25,00 m
- Largeur totale 20,00 m
- Hauteur totale 31,11 m
- Hauteur du sous-sol 3,74 m
- Hauteur du R.D.C 4,08 m
- Hauteur d'étage courant 3,40 m
- Hauteur d'étage technique 2,55 m

I.3.2. Informations sismiques relatives à la structure

- La construction est située dans la zone (IIa) conformément au RPA99/V2003.
- Groupe d'usage 1B.
- D'après le rapport géotechnique le site est meuble (catégorie S3) et $\sigma_{adm} = 2$ bars.

I.4. Les composantes de la structure

- **La structure** : Conformément aux normes parasismiques algériennes : zone IIa et comportant plus de quatre niveaux ou $h > 14$ m, on doit inclure des voiles pour reprendre les forces horizontales.
- **Les éléments de plancher** : Pour leurs construction on utilisera soit des hourdis avec une table de compression reposant sur des poutrelles coulées sur place, ou bien des dalles pleines en béton armé.
- **Les balcons** : seront réalisés en béton armé.
- **Les escaliers** : Les escaliers seront construits en utilisant du béton armé.
- **Le remplissage** : la maçonnerie est réalisée en briques creuses :
 - Double parois pour murs extérieurs.
 - Une seule paroi pour murs intérieurs.
- **L'acrotère** : à chaque terrasse, le bâtiment est pourvu d'un parapet en béton armé mesurant 60 cm.
- **Les finitions** :
 - Les planchers et les escaliers seront revêtus de carrelage, y compris du carrelage antidérapant.
 - Les sanitaires et cuisines seront revêtus de céramique.
 - Les façades et les cages d'escaliers seront enduites de mortier de ciment.
 - Les cloisons intérieures et les plafonds seront réalisés avec du mortier de plâtre.
- **Les fondations** :

Les fondations d'une structure telles qu'elles soient assurent son ancrage au sol.

- **Le coffrage** : Dans notre structure on utilise un coffrage métallique pour les voiles et traditionnel en bois pour les portiques.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5.1. Le béton

C'est un matériau hétérogène à base de : liant hydraulique (ciment), de granulats (sables, graviers...), d'eau et d'adjuvants (plastifiants, super plastifiant ...)

Tableau I.1: Résistances caractéristiques des bétons courant.

Qualité du béton	Dosage en ciment (kg/m ³)	Résistance caractéristique à 28 jours	
		Compression (f_{c28}) (MPa)	Traction (f_{t28}) (MPa)
Béton de faible résistance	300	16 à 20	1,60 à 1,80
Béton courant	350	20 à 25	1,80 à 2,10
Béton de bonne résistance	400	25 à 30	2,10 à 2,50
Béton de haute résistance	400 + adjuvant	30 et plus	2,50 et plus

Tableau I.2: les caractéristiques de béton utilisé.

Béton		
f_{c28} (MPa)	25	
f_{t28} (MPa)	$0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1$	
E_{ij} (MPa)	$11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195$	
E_{iv} (MPa)	$3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86$	
ν	0	ELU
	0,2	ELS
G (MPa)	$E / (2(1+\nu))$	
f_{bu} (MPa)	$(0,85 \times f_{c28}) / (\theta \times \gamma_b)$	
γ_b	1,15	situation accidentelle
	1,5	situation courante (durable)
θ	1	T > 24h
	0,9	1h ≤ T ≤ 24h
	0,85	T < 1h
σ_{bc} (MPa)	$0,6 \times f_{c28} = 15$	
τ_u (MPa)	FNP	$\leq 0,64 (f_{cj}^{2/3} / \gamma_b)$
	FP et FTP	$\leq 0,51 (f_{cj}^{2/3} / \gamma_b)$
	Armatures inclinées à 45°	$\leq 0,90 (f_{cj}^{2/3} / \gamma_b)$

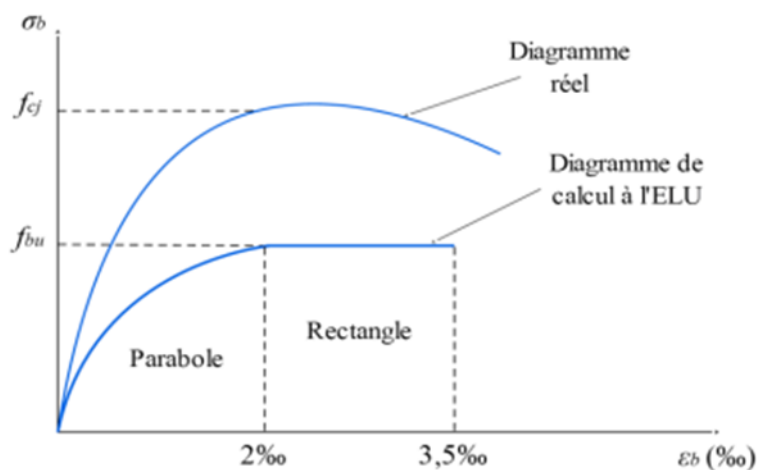


Figure I.1: Diagramme contrainte – déformation à l’ELU en compression du béton.

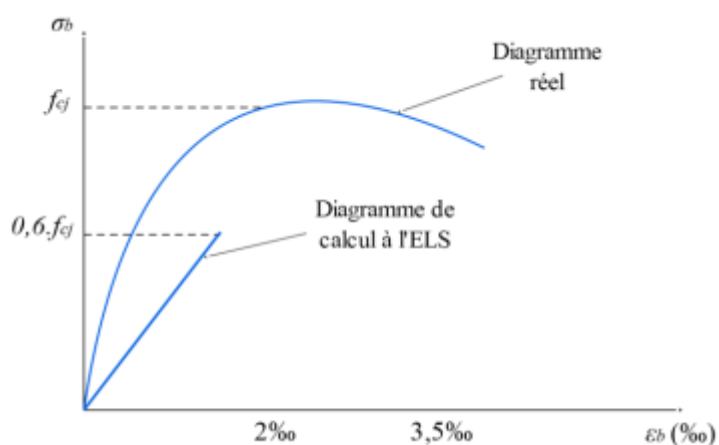


Figure I.2: Diagramme contrainte – déformation à l’ELS en compression du béton.

I.5.2. Acier

Tableau I.3: les caractéristiques de l’acier utilisé.

Acier		
f_e (MPa)	400	
E_s (MPa)	210000	
μ_l	0,391	situation courante
	0,379	situation accidentelle
ν	0,3	
σ_s (MPa)	FPN	f_e
	FP	$\min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$
	FTP	$\min \left\{ 0,5 f_e , 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$

γ_s	1,15	situation courante
	1	situation accidentelle
η	1,6	HA ($\Phi \geq 6$ mm)
	1,3	HA ($\Phi < 6$ mm)
	1	RL
σ_{st} (MPa)	f_e / γ_s (ELU)	

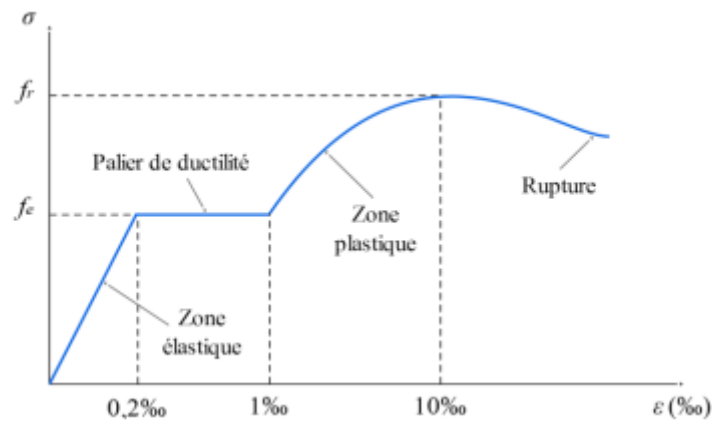


Figure I.3: Diagramme "contrainte – déformation" expérimental de l'acier.

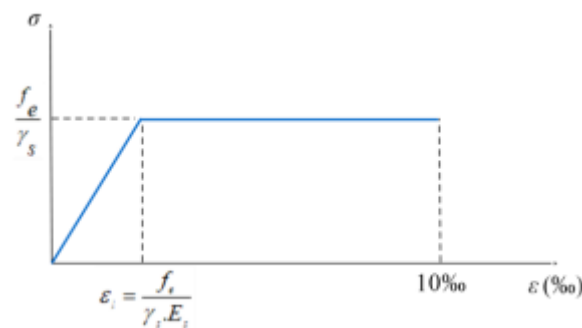


Figure I.4: Diagramme de calcul des aciers à l'ELU.

I.6. Combinaisons de calcul

Les combinaisons à prendre en considération pour le calcul des différents éléments de notre ouvrage sont donnée dans les tableaux ci-après :

Tableau I.4: Les Combinaisons d'actions.

BAEL 91		RPA 99	
ELU	ELS		
$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$	$0,8G \pm E$

I.7. La réglementation utilisée**Tableau I.5:** Les règlements utilisés.

Les règlements utilisés	<ul style="list-style-type: none">- BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).- RPA 99 / Version 2003 (règles parasismiques algériennes).- DTR.BC-2.2 (charges et surcharges d'exploitations).- CBA 93 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.- Fascicule 74.
-------------------------	---

*Pré dimensionnement
des éléments*

II. Chapitre : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

L'étape initiale du dimensionnement préliminaire des éléments d'une structure revêt une importance primordiale dans les projets de génie civil. Elle repose sur le principe de la répartition des charges, permettant de déterminer les efforts supportés par chaque élément en raison des charges et surcharges. L'objectif du dimensionnement préliminaire est de réaliser une estimation des sections des différents éléments résistants et non résistants. Cette étape sera effectuée conformément aux règles du CBA93 [1] et du RPA99/V2003 [2], afin de déterminer une épaisseur économique. Ces dimensions pourront être ajustées lors de certaines vérifications ultérieurement.

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1. Les Planchers

C'est une surface horizontale plane qui sépare deux niveaux, et est conçue pour supporter des charges. En général, un plancher se compose de trois parties distinctes : le revêtement, la structure porteuse et le plafond. Ils doivent agir comme des diaphragmes horizontaux, transmettant et répartissant uniformément les forces horizontales sur les éléments porteurs. Pour cela, des mesures doivent être prises pour assurer leur intégrité structurelle et leur rigidité, et des liaisons doivent être prévues autour de leur périmètre avec les différents éléments [3, 4].

Dans notre cas, nous optons pour deux types de planchers, soit des dalles pleines en béton armé aux niveaux des salles de Balnéothérapie, le Hammam et au niveau du parking, et pour le reste du bloc, des planchers à corps creux.

II.2.1.1. Plancher à corps creux

Selon les règles du CBA93 [1], il faut satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \min (L_{x \max}, L_{y \max}) / 22,5 \text{ cm}$$

$L_{\max} = 440 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq 19,55 \text{ cm}$, on opte pour un plancher (16+4) cm.

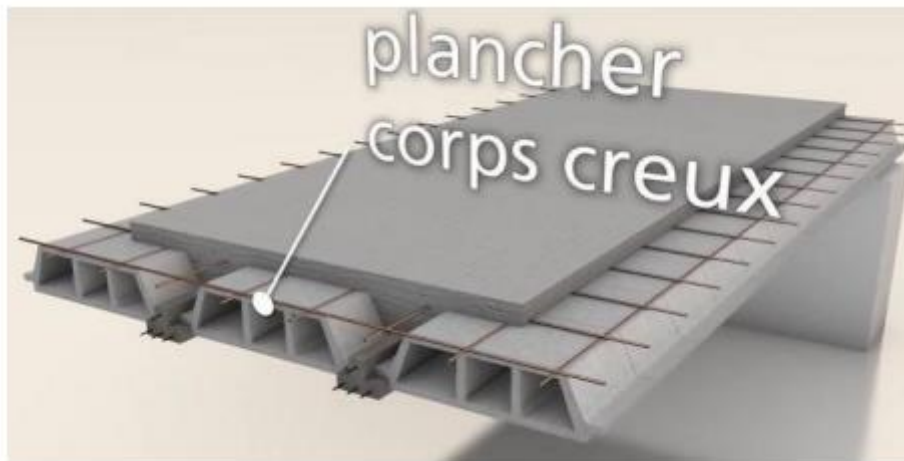


Figure II.1: Coupe d'un plancher.

II.2.1.2. Plancher en dalle pleine

Il s'agit d'une plaque en béton armé généralement de forme rectangulaire, soutenue soit de manière continue par des poutres, des voiles ou des murs maçonnés, soit de manière ponctuelle par des poteaux.

Les dalles pleines sur appuis continus peuvent supporter des charges dans deux directions ou dans une seule.

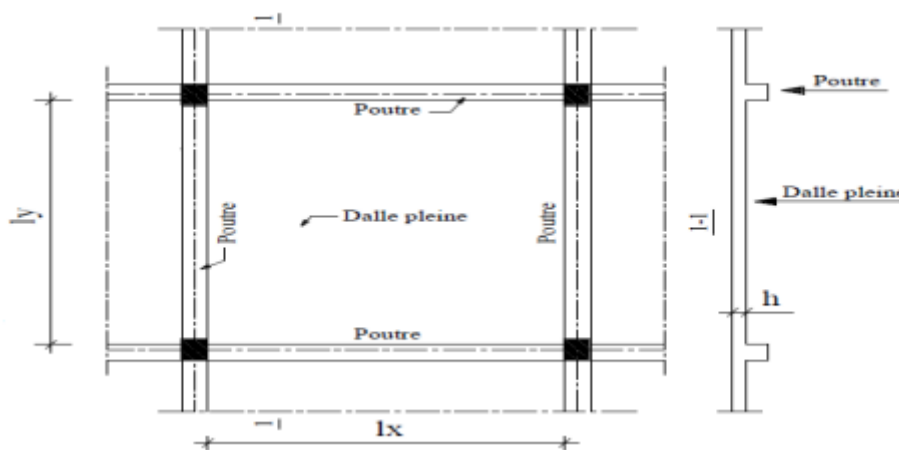


Figure II.2: Dalles pleines.

Avec : $l_x < l_y$

Pour notre cas : $0,4 \leq \alpha = l_x / l_y \leq 1 \Rightarrow$ les dalles portants dans deux directions :

- Pour les panneaux isolés : $e \geq l_x / 20 \Rightarrow e \geq 410 / 20 \Rightarrow e \geq 20,5\text{cm} \rightarrow e=25\text{cm}$
- Pour les la dalle continue : $e \geq l_x / 25 \Rightarrow e \geq 410 / 25 \Rightarrow e \geq 16,4\text{cm} \rightarrow e=20\text{cm}$

II.2.2. Balcon

C'est une dalle solide intégrée à la poutre, elle est semblable à une console qui s'étend au-delà de la façade d'un immeuble [5].

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec : } L : \text{ la largeur du balcon ; } e \geq \frac{1,30}{10} \Rightarrow e \geq 0,13\text{m} \Rightarrow e = 15\text{cm}$$

II.2.3. L'acrotère

C'est un composant supplémentaire du plancher terrasse, conçu pour assurer la sécurité des personnes et en empêchant l'eau de s'écouler le long de la façade. Il est similaire à une console intégrée dans le plancher terrasse. L'acrotère subit son propre poids, ce qui entraîne une force normale N_G , et une charge horizontale d'exploitation de 1 KN/ml, ce qui génère un moment de flexion.

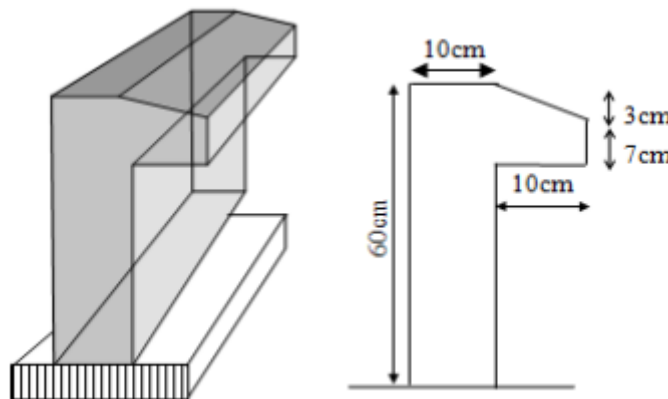


Figure II.3: Acrotère.

II.2.4. Les escaliers

La cage d'escaliers englobe l'escalier lui-même, comprend plusieurs éléments dont les charges et les surcharges sont successivement transmises aux poutres, puis aux poteaux ou aux murs porteurs. Le dimensionnement de ces éléments dépend des conditions d'utilisation et de la destination de la structure (qu'il s'agisse d'une résidence, d'une salle de classe, d'une salle de spectacle...). D'autres facteurs entrent également en compte pour le choix des dimensions, tels que l'accessibilité aisée d'un étage à l'autre, la facilité d'évacuation rapide des escaliers, la sécurité et l'éclairage adéquat.

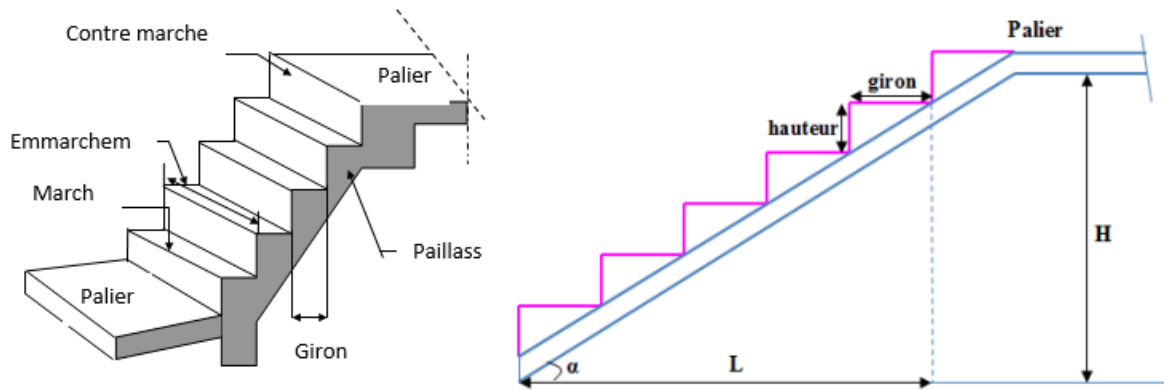


Figure II.4: Dimensions d'un escalier.

$59\text{cm} < 2h+g < 66\text{cm}$ avec : $16,5\text{cm} < h < 17,5\text{cm}$ (formule de *BLONDEL*)

Soit : $h = 17\text{ cm}$ et $g = 30\text{ cm}$

II.2.4.1. Caractéristiques techniques

➤ Pour sous-sol N° 01 :

- Hauteur d'étage : $H=3,74\text{m}$

- N^{br} de contres marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{374}{17} = 22$ contres marches (10 + 2 + 10)

- Hauteur de la paillasse :

volée 01 et 03 $\rightarrow H'_1 = H'_3 = 0,17 \times 10 = 1,7\text{m}$

volée 02 $\rightarrow H'_2 = 0,17 \times 2 = 0,34\text{m}$

- La longueur linéaire :

volée 01 et 03 $\rightarrow L_1 = L_3 = g(n-1) = 0,3 \times 9 = 2,7\text{m}$

volée 02 $\rightarrow L_2 = g(n-1) = 0,3 \times 1 = 0,3\text{m}$

- L'inclinaison de la paillasse :

volée 01 et 03 $\rightarrow \text{tg } \alpha_1 = \frac{H'_1}{L_1} = \frac{1,7}{2,7} \Rightarrow \alpha_1 = 32,20^\circ$

volée 02 $\rightarrow \text{tg } \alpha_2 = \frac{H'_2}{L_2} = \frac{0,34}{0,3} \Rightarrow \alpha_2 = 48,58^\circ$

- La longueur de la paillasse :

volée 01 et 03 $\rightarrow L_{p1} = L_{p3} = \frac{H'_1}{\sin \alpha_1} = \frac{1,7}{\sin 32,20^\circ} = 3,190\text{m}$

volée 02 $\rightarrow L_{p2} = \frac{H'_2}{\sin \alpha_2} = \frac{0,34}{\sin 48,58^\circ} = 0,453\text{m}$

- L'épaisseur de la palissade et du palier : on la calcule pour la volée 01 et on l'adopte pour tout l'escalier de ce niveau $\rightarrow L_T = 1,30 + 3,190 + 1 = 5,49m$

$$\frac{L_T}{30} \leq e \leq \frac{L_T}{20} \Rightarrow \frac{5,49}{30} \leq e \leq \frac{5,49}{20} \Rightarrow e = 0,20m$$

Tableau II.1: Caractéristiques géométriques des différents types d'escaliers.

Niv	Volée	H(m)	H'(m)	n	L(m)	α°	$L_p(m)$	$e_{\text{paillasse}}$ (cm)	e_{palier} (cm)
Sous sol N°01	01	3,74	1,7	10	2,7	32,20	3,190	20	20
	02		0,34	2	0,3	48,58	0,453		
	03		1,7	10	2,7	32,20	3,190		
Sous sol N°02	01	3,74	0,68	4	0,9	37,07	1,128	20	20
	02		1,53	9	2,4	32,52	2,846		
	03		1,53	9	2,4	32,52	2,846		
RDC	01	4,08	1,87	11	3	31,94	3,535	20	20
	02		0,34	2	0,3	48,58	0,453		
	03		1,87	11	3	31,94	3,535		
Etage courant	01	3,40	1,7	10	2,7	32,20	3,190	20	20
	02		1,7	10	2,7	32,20	3,190		

II.3. Pré dimensionnement des éléments porteurs

II.3.1. Les poutres

Elles se présentent sous différentes formes de section (rectangulaires, en I, en Té...) et jouent un rôle essentiel dans la transmission des charges aux poteaux. Leur dimensionnement est basé sur les contraintes liées à la flèche admissible et leur conformité est vérifiée en accord avec les directives du RPA99/V2003 [2].

➤ Détermination de h et b :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{et} \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

- Poutres principales : $L = 5,30 - 0,30 = 5m \Rightarrow \begin{cases} \frac{5}{15} \leq h \leq \frac{5}{10} \Rightarrow h = 0,45m \\ 0,3(0,45) \leq b \leq 0,7(0,45) \Rightarrow b = 0,30m \end{cases}$

- Poutres secondaires : $L = 4,40 - 0.30 = 4,10 \Rightarrow \begin{cases} \frac{4,10}{15} \leq h \leq \frac{4,10}{10} \Rightarrow h = 0,40m \\ 0,3(0,40) \leq b \leq 0,7(0,40) \Rightarrow b = 0,30m \end{cases}$

Tableau II.2: Vérification des dimensions des poutres selon RPA99/V2003.

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	C.V
$h \geq 30 \text{ cm}$	45	40	C.V
$h / b \leq 4$	1,50	1,33	C.V

II.3.2. Les voiles

Le RPA99/V2003 [2] stipule que les éléments dont la condition $L \geq 4a$ est satisfaite sont classés comme des voiles, par opposition aux éléments linéaires.

Les voiles ont deux fonctions principales : d'une part, ils assurent la contreventement du bâtiment en absorbant les forces horizontales telles que les séismes et les vents, et d'autre part, ils supportent les charges verticales.

Selon les indications du RPA 99/V 2003 [2] : $e \geq 15 \text{ cm}$.

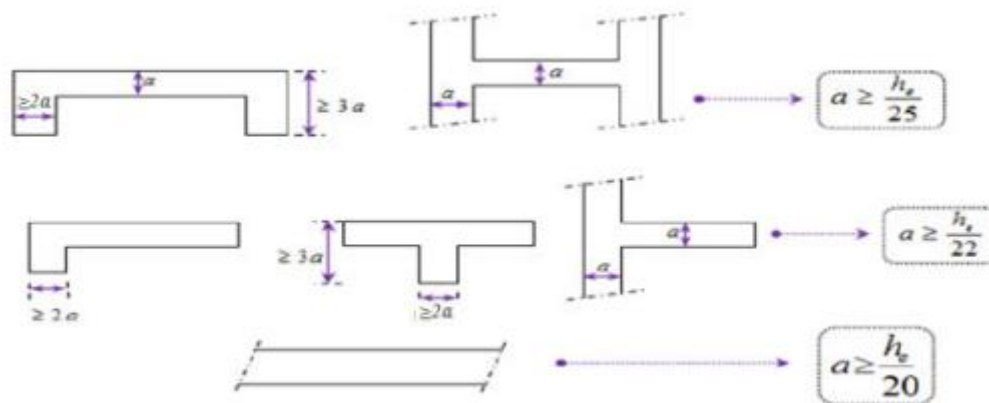


Figure II.5: Coupe de voiles en plan [2].

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right)$$

➤ Pour les sous-sols : $h_e = 3,34 \text{ m} \rightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{334}{20} = 16,70 \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$

➤ Pour RDC : $h_e = 3,68m \rightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{368}{20} = 18,40cm \Rightarrow e = 20cm$

➤ Pour les étages courants : $h_e = 3,00m \rightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{300}{20} = 15,00cm \Rightarrow e = 20cm$

Donc : $e = 20 \text{ cm}$, avec : $L > 4e = 80 \text{ cm}$.

II.3.3. Les poteaux

Leur pré-dimensionnement consiste à évaluer la capacité portante d'une section sélectionnée, en se basant sur les charges de calcul en compression simple conformément à l'État Limite Ultime.

Il sera effectué en considérant le flambement dû à la compression centrée, il est recommandé d'utiliser une section réduite afin de prendre en compte la ségrégation du béton.

Ces dimensions sont calculées par la descente des charges.

$$N_u \leq \alpha \left(B_r \times \frac{f_{c28}}{0,9 \times \theta \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{ avec : } B_r \geq \frac{k \times \beta \times N_u}{\theta \times f_{bu} + 0,0085 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{pour } \lambda \leq 50 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{\beta} \\ \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \end{array} \right.$$

$$\text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 = \frac{0,85}{\beta} \\ \beta = \frac{0,85 \lambda^2}{1500} \end{array} \right.$$

✓ $k = 1$, c'est notre cas.

II.4. Evaluation des charges et surcharges

Elle implique le calcul séquentiel de la charge attribuée à chaque élément porteur de la structure, depuis chaque étage jusqu'aux fondations.

II.4.1. Les charges permanentes G

Tableau II.3: Charge permanente plancher dalle pleine e=25 cm.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage antidérapant	0,02	20	0,40
2	Lit de sable	0,02	18	0,36
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Dalle en béton armé	0,25	25	6,25
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Mur simple cloison	0,1	9	0,9
TOTAL		$G = 8,51 KN/m^2$		
7	Étanchéité	1 KN/m^2		
Total avec étanchéité		$G = 9,51 KN/m^2$		

Tableau II.4: Charge permanente plancher dalle pleine e=20 cm.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage antidérapant	0,02	20	0,40
2	Lit de sable	0,02	18	0,36
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Dalle en béton armé	0,20	25	5
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Mur simple cloison	0,1	9	0,9
TOTAL		$G = 7,26 KN/m^2$		
7	Étanchéité	1 KN/m^2		
TOTAL		$G = 8,26 KN/m^2$		

Tableau II.5: Charge permanente du plancher terrasse.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon roulé	0,04	20	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Plaque de liège	0,03	4	0,12
6	Pare vapeur	0,01	6	0,06
7	Film polyane	-	-	0,01
8	Planche corps creux	0,16+0,04	/	2,80
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
TOTAL		G = 6,36 KN/m²		

Tableau II.6: Charge permanente du plancher d'étage courant.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Lit de sable	0,02	18	0,36
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Planche corps creux	0,16+0,04	/	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	mur simple cloison	0,1	9	0,90
TOTAL		G = 5,06 KN/m²		
7	Etanchéité	1 KN/m ²		
Total avec étanchéité		G = 6,06 KN/m²		

Tableau II.7: Charge permanente du mur intérieur.

N	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL		G = 1,46 KN/m²		

Tableau II.8: Charge permanente du mur extérieur.

N	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Lame d'aire	0,05	-	-
4	Brique creuse	0,15	9	1,35
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
TOTAL		$G = 2,81 KN/m^2$		

Tableau II.9: Evaluation des charges permanentes du balcon terrasse.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	20	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Plaque de liège	0,03	4	0,12
6	Pare vapeur	0,01	6	0,06
7	Film polyane	-	-	0,01
8	Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
9	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
TOTAL		$G = 7,31 KN/m^2$		

Tableau II.10: Charge permanente au niveau du palier.

N	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en béton armée	0,20	25	5
5	Enduit en ciment	0,03	10	0,3
TOTAL		$G = 6,46 KN/m^2$		

Tableau II.11: Charge permanente au niveau de la volée.

N	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	/	/	1
4	Palliasse	0,20	25	5
5	Enduit en ciment	0,03	10	0,3
6	Marche	0,17/2	22	1,87
TOTAL		$G = 8,97 KN/m^2$		

Tableau II.12: Charge permanente pour l'acrotère.

La surface (m^2)	La masse volumique (KN/m^3)	La Charge permanente (KN/ml)
0,0685	25	$G = 1,712$

II.4.2. Les charges d'exploitations Q

Tableau II.13: Les charges d'exploitation.

L'élément	Charge d'exploitation
Terrasse inaccessible	$Q = 1 KN/m^2$
L'étage courant (RDC jusqu'au 5 ^{ème})	$Q = 2,5 KN/m^2$
L'étage technique	$Q = 1,5 KN/m^2$
Parking sous-sol 1	$Q = 2,5 KN/m^2$
Local technique sous-sol 2	$Q = 3,5 KN/m^2$
Balcon terrasse	$Q = 1 KN/m^2$
L'escalier	$Q = 2,5 KN/m^2$
L'acrotère	$Q = 1 KN$

II.5. Pré dimensionnement du poteau le plus sollicité

Supposant que la section du poteau le plus sollicité (file D, axe 4 du sous-sol N°02) est :
 $a^2 = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

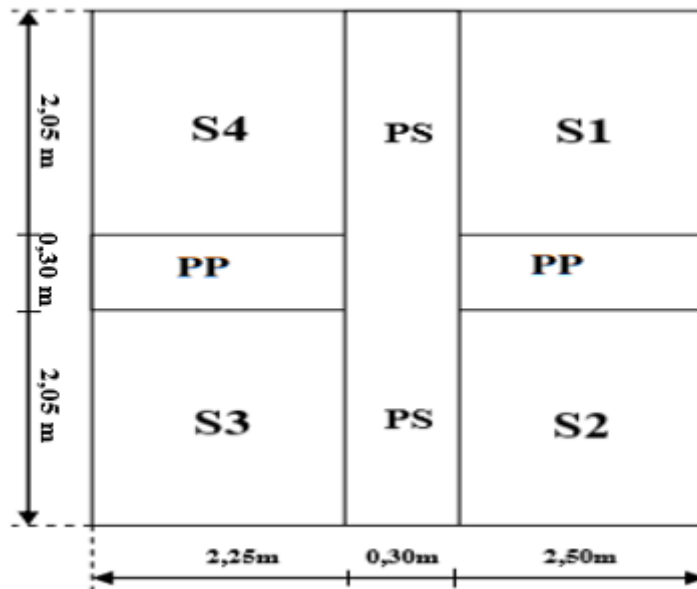


Figure II.6: Surface d'influence.

II.5.1. Calcul de la surface d'influence (S)

$$S_1 = 2,05 \times 2,5 = 5,125 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2,05 \times 2,5 = 5,125 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2,05 \times 2,25 = 4,612 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2,05 \times 2,25 = 4,612 \text{ m}^2$$

II.5.2. La détermination de l'effort ultime N_u appliqué au poteau le plus critique est décrite comme suit

Tableau II.14: Effort normal du au charges permanentes N_G .

Descente de charge			G_i (KN)
Poids du plancher local technique	$S \times g_t$	$4,612 \times 6,36$	29,33
Poids de la poutre principale	$l \times b \times h \times g$	$2,25 \times 0,30 \times 0,45 \times 25$	7,59
Poids de la poutre secondaire	$l \times b \times h \times g$	$2,05 \times 0,30 \times 0,40 \times 25$	6,15
Poids de l'acrotère	$l \times g$	$4,8 \times 1,712$	8,21
N_1		$29,33 + 7,59 + 6,15 + 8,21$	51,28
Poids du poteau	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	$0,3 \times 0,3 \times 2,55 \times 25$	5,74
N_2		$51,28 + 5,74$	57,02

Poids du plancher 5 ^{ème} étage	$S \times g_t$	$4,612 \times 6,36 + 2,66 \times 7,31$	48,77
Poids de la poutre principale	$l \times b \times h \times g$	$3,55 \times 0,30 \times 0,45 \times 25$	11,98
Poids de la poutre secondaire	$l \times b \times h \times g$	$4,1 \times 0,3 \times 0,4 \times 25$	12,3
Poids de l'acrotère	$l \times g$	$3,55 \times 1,712$	6,07
N₃		57,02+48,77+11,98+12,3+6,07	136,14
Poids du poteau	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	$0,3 \times 0,3 \times 3,40 \times 25$	7,65
Poids de l'escalier	$S_e \times g$	$4,612 \times 6,46$	29,79
N₄		136,14+7,65+29,79	173,58
Poids du plancher 4 ^{ème} étage	$S \times g_t$	$7,27 \times 5,06 + 7,59 \times 6,36$	85,05
Poids de la poutre principale	$l \times b \times h \times g$	$4,75 \times 0,30 \times 0,45 \times 25$	16,03
Poids de la poutre secondaire	$l \times b \times h \times g$	$4,10 \times 0,3 \times 0,4 \times 25$	12,3
N₅		173,58+85,05+16,03+12,3	286,96
Poids du poteau	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	$0,3 \times 0,3 \times 3,40 \times 25$	7,65
Poids de l'escalier	$S_e \times g$	$4,612 \times 6,46$	29,79
N₆		286,96+7,65+29,79	324,40
Poids du plancher 3 ^{ème} étage	$S \times g_t$	$5,125 \times 8,69 + 9,737 \times 5,06$	93,80
Poids de la poutre principale	$l \times b \times h \times g$	$4,75 \times 0,30 \times 0,45 \times 25$	16,03
Poids de la poutre secondaire	$l \times b \times h \times g$	$4,10 \times 0,3 \times 0,4 \times 25$	12,3
N₇		324,40+93,8+16,03+12,3	446,53
Poids du poteau	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	$0,3 \times 0,3 \times 3,40 \times 25$	7,65
N₈		446,53+7,65	454,18
Poids du plancher 2 ^{ème} étage	$S \times g_t$	$19,47 \times 5,06$	98,51
Poids de la poutre principale	$l \times b \times h \times g$	$4,75 \times 0,3 \times 0,45 \times 25$	16,03
Poids de la poutre secondaire	$l \times b \times h \times g$	$4,10 \times 0,3 \times 0,4 \times 25$	12,3
N₉		454,18+98,51+16,03+12,3	581,02
Poids du poteau	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	$0,3 \times 0,3 \times 3,40 \times 25$	7,65
N₁₀		581,02+7,65	588,67

Poids du plancher 1 ^{er} étage	$S \times g_t$	$14,86 \times 5,06 + 4,612 \times 8,69$	115,26
Poids du voile	$l \times b \times h \times g$	$4,3 \times 0,2 \times 2,1 \times 25$	45,15
Poids de l'eau	$V \times \gamma_{\text{eau}}$	$6,615 \times 10$	66,15
Poids de la poutre principale	$l \times b \times h \times g$	$4,75 \times 0,3 \times 0,45 \times 25$	16,03
Poids de la poutre secondaire	$l \times b \times h \times g$	$4,1 \times 0,3 \times 0,4 \times 25$	12,3
N₁₁		$588,67 + 115,26 + 45,15 + 66,15 + 16,03 + 12,3$	843,56
Poids du poteau	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	$0,3 \times 0,3 \times 3,40 \times 25$	7,65
N₁₂		$843,56 + 7,65$	851,21
Poids du plancher RDC	$S \times g_t$	$14,86 \times 5,06 + 4,612 \times 8,69$	115,26
Poids du voile	$l \times b \times h \times g$	$4,3 \times 0,2 \times 2,1 \times 25$	45,15
Poids de l'eau	$V \times \gamma_{\text{eau}}$	$6,615 \times 10$	66,15
Poids de la poutre principale	$l \times b \times h \times g$	$4,75 \times 0,3 \times 0,45 \times 25$	16,03
Poids de la poutre secondaire	$l \times b \times h \times g$	$4,1 \times 0,3 \times 0,4 \times 25$	12,30
N₁₃		$851,21 + 115,26 + 45,15 + 66,15 + 16,03 + 12,3$	1106,1
Poids du poteau	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	$0,3 \times 0,3 \times 4,08 \times 25$	9,18
N₁₄		$1106,1 + 9,18$	1115,28
Poids du plancher 1 ^{er} sous-sol	$S \times g_t$	$19,47 \times 5,06$	98,51
Poids de la poutre principale	$l \times b \times h \times g$	$4,75 \times 0,3 \times 0,45 \times 25$	16,03
Poids de la poutre secondaire	$l \times b \times h \times g$	$4,1 \times 0,3 \times 0,4 \times 25$	12,3
N₁₅		$1115,28 + 98,51 + 16,03 + 12,3$	1242,12
Poids du poteau	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	$0,3 \times 0,3 \times 3,74 \times 25$	8,42
N₁₆		$1242,12 + 8,42$	1250,54
Poids du plancher 2 ^{eme} sous-sol	$S \times g_t$	$19,47 \times 5,06$	98,51
Poids de la poutre principale	$l \times b \times h \times g$	$4,75 \times 0,3 \times 0,45 \times 25$	16,03
Poids de la poutre secondaire	$l \times b \times h \times g$	$4,1 \times 0,3 \times 0,4 \times 25$	12,3
N₁₇		$1250,54 + 98,51 + 16,03 + 12,3$	1377,38
Poids du poteau	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	$0,3 \times 0,3 \times 3,74 \times 25$	8,42
N_G		$1377,38 + 8,42$	1385,8

Tableau II.15: Effort normal du au charges d'exploitations N_Q .

Niveau du plancher	Charge d'exploitation $Q_i = S_i \times q_i$ (KN)	Σ charge d'exploitation (KN)
Local technique	$5,99 \times 1 = 5,99$	5,99
5 ^{eme} étage	$4,612 \times 2,5 + 7,27 \times 1 = 18,8$	24,79
4 ^{eme} étage	$4,612 \times 2,5 + 7,27 \times 2,5 + 7,58 \times 1 = 37,28$	62,07
3 ^{eme} étage	$19,47 \times 2,5 = 48,67$	110,74
2 ^{eme} étage	$19,47 \times 2,5 = 48,67$	159,41
1 ^{er} étage	$19,47 \times 2,5 = 48,67$	208,08
RDC	$19,47 \times 2,5 = 48,67$	256,75
1 ^{er} sous-sol	$19,47 \times 2,5 = 48,67$	305,42
2 ^{eme} sous-sol	$19,47 \times 2,5 = 48,67$	354,09

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q \Rightarrow N_u = 1,35 \times 1385,8 + 1,5 \times 354,09 = 2401,965 \text{ KN}$$

II.5.3. Vérification du poteau vis-à-vis à la stabilité de forme

$$N_u^* = N_u \times 1,1 = 2401,965 \times 1,1 = 2642,161 \text{ KN}$$

On a :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$\text{ou : } \begin{cases} l_f = 0,7l_0 \Rightarrow l_f = 0,7 \times 3,29 = 2,31 \text{ m} \\ i = \frac{a}{\sqrt{12}} \Rightarrow i = \frac{0,3}{\sqrt{12}} = 0,087 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \lambda = \frac{2,31}{0,087} = 26,55$$

$$\text{Nous avons : } \lambda = 26,55 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{26,55}{35}\right)^2\right]} = 0,76$$

D'après le CBA93 [1], $A_s = 1\%B_r$. Il est nécessaire de s'assurer que : $B_{r, \text{adopté}} > B_{r, \text{calculé}}$:

$$B_{r,calculé} \geq \frac{N_u^*}{0,76 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,0598 \times 2642,161.10^{-3} = 0,158 m^2$$

$$B_{r,adopté} = (a - 0,02)^2 = (0,3 - 0,02)^2 = 0,0784 m^2$$

Il y'a risque de flambement du poteau, donc on doit adopter :

$$B_r = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = b = \sqrt{B_r} + 0,02 = \sqrt{0,158} + 0,02 = 0,4175 m, \text{ on prend } \mathbf{a = b = 60 \text{ cm}}$$

II.5.4. Vérification vis à vis du RPA 99/V 2003

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I et IIa $\rightarrow \text{Min}(60,60) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_c/20 \rightarrow \text{Min}(60,60) \geq 374/20=18,7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4 \rightarrow 1/4 < 60/60 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

En outre (Article 7.4.3.1) du RPA99/V2003, en complément des vérifications requises par le CBA93, il est nécessaire de limiter l'effort normal de compression calculé afin de prévenir ou réduire le risque de rupture fragile causée par des sollicitations sismiques. Cette limitation est définie par la condition suivante :

$$v = \frac{N_u^*}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \Rightarrow v = \frac{2642,161.10^{-3}}{0,36 \times 25} = 0,29 \leq 0,3 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Tableau II.16: Section des poteaux et vérifications pour chaque niveau.

Niveau	N_u^* (KN)	$\lambda \leq 50$	α	B_r (cm ²)	a×b (cm×cm)	a×b adopté (cm×cm)	RPA 99/V 2003	$v \leq 0,3$
Local tech	94,558	20,51	0,79	61,98	7,87×7,87	30×30	C.V	0,04
5 ^{eme} étage	298,669	27,35	0,75	185,86	13,63×13,63	30×30	C.V	0,13
4 ^{eme} étage	584,149	27,35	0,75	363,51	19,06×19,06	35×35	C.V	0,19
3 ^{eme} étage	857,178	27,35	0,75	533,41	23,09×23,09	40×40	C.V	0,21
2 ^{eme} étage	1137,201	27,35	0,75	707,67	26,6×26,6	45×45	C.V	0,22
1 ^{er} étage	1607,378	27,35	0,75	1000,26	31,62×31,62	50×50	C.V	0,25
RDC	2079,828	32,82	0,72	1242,50	35,24×35,24	55×55	C.V	0,27
1 ^{er} sous-sol	2360,994	30,11	0,74	1449,65	38,07×38,07	60×60	C.V	0,26
2 ^{eme} sous-sol	2642,161	30,11	0,74	1622	40,27×40,27	60×60	C.V	0,29

*Calcul des éléments
secondaires*

III. Chapitre : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Les éléments secondaires ou non structuraux tels que les planchers, les escaliers, les acrotères et les balcons ne font pas partie du système de contreventement. Leur calcul suit une démarche spécifique qui comprend le dimensionnement, l'évaluation des charges appliquées sur l'élément considéré, le calcul des sollicitations les plus critiques, et enfin la détermination de la section d'acier requise pour supporter ces charges, le tout en conformité avec les réglementations en vigueur.

III.2. Etude de l'acrotère

Le calcul sera réalisé en utilisant la méthode de flexion composée pour une bande linéaire de 1 mètre.

Étant exposé aux intempéries, il est important de prendre en compte les effets préjudiciables de la fissuration sur l'acrotère. Dans ce cas, le calcul sera effectué en prenant en compte l'ELU et l'ELS.

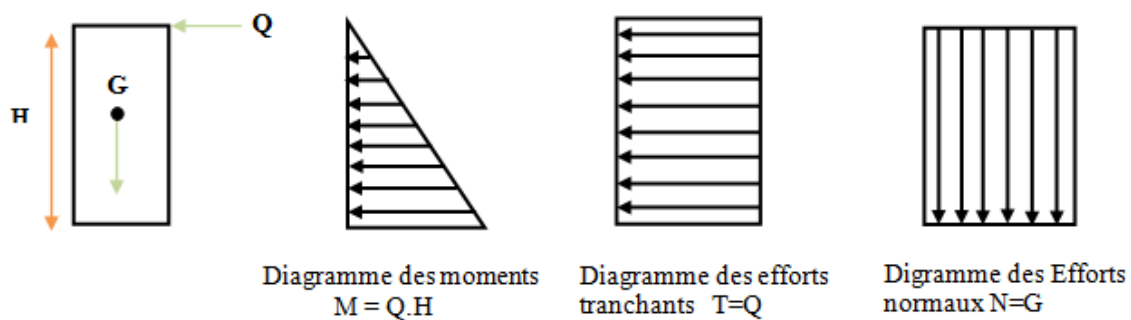


Figure III.1: Schéma statique de l'acrotère.

III.2.1. Vérification au séisme

Selon le RPA99/V2003 [2] : $F_p = 4.A.C_p.W_p$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone II}_a \\ \text{Groupe d'usage 1B} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,20$$

on prend : $C_p = 0,8$, $W_p = 1,712 \text{ KN/ml}$

D'où ; $F_p = 4 \times (0,25) \times (0,8) \times (1,712) = 1,37 \text{ KN/m}$

La condition requise pour assurer la résistance de l'acrotère à cette force est la suivante :

La charge retenue pour le calcul = $\text{Max}(F_p; 1,5Q) = \text{Max}(1,37; 1,5) = 1,5 \text{ KN/m}^2$

III.2.2. Evaluation des charges et des surcharges

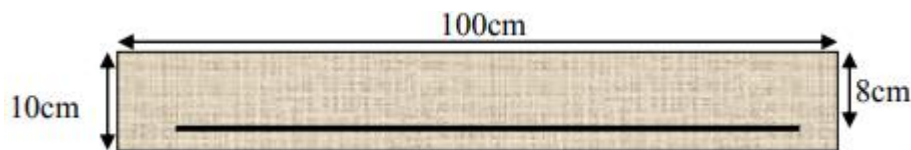
$$G = \left[(0,60 \times 0,10) + (0,10 \times 0,07) + \left(\frac{0,1 \times 0,03}{2} \right) \right] \times 25 = 1,712 \text{ KN / ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml}$$

$$N_u = 2,31 \text{ KN} ; M_u = 0,9 \text{ KN.m} ; V_u = 1,5 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 1,712 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = 0,6 \text{ KN.m}$$

III.2.3. Calcul du ferrailage de l'acrotère (ELU)



➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_1: \text{excentricité du 1er ordre: } e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,39 \text{ m} \Rightarrow e = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} < e \Rightarrow \text{SPC.}$$

$$A_s = A_{s, \text{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$M_{\text{fictif}} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right); M_{\text{fictif}} = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{uf}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0,97 \times 10^3}{12,47 \times 100 \times 8^2} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu < 0,1 \Rightarrow A_{sf} = \frac{1,07 \times M_l}{\sigma_s \times d} = \frac{1,07 \times 0,97 \times 10^3}{348 \times 8} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,37 - \frac{2,31}{100 \times 348} \times 10^3 = 0,3 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \max \left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\min} = \max(1; 0,883) = 1 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s; A_{\min}) = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 4T8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ L'espacement :

$$S_h \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow S_h = 25 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espaceur :**

$$S_v \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \rightarrow S_v = 20 \text{ cm}$$

III.2.4. Vérification à l'ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10}{100 \times 8} = 0,018 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable ; } \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,018 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification des Armatures transversales :**

$$\tau_u = 0,018 \text{ MPa} < 0,05 \times f_{c28} = 0,05 \times 22 = 1,1 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

III.2.5. Vérification à l'ELS

➤ **Position du l'axe neutre :**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6 \times 10^2}{1,712} = 35,04 \text{ cm} \Rightarrow e_G > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} \Rightarrow \text{SPC}$$

$$C = \frac{h}{2} - e_G \Rightarrow C = \frac{10}{2} - 35,04 = -30,04 \text{ cm}$$

$$Y_{ser} = Z_C + C$$

$$\begin{cases} P = -3c^2 + 90 \times A \cdot \frac{(d-c)}{b} \\ q = -2c^3 - 90 \times A \cdot \frac{(d-c)^2}{b} \end{cases}$$

D'où ;

$$\begin{cases} P = -3 \times (-30,04)^2 + 90 \times 2,01 \times \frac{(8+30,04)}{100} = -2638,39 \text{ cm}^2 \\ q = -2 \times (-30,04)^3 - 90 \times 2,01 \times \frac{(8+30,04)^2}{100} = 51598,59 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Résolution de l'équation :**

$$Z^3 + P \times Z + q = 0$$

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4 \times P^3}{27}\right) = (51598,59)^2 + \left(\frac{4 \times (-2638,39)^3}{27}\right)$$

$$\Delta = -5,85 \times 10^7$$

$$\text{On a : } \Delta < 0 \text{ donc : } \varphi = \text{Arc cos} \left[\frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \right]$$

$$\varphi = \text{Arc cos} \left[\frac{3 \times 51598,59}{2 \times (-2638,39)} \times \sqrt{\frac{-3}{-2638,39}} \right] \Rightarrow \varphi = 171,57^\circ$$

$$a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{2638,39}{3}} = 59,31$$

Nous avons trois solutions :

$$Z_1 = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 32,14 \text{ cm}$$

$$Z_2 = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -59,23 \text{ cm}$$

$$Z_3 = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 27,1 \text{ cm}$$

$$Y_{\text{ser}} = Z_C + C$$

$$Y_{\text{ser}1} = 32,14 + (-30,04) = 2,1 \text{ cm}$$

$$Y_{\text{ser}2} = -59,23 + (-30,04) = -89,27 \text{ cm}$$

$$Y_{\text{ser}3} = 27,1 + (-30,04) = -2,94 \text{ cm}$$

$$0 \leq Y_{\text{ser}} \leq d \Rightarrow Y_{\text{ser}} = 2,1 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} \times b \times y^3 + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times (2,1)^3 + 15 \times 2,01 \times (8 - 2,1)^2 = 1358,22 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times Z}{I} \times Y_{\text{ser}} = \frac{1,712 \times 32,14}{1358,22} \times 2,1 = 0,085 \text{ KN / cm}^2 = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{FP donc : } \sigma_s = 15 \times \frac{N_s \times Z_c}{I} \times (d - Y_{\text{ser}}) = 15 \times 0,04 \times (8 - 2,1)$$

$$\sigma_s = 3,54 \text{ KN / cm}^2 = 35,4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266,66 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 35,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

III.2.6. Schémas de ferrailage

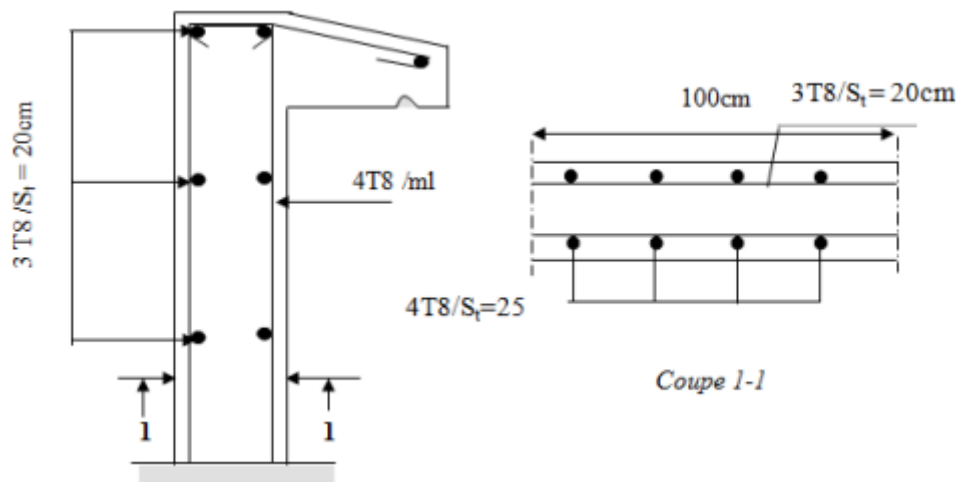


Figure III.2: Coupe de ferrailage de l'acrotère.

III.3. Etude de balcon

Le balcon est traité comme une poutre en console soumise à une flexion simple et une fissuration préjudiciable. Son calcul est effectué en utilisant une bande de 1 mètre de longueur.

III.3.1. Evaluation des charges et des surcharges

$$G = 7,31 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN /m}^2 ; P_{\text{acrotère}} = 1,712 \text{ KN}$$

III.3.2. Combinaisons fondamentales

➤ A l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,5 \times 7,31 + 1,5 \times 1 = 11,37 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35P = 1,35 \times 1,712 = 2,311 \text{ KN}$$

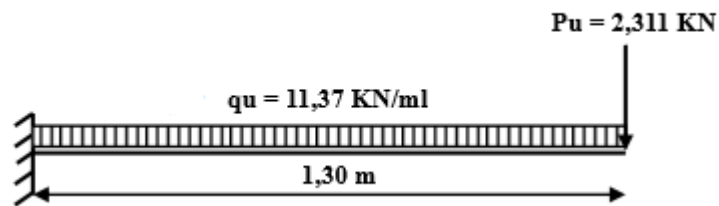


Figure III.3: Schéma statique de calcul a l'ELU.

➤ A l'ELS :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 7,31 + 1 = 8,31 \text{ KN/ml}$$

$$P_{\text{ser}} = P = 1,712 \text{ KN}$$

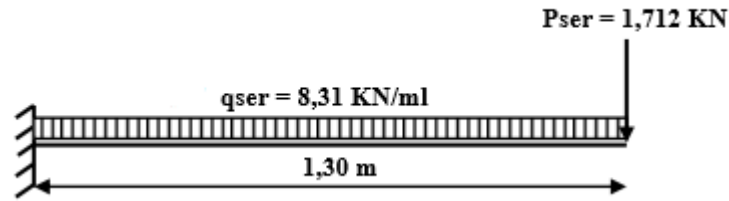


Figure III.4: Schéma statique de calcul à l'ELS.

III.3.3. Calcul des sollicitations (M, V)

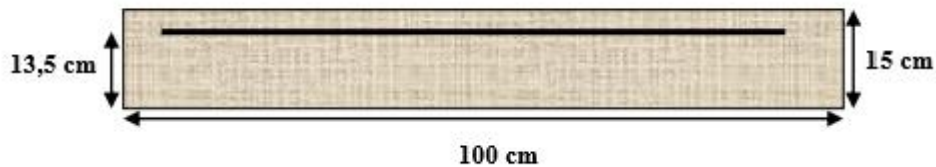
$$M_u = -\frac{11,37 \times 1,3^2}{2} - 2,311 \times 1,30 = -12,61 \text{ kN}$$

$$V_u = 11,37 \times 1,30 + 2,311 = 17,09 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = -\frac{8,31 \times 1,3^2}{2} - 1,712 \times 1,30 = -9,25 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = 8,31 \times 1,30 + 1,712 = 12,51 \text{ kN}$$

III.3.4. Calcul de ferrailage longitudinal à l'ELU



$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,15 = 0,135 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,61 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,167} = 0,0488 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0586 \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{12,61 \times 10^{-3}}{0,132 \times 347,826} \times 10^4 = 2,746 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,132 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 1,63 \text{ cm}^2 < A \rightarrow \text{on ferraille avec } A \text{ et on}$$

adopte : **4HA10 / ml = 3,14 cm²/ml** avec **S_t = 30 cm**

$$S_t \leq \min(45\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow CV$$

$$A_r = \frac{A}{3} = \frac{3,14}{3} = 1,047\text{cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{on choisit } \mathbf{5HA8} = \mathbf{2,51\text{ cm}^2} \text{ avec } \mathbf{S_t = 30\text{ cm}}$$

$$S_t \leq \min(4e ; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm} ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \rightarrow CV$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{17,09 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,126\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \right] \begin{cases} \text{cas des armatures transversales } (\alpha = 90^\circ) \\ FN \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{25}{1,5} ; 4 \right] = 2,5\text{MPa} \rightarrow \tau_u = 0,122\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \rightarrow CV$$

Pas nécessité des armatures transversales.

➤ Vérification de l'adhérence d'appui :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{17,09 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,135 \times 0,12566} = 1,119\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow CV$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times \pi \times 10 = 125,66\text{ mm}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

III.3.5. Vérifications à ELS

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

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15((A \times d) + (A' + d')) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A' (y - d')^2 + 15 \times A (d - y)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y = 0,0313\text{m} \\ I = 6,087 \cdot 10^{-5} \text{m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{9,25 \cdot 10^{-3}}{6,087 \cdot 10^{-5}} \times 0,0313 = 4,756\text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15\text{MPa} \rightarrow CV$$

III.3.6. Vérification de la flèche

$$f = \frac{M_{ser} \times L^2}{4 \times E \times I} = \frac{9,25 \times 10^{-3} \times 1,30^2}{4 \times 32164,195 \times 2,8125 \times 10^{-4}} \cdot 10^2 = 0,043\text{cm} < \bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{130}{250} = 0,52\text{cm} \rightarrow CV$$

III.3.7. Schéma de ferrailage

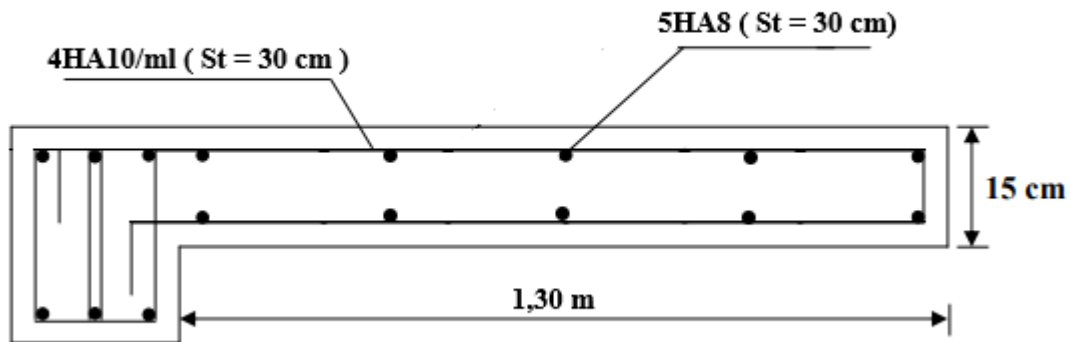


Figure III.5: Ferrailage du balcon.

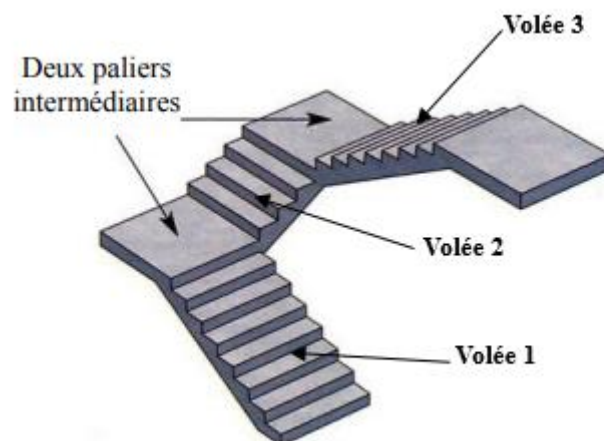
III.4. Etude de l'escalier

Les calculs sont effectués en considérant la flexion simple sur une bande de 1 ml avec FPP.

On dispose de deux types d'escaliers :

- Escalier droit à deux volées ;
- Escalier droit à trois volées.

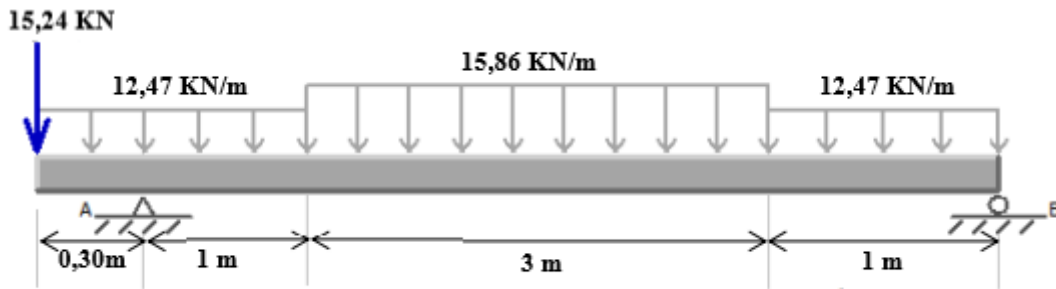
On s'intéresse à l'étude de ce dernier qui est situé au niveau du RDC.



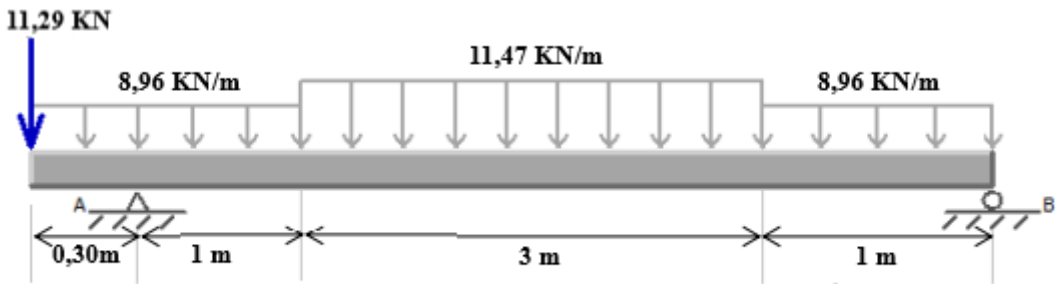
L'élément	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Volée	$q_u = 15,86$	$q_s = 11,47$
Palier	$q_u = 12,47$	$q_s = 8,96$

III.4.1. Schéma statique

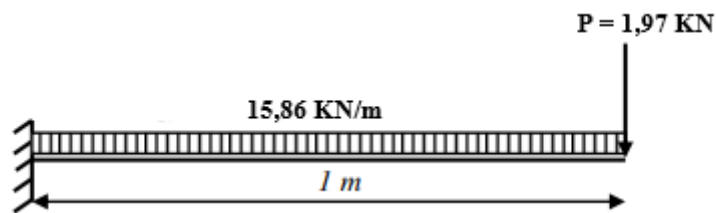
➤ Volée 1 et 3 à L'ELU :



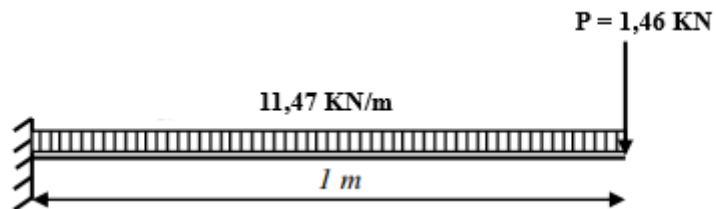
➤ Volée 1 et 3 à L'ELS :



➤ Volée 2 à l'ELU :



➤ Volée 2 à l'ELS :



III.4.2. Calcul des sollicitations

a. Pour volée 1 et 3 :

Après calcul par la méthode RDM, on doit tenir compte du semi-encastrement et on prend :

➤ Aux appuis : $M_a = - 0,5 M_{0 \max}$

➤ En travées : $M_t = 0,75 M_{0 \max}$

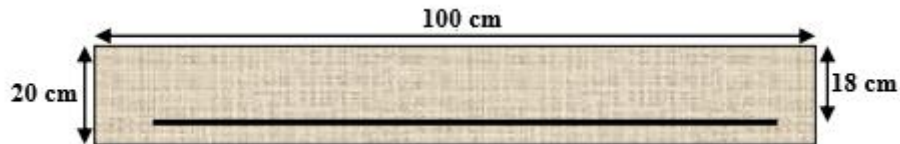
	$M_{0 \max}$ (KN.m)	V (KN)	$M_{a \max}$ (KN.m)	$M_{t \max}$ (KN.m)
ELU	45,33	37,29	-22,67	33,99
ELS	38,81	26,92	-19,41	29,11

b. Pour volée 2 :

	$M_{e \max}$ (KN.m)	V (KN)
ELU	-9,72	17,65
ELS	-7,2	12,93

III.4.3. Calcul du ferrailage à l'ELU

III.4.3.1. Ferrailage en travée pour volée 1 et 3



$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,20 = 0,18 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{33,99 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,167} = 0,074 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0962 \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{33,99 \times 10^{-3}}{0,173 \times 347,826} \times 10^4 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,173 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 2,17 \text{ cm}^2 < A \rightarrow \text{on ferraille avec } A \text{ et on}$$

adopte : **6HA12 / ml = 6,79 cm²/ml** avec **S_t = 15 cm**

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow C.V$$

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{on choisit } \mathbf{4HA8} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2} \text{ avec } \mathbf{S_t} = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) = \min(80 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow C.V$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{37,29 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,07}{1,5} \times 25 = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 0,207 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

Pas nécessité des armatures transversales.

III.4.3.2. Vérifications à ELS pour volée 1 et 3

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

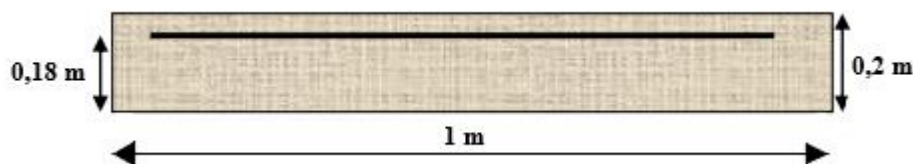
$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15((A \times d) + (A' + d')) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A' (y - d')^2 + 15 \times A (d - y)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y = 0,0512 \text{ m} \\ I = 2,137 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{29,11 \cdot 10^{-3}}{2,137 \cdot 10^{-4}} \times 0,0512 = 6,97 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

III.4.3.3. Vérification de la flèche

$$f = \frac{M_{ser} \times L^2}{4 \times E \times I} = \frac{29,11 \times 10^{-3} \times 5^2}{4 \times 32164,195 \times 6,667 \times 10^{-4}} \cdot 10^2 = 0,848 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm} \rightarrow C.V$$

III.4.4. Ferrailage en appui pour volée 1 et 3



$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,20 = 0,18 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22,67 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,167} = 0,0494 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0634 \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{22,67 \times 10^{-3}}{0,175 \times 347,826} \times 10^4 = 3,72 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,175 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 2,17 \text{ cm}^2 < A \rightarrow \text{On ferraille avec } A \text{ et on}$$

adopte : **5HA10 / ml = 3,93 cm²/ml** avec **S_t = 20 cm**

$$S_t \leq \min(60 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow C.V$$

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{on choisit } \mathbf{4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2} \text{ avec } \mathbf{S_t = 25 \text{ cm}}$$

$$S_t \leq \min(80 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow C.V$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{37,29 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,07}{1,5} \times 25 = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 0,207 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

Pas nécessité des armatures transversales.

III.4.4.1. Vérification de l'adhérence d'appui

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{37,29 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,15708} = 1,465 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow C.V$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times \pi \times 10 = 157,08 \text{ mm}$$

III.4.4.2. Vérifications à ELS pour volée 1 et 3

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

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15((A \times d) + (A' + d')) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A' (y - d')^2 + 15 \times A (d - y)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y = 0,0405 \text{ m} \\ I = 1,368 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{19,41 \cdot 10^{-3}}{1,368 \cdot 10^{-4}} \times 0,0405 = 5,75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

III.4.5. Coupe de ferrailage

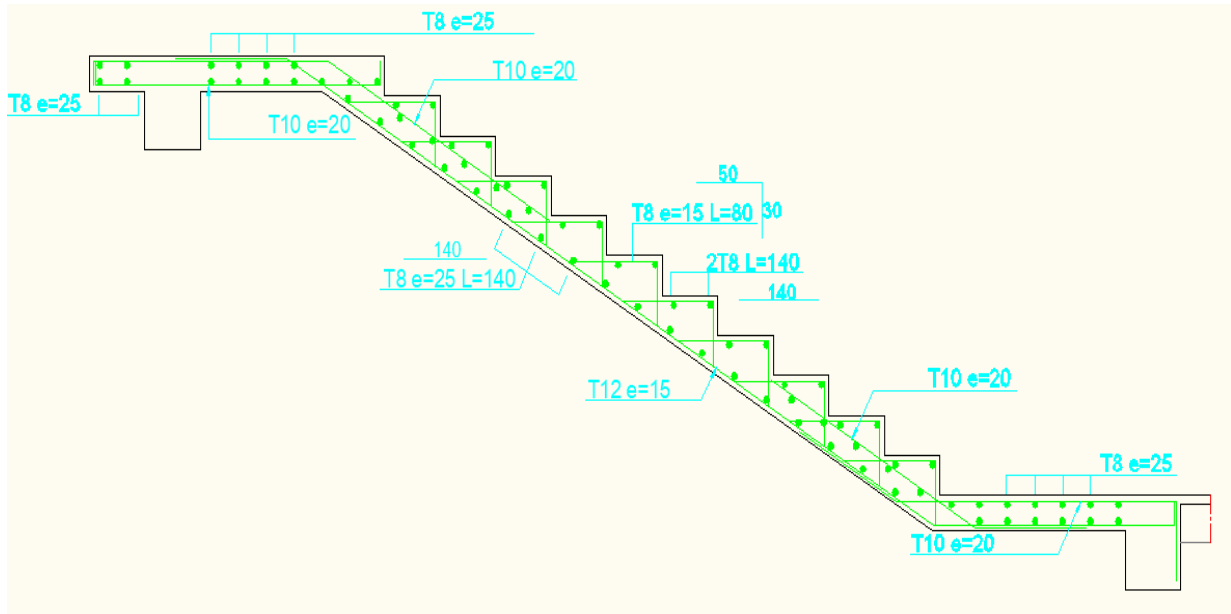
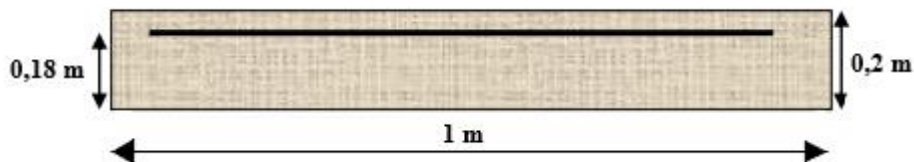


Figure III.6: Coupe de ferrailage des volées 1 et 3 de l'escalier.

III.4.6. Ferrailage à l'encastrement de la volée 2



$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,20 = 0,18 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,72 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,167} = 0,0212 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0268 \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{9,72 \times 10^{-3}}{0,178 \times 347,826} \times 10^4 = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,178 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 2,17 \text{ cm}^2 < A \rightarrow \text{On ferraille avec } A \text{ et on}$$

adopte : **4HA8 / ml = 2,01 cm²/ml** avec **S_t = 25 cm**

$$S_t \leq \min(60 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow C.V$$

$$A_r = \frac{A}{3} = \frac{2,01}{3} = 0,67 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{on choisit } \mathbf{3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2} \text{ avec } \mathbf{S_t = 33 \text{ cm}}$$

$$S_t \leq \min(80 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow C.V$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{17,65 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,0814 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,07}{1,5} \times 25 = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 0,207 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

Pas nécessité des armatures transversales.

III.4.6.1. Vérification de l'adhérence d'appui

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{17,65 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,10053} = 1,084 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow C.V$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times \pi \times 8 = 100,53 \text{ mm}$$

III.4.6.2. Vérifications à ELS pour volée 2

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

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15((A \times d) + (A' \times d')) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A' (y - d')^2 + 15 \times A (d - y)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y = 0,03 \text{ m} \\ I = 7,684 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2,01 \cdot 10^{-4}}{7,684 \cdot 10^{-5}} \times 0,03 = 2,81 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

III.4.7. Etude de la poutre palière

Elle assure le soutien des volées d'escalier entre deux niveaux adjacents. Elle est soumise à une charge uniforme due au poids propre des volées, elle est calculée en flexion simple, avec FPP.

III.4.7.1. Pré-dimensionnement de la poutre palière

$$L_{pp} = 1,40 + 0,30 + 1,40 = 3,10 \text{ m}$$

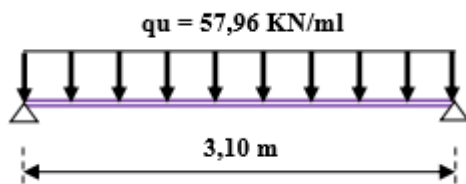
$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 20,67\text{ cm} \leq h \leq 31\text{ cm} \Rightarrow h = 35\text{ cm} \\ 10,5\text{ cm} \leq b \leq 24,5\text{ cm} \Rightarrow b = 30\text{ cm} \end{cases}$$

Le RPA99 recommande :

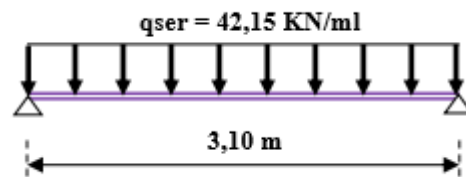
$$\begin{cases} h \geq 30\text{ cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 35\text{ cm} > 30\text{ cm} \\ 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \\ \frac{35}{30} = 1,17 < 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.4.7.2. Schéma statique de la poutre palière

- Poids propre : $g_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur : $2,81 \times 3,80 = 10,678 \text{ KN/ml}$
- Charge transmise par les volées à l'ELU : $q_{u \text{ volées}} = 40 \text{ KN/ml}$
- Charge transmise par les volées à l'ELS : $q_{ser \text{ volées}} = 28,85 \text{ KN/ml}$
- Charge totale à l'ELU : $q_{u \text{ totale}} = 1,35 (2,625 + 10,678) + 40 = 57,96 \text{ KN/ml}$
- Charge totale à l'ELS : $q_{ser \text{ totale}} = (2,625 + 10,678) + 28,85 = 42,15 \text{ KN/ml}$



À l'ELU



À l'ELS

III.4.7.3. Calcul des sollicitations

➤ À l'ELU :

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{57,96 \times 3,10^2}{8} = 69,62 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- Moment en travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 69,62 = 59,17 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- Moment en appuis : $M_a = -0,5M_0 = -0,5 \times 69,62 = -34,81 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- Effort tranchant : $V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{57,96 \times 3,10}{2} = 89,84 \text{ KN}$

➤ À l'ELS :

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = \frac{42,15 \times 3,10^2}{8} = 50,63 \text{ KN} \cdot \text{m}$

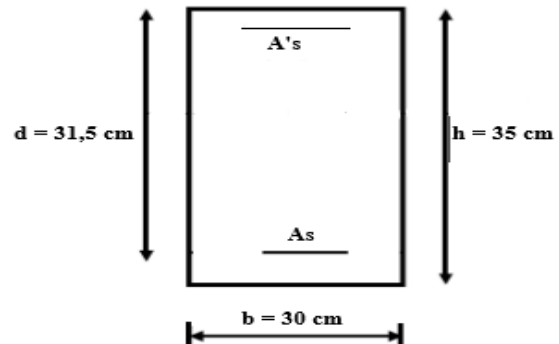
- Moment en travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 50,63 = 43,03 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- Moment en appuis : $M_a = -0,5M_0 = -0,5 \times 50,63 = -25,31 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- Effort tranchant : $V = \frac{q_{ser} \times L}{2} = \frac{42,15 \times 3,10}{2} = 65,33 \text{ KN}$

III.4.7.4. Ferrailage de la poutre palière

➤ En travée :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,35 = 0,315 \text{ m}$$



$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{59,17 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,167} = 0,140 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,189 \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{59,17 \times 10^{-3}}{0,291 \times 347,826} \times 10^4 = 5,85 \text{ cm}^2 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,291 \text{ m} \end{array} \right.$$

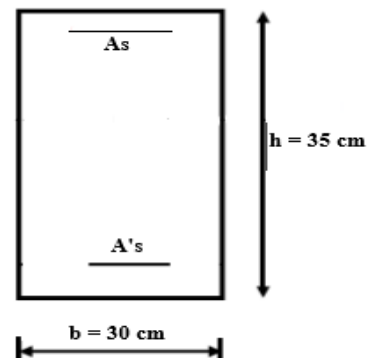
$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 1,14 \text{ cm}^2 < A \rightarrow \text{On ferraille avec } A$$

et on adopte : **6HA12 = 6,79 cm²**

➤ En appuis :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,35 = 0,315 \text{ m}$$



$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{34,81 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,167} = 0,083 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,108 \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{34,81 \times 10^{-3}}{0,3 \times 347,826} \times 10^4 = 3,34 \text{ cm}^2 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,30 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 1,14 \text{ cm}^2 < A \rightarrow \text{On ferraille avec } A$$

et on adopte : **3HA12 = 3,39 cm²**

➤ **Les armatures transversales Φ_t :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35} ; \frac{300}{10} ; 12 \right\} \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min \{0,9 \times 31,5 ; 40 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min \{28,3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 28,3 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

III.4.7.5. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{89,84 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,95 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,07}{1,5} \times 25 = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 0,95 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

Pas nécessité des armatures transversales.

III.4.7.6. Vérification des contraintes à l'ELS

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

➤ **En appuis :**

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15((A \times d) + (A' + d')) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A' (y - d')^2 + 15 \times A (d - y)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y = 0,088 \text{ m} \\ I = 3,302 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{25,31 \cdot 10^{-4}}{3,302 \cdot 10^{-4}} \times 0,088 = 6,74 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

➤ **En travée :**

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15((A \times d) + (A' + d')) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A' (y - d')^2 + 15 \times A (d - y)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y = 0,116 \text{ m} \\ I = 5,593 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{43,03 \cdot 10^{-3}}{5,593 \cdot 10^{-4}} \times 0,116 = 8,92 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

III.4.7.7. Vérification de la flèche

$$f = \frac{M_{ser} \times L^2}{4 \times E \times I} = \frac{43,03 \times 10^{-3} \times 3,1^2}{4 \times 32164,195 \times 1,072 \times 10^{-3}} \cdot 10^2 = 0,3 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{310}{250} = 1,24 \text{ cm} \rightarrow C.V$$

III.4.7.8. Schémas de ferrailage de la poutre palière

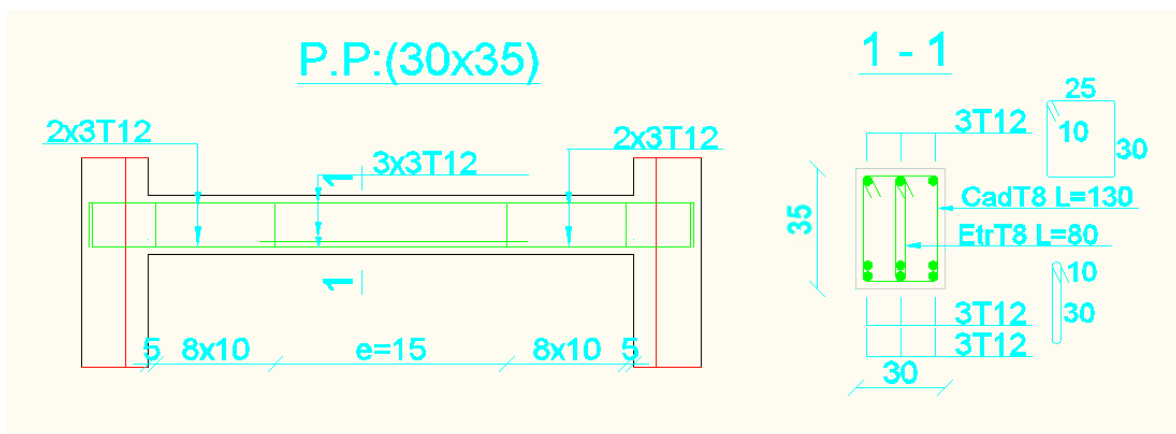


Figure III.7: Schémas de ferrailage de la poutre palière.

III.5. Etude des planchers

Ils sont des éléments horizontaux plats qui doivent présenter une rigidité infinie dans leur propre plan.

III.5.1. Planchers à corps creux

Ils se composent de trois éléments essentiels. Les hourdis, qui agissent comme un coffrage permanent, sont placés sur des poutrelles qui sont coulées sur place. Ensuite, une table de compression est coulée sur les hourdis.

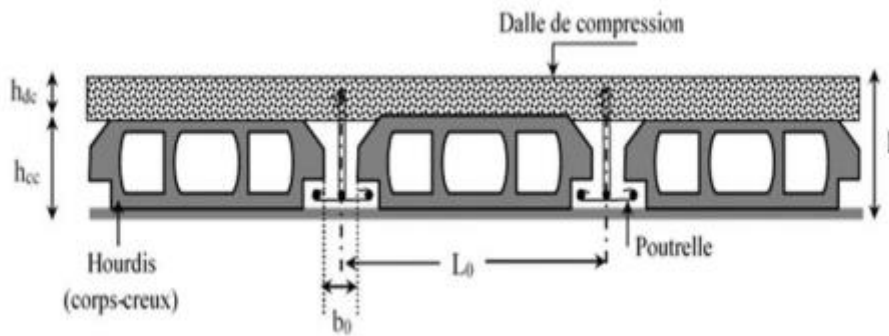
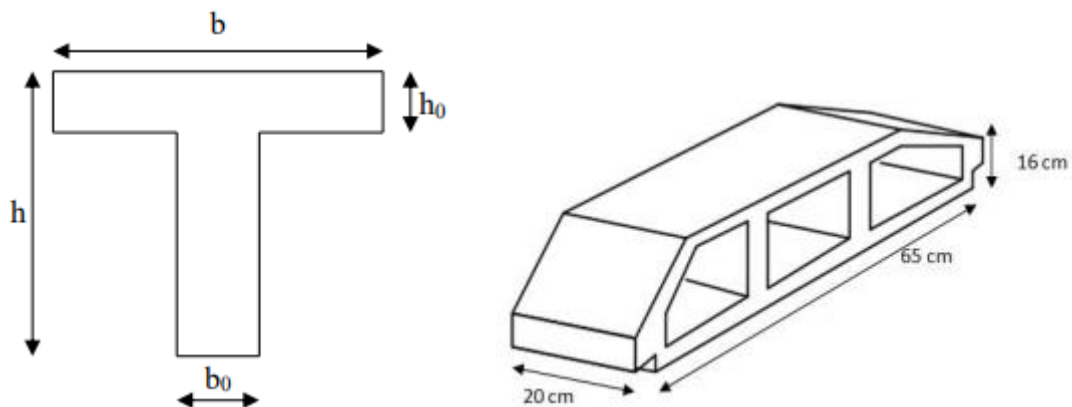


Figure III.8: Coupe transversale d'un plancher.

III.5.1.1. Dimensionnement des poutrelles

La disposition des poutrelles est déterminée par deux critères :

- Elles sont positionnées parallèlement à la portée la plus courte.
- Si les poutres des deux directions sont équivalentes, on choisit la direction offrant le plus grand nombre d'appuis (selon le critère de continuité), car ces appuis réduisent les moments dans la travée et diminuent la déformation.



III.5.1.2. Calcul des poutrelles

Une fois que la dalle de compression a été coulée et a durci, la poutrelle fonctionne comme une poutre en T avec les dimensions suivantes : $b = 65 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$, $b_0 = 12 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$.

Tableau III.1: Détermination du chargement q_u et q_s revenant sur la poutrelle.

Type de Plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$ (KN/ml)	$q_s = (G + Q) \times b$ (KN/ml)
Plancher	6,36	1	6,56	4,78

terrasse				
Plancher 2 ^{ème} étage	5,06	2,5	6,88	4,81

D'après le tableau, le chargement le plus défavorable est au niveau du plancher 2^{ème} étage.

III.5.1.2.1. Calcule des efforts (M, T) agissants sur la poutrelle

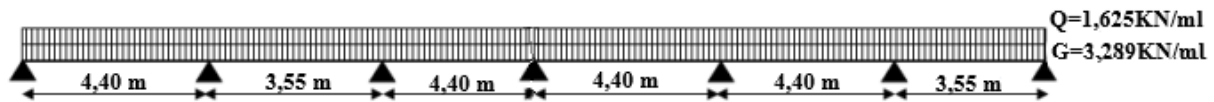


Figure III.9: Schéma statique de la poutrelle.

➤ Méthode de calcul

On utilise la méthode forfaitaire si les conditions ci-après sont vérifiées :

- ✓ $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2G = 2 \times 5,06 = 10,12 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2)$
Alors : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \leq 10,12 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{(C.V)}$
- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales restent constants dans toutes les travées en continuité $\rightarrow \text{(C.V)}$
- ✓ Les portées successives sont établies dans une proportion comprise entre 0,8 et 1,25 ;

$$0,8 \leq \frac{440}{355} = 1,24 \leq 1,25 ; 0,8 \leq \frac{355}{440} = 0,807 \leq 1,25 \rightarrow \text{(C.V)}$$

- ✓ La fissuration est peu nuisible $\rightarrow \text{(C.V)}$

➤ Application de la méthode

$$q_u = 6,88 \text{ KN/ml} ; q_{\text{ser}} = 4,81 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2,5}{5,06+2,5} = 0,331 ; 1+0,3\alpha = 1,099 ; \text{Max} \{1+0,3\alpha ; 1,05\} = 1,099$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = \frac{1,099}{2} = 0,549 ; \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,649$$

➤ Les moments en appuis

$$\text{appuis de rive : } M_a = 0,15.M_0$$

$$\text{appuis voisin de rive : } M_a = 0,5.M_0$$

$$\text{appuis intermédiaires : } M_a = 0,4.M_0$$

➤ Les moments en travée

$$\text{condition 1 : } M_t = \max \begin{cases} (1+0,3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ 1,05M_0 \end{cases}$$

$$\text{condition 2 : travée de rive : } M_t = \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$$

$$\text{travée intermédiaire : } M_t = \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$$

$$V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} \quad ; \quad V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} \quad ; \quad a = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \quad ; \quad b = L - a$$

Tableau III.2: Moments de flexion à l’ELU.

Travée	1	2	3	4	5	6	
L (m)	4,40	3,55	4,40	4,40	4,40	3,55	
$M_0 = q_u \times l^2 / 8$ (KN.m)	16,65	10,84	16,65	16,65	16,65	10,84	
Appuis	1	2	3	4	5	6	7
Coef forfaitaire	0,15	0,5	0,4	0,4	0,4	0,5	0,15
M_a (KN.m)	2,50	8,32	6,66	6,66	6,66	8,32	1,63
M_t (KN.m) (condition 1)	12,89	4,42	11,64	11,64	10,81	6,94	
M_t (KN.m) (condition 2 – tr de rive)	10,81	/	/	/	/	7,04	
M_t (KN.m) (condition 2 – tr inter)	/	5,95	9,14	9,14	9,14	/	
M_t (KN.m) (résultat)	12,89	5,95	11,64	11,64	10,81	7,04	

Tableau III.3: Moments de flexion à l’ELS.

Travée	1	2	3	4	5	6	
L (m)	4,40	3,55	4,40	4,40	4,40	3,55	
$M_0 = q_s \times l^2 / 8$ (KN.m)	11,64	7,58	11,64	11,64	11,64	7,58	
Appuis	1	2	3	4	5	6	7
Coef forfaitaire	0,15	0,5	0,4	0,4	0,4	0,5	0,15
M_a (KN.m)	1,74	5,82	4,66	4,66	4,66	5,82	1,14
M_t (KN.m) (condition 1)	9,01	3,09	8,13	8,13	7,55	4,85	
M_t (KN.m) (condition 2 – tr de rive)	7,55	/	/	/	/	4,92	

M_t (KN.m) (condition 2 – tr inter)	/	4,16	6,39	6,39	6,39	/
M_t (KN.m) (résultat)	9,01	4,16	8,13	8,13	7,55	4,92

Tableau III.4: Efforts tranchants à l'ELU.

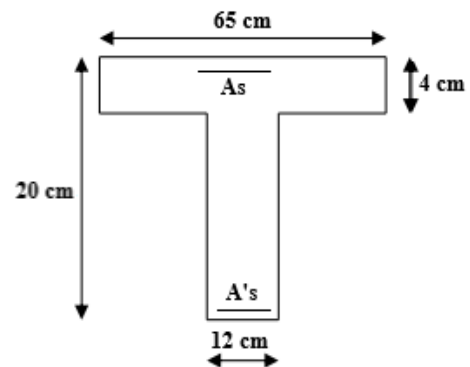
Travée	1	2	3	4	5	6
M_w (KN.m)	2,50	8,32	6,66	6,66	6,66	8,32
M_e (KN.m)	8,32	6,66	6,66	6,66	8,32	1,63
M_t (KN.m)	12,89	5,95	11,64	11,64	10,81	7,04
L (m)	4,40	3,55	4,40	4,40	4,40	3,55
a (m)	2,02	1,88	2,2	2,2	2,15	2,03
b (m)	2,38	1,67	2,2	2,2	2,25	1,52
V_e (KN)	17,82	15,10	16,64	16,64	17,01	11,41
V_w (KN)	-15,24	-15,18	-16,64	-16,64	-16,25	-15,13

III.5.1.2.2. Ferrailage des poutrelles

➤ **Ferrailage en appuis :**

$$M_u = M_a^{\max} = 8,32 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$



$$M_{Tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,17 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 0,0589 \text{ MN.m}$$

$M_{Tu} \geq M_u \Rightarrow$ calcul d'une section ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,32 \cdot 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,0279 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg \text{ et } \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0279} \right) = 0,0354 \\ z = d \left(1 - 0,4\alpha \right) = 0,18 \left(1 - 0,4 \times 0,0354 \right) = 0,177 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{8,32 \cdot 10^{-3}}{0,177 \times 347,826} \cdot 10^4 = 1,35 \text{ cm}^2$$

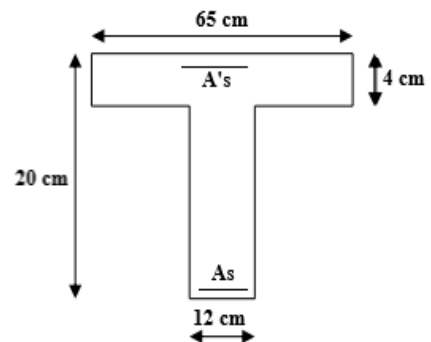
$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 1,41 \text{ cm}^2 > A_s \Rightarrow C.N.V$$

On ferraille avec A_{\min} et on prend **2HA10 = 1,57 cm²**

➤ **Ferraillage en travée :**

$$M_t^{\max} = 12,89 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$



$$M_{Tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,17 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 0,0589 \text{ MN.m}$$

$M_{Tu} = 0,0589 \text{ MN.m} \geq M_u = 0,01289 \text{ MN.m} \Rightarrow$ calcul d'une section ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,89 \cdot 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,0432 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg \text{ et } \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0432} \right) = 0,0552 \\ z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,18 (1 - 0,4 \times 0,0552) = 0,176 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{12,89 \cdot 10^{-3}}{0,176 \times 347,826} \cdot 10^4 = 2,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 1,41 \text{ cm}^2 < A_s \Rightarrow C.V$$

On ferraille avec A_s et on prend **3HA12 = 3,39 cm²**

➤ **Les armatures transversales Φ_t :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 12 \right\} \Rightarrow \phi_t \leq 5,71 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **Espacement :**

$$S_t \leq \min \{0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min \{16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} ; S_t \leq 16,2 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

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

$$V_u^{\max} = 17,82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{17,82 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,825 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0,20 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u \rightarrow C.V$$

III.5.1.2.3. Vérification des contraintes normales a l'ELS

➤ **En appuis :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 1,903 \times 10^{-4} > 0 \Rightarrow \text{Vérification pour une section (b \times h)}$$

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15((A \times d) + (A' + d')) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A' (y - d')^2 + 15 \times A (d - y)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y = 0,0324 \text{ m} \\ I = 5,6944 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,82 \cdot 10^{-3}}{5,6944 \cdot 10^{-5}} \times 0,0324 = 3,31 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

➤ **En travée :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -1,919 \times 10^{-4} < 0 \Rightarrow \text{Vérification pour une section en T}$$

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + (15A + 15A' + (b - b_0)h_0)y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + (b - b_0)\frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 + 15A'(d' - y)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y = 0,041 \text{ m} \\ I = 1,1318 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{9,01 \cdot 10^{-3}}{1,1318 \cdot 10^{-4}} \times 0,041 = 3,264 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

III.5.1.2.4. Vérification de la flèche

$$f = \frac{M_{ser} \times L^2}{4 \times E \times I} = \frac{9,01 \times 10^{-3} \times 4,40^2}{4 \times 32164,195 \times 1,0098 \times 10^{-3}} \cdot 10^2 = 0,134 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{440}{250} = 1,76 \text{ cm} \rightarrow C.V$$

III.5.1.3. Ferrailage de la table de compression

Afin d'éviter les fissurations, la dalle de compression est renforcée dans les deux directions à l'aide d'un treillis soudé.

Il faut respecter les exigences qui suivent :

- Les armatures doivent résister aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Elles doivent assurer une répartition efficace des charges entre les nervures, notamment près des charges localisées telles que les cloisons.
- Les dimensions des mailles doivent être conformes aux normes connues.

Avec :

$$\text{Si : } L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A = 200 / f_e.$$

$$\text{Si: } 50 \leq L \leq 80 \Rightarrow A = 4 \times L / f_e. \quad (L \text{ en cm}).$$

$$\text{Soit : } L = 65 \text{ cm.}$$

$$f_e : 520 \text{ MPa pour TS de } \Phi \leq 6 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } A_{per} = (4 \times 65) / 520 = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A_{per} = 5\Phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{par} = A_{per} / 2 = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A_{par} = 5\Phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte un treillis soudé $T_s = (200 \times 200) \times 5 \times 5$ (Treillis soudé en $\Phi 5$ (200×200)).

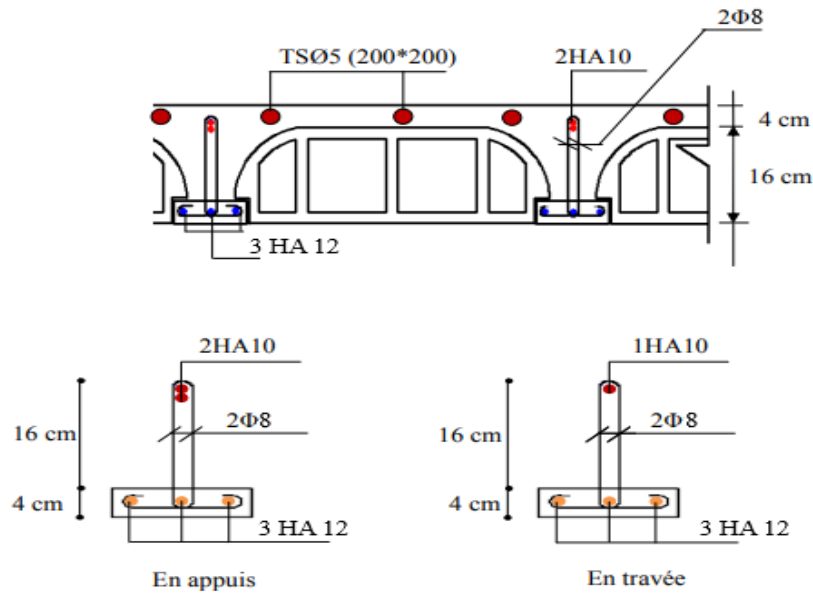


Figure III.10: Schéma de ferrailage du plancher.

III.5.2. Plancher en dalle pleine

Lors du calcul de l'armature d'une dalle pleine, la méthode recommandée par le CBA93 est utilisée pour évaluer les moments et les efforts tranchants.

III.5.2.1. Etude du parking

Tableau III.5: Les charges de calcul appliquées au panneau de dalle.

Dalle pleine	G (KN/m ²)	Q(KN/m ²)	q _u (KN /m ²)	q _s (KN/m ²)
La charge	7,26	2,5	13,55	9,76

➤ Evaluation des moments :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,40}{5,30} = 0,83 > 0,4$$

$$ELU \begin{cases} \rho = 0,83 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0531 \\ \mu_y = 0,649 \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} \rho = 0,83 \\ \nu = 0,20 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,06 \\ \mu_y = 0,75 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q l_x^2 \quad (\text{Bande parallèle } L_x) ; \quad M_y = \mu_y M_x \quad (\text{Bande parallèle } L_y).$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = 0,0531 \times 13,55 \times 4,4^2 \\ M_0^y = 0,649 \times 13,55 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 13,93 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_0^y = 9,04 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_0^x = 0,06 \times 9,76 \times 4,4^2 \\ M_0^y = 0,75 \times 11,34 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 11,34 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 8,50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x \text{ app}} = -0,5M_x \\ M_{x \text{ tra}} = 0,75M_x \end{cases} ; \begin{cases} M_{y \text{ app}} = -0,5M_y \\ M_{y \text{ tra}} = 0,75M_y \end{cases}$$

Tableau III.6: Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELU.

	Sens	Zone	Moments (KN.m)
ELU	X-X	sur appuis	- 6,96
		En travée	10,45
	Y-Y	sur appuis	- 4,52
		En travée	6,78

Tableau III.7: Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELS.

	Sens	Zone	Moments (KN.m)
ELS	X-X	sur appuis	-5,67
		En travée	8,50
	Y-Y	sur appuis	-4,25
		En travée	6,37

III.5.2.2. Calcul des armatures à l'ELU➤ **Sens x-x :**- **Aux appuis :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,96 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,0151 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg$$

$$\mu_{bu} = 0,0151 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,019 \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{6,96 \times 10^{-3}}{0,179 \times 347,83} \times 10^4 = 1,12 \text{ cm}^2 \\ z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,179 \text{ m} \end{cases}$$

On prend : **5HA12/ml = 5,65 cm² /ml** avec **St= 100/5 = 20cm**

- **Aux travées :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,023 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg$$

$$\mu_{bu} = 0,023 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,029 \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{10,45 \times 10^{-3}}{0,178 \times 347,83} \times 10^4 = 1,69 \text{ cm}^2 \\ z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,178 \text{ m} \end{array} \right.$$

On prend : **5HA12/ml = 5,65 cm² /ml** avec **St= 100/5 = 20cm**

➤ **Sens y-y :**

- **Aux appuis :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,010 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg$$

$$\mu_{bu} = 0,010 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,0125 \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{4,52 \times 10^{-3}}{0,179 \times 347,83} \times 10^4 = 0,73 \text{ cm}^2 \\ z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,179 \text{ m} \end{array} \right.$$

On prend : **5HA12/ml = 5,65 cm² /ml** avec **St= 100/5 = 20cm**

- **Aux travées :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,78 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,0148 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg$$

$$\mu_{bu} = 0,0148 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,0186 \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{6,78 \times 10^{-3}}{0,178 \times 347,83} \times 10^4 = 1,10 \text{ cm}^2 \\ z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,178 \text{ m} \end{cases}$$

On adopte : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \mathbf{5HA12}$ avec $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$

III.5.2.2.1. Vérifications à l'ELU

$$A_{x \min} = \omega_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} = 0,8 \cdot 10^{-3} \times 100 \times 20 \times \frac{(3 - 0,83)}{2} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = \omega_0 \times b \times h_0 = 0,8 \cdot 10^{-3} \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$\omega_0 = 0,8\% (FeE 400)$$

Tableau III.8: Vérification de la condition de non fragilité.

	Sens X-X			Sens Y-Y		
	A _{ua} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	vérification	A _{ua} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	vérification
Aux appuis	5,65	1,74	C.V	5,65	1,6	C.V
En travées	5,65	1,74	C.V	5,65	1,6	C.V

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} \Rightarrow 12 \text{ mm} \leq \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \rightarrow \text{C.V}$$

$$A_x // L_x : S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

$$A_y // L_y : S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

➤ Armature d'effort tranchant :

$$\text{Pour } \alpha > 0,4 : \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 13,55 \times \frac{4,40}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,83}{2}} \\ V_y = 13,55 \times \frac{4,40}{3} \leq V_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 21,07 \text{ KN} \\ V_y = 19,87 \text{ KN} < V_x \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ \tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \tau_{ux} = \frac{21,07 \cdot 10^{-3}}{0,18} = 0,12 MPa \leq 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 MPa \\ \tau_{uy} = \frac{19,87 \cdot 10^{-3}}{0,18} = 0,11 MPa \leq 1,17 MPa \end{array} \right.$$

Donc pas nécessité d'armatures d'âme.

➤ **Vérification de l'adhérence :**

$$\bar{\tau}_u = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \quad ; \quad \sum U_i = n \pi \phi$$

- **Sens xx :**

$$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{21,07 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 0,69 MPa < \bar{\tau}_u = 3,15 MPa \rightarrow \text{C.V}$$

- **Sens yy :**

$$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{19,87 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 0,65 MPa < \bar{\tau}_u = 3,15 MPa \rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Encrage des barres :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{\phi f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{c28}} = \frac{1,2 \times 400}{0,4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 25} = 35,55 \text{ cm}$$

III.5.2.2.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

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

➤ **Sens xx :**

- **En appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A') y - 15((A \times d) + (A' + d')) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A' (y - d')^2 + 15 \times A (d - y)^2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y = 0,04756 \text{ m} \\ I = 1,845 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,67 \cdot 10^{-3}}{1,845 \cdot 10^{-4}} \times 0,04756 = 1,46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

- **En travée :**

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15((A \times d) + (A' + d')) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A' (y - d')^2 + 15 \times A (d - y)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y = 0,04756 \text{ m} \\ I = 1,845 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,50 \cdot 10^{-3}}{1,845 \cdot 10^{-4}} \times 0,04756 = 2,19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

➤ **Sens yy :**

- **En appuis :**

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15((A \times d) + (A' + d')) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A' (y - d')^2 + 15 \times A (d - y)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y = 0,04756 \text{ m} \\ I = 1,845 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4,25 \cdot 10^{-3}}{1,845 \cdot 10^{-4}} \times 0,04756 = 1,10 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

- **En travée :**

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15((A \times d) + (A' + d')) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A' (y - d')^2 + 15 \times A (d - y)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y = 0,04756 \text{ m} \\ I = 1,845 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,37 \cdot 10^{-3}}{1,845 \cdot 10^{-4}} \times 0,04756 = 1,64 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

III.5.2.2.3. Schéma de ferrailage

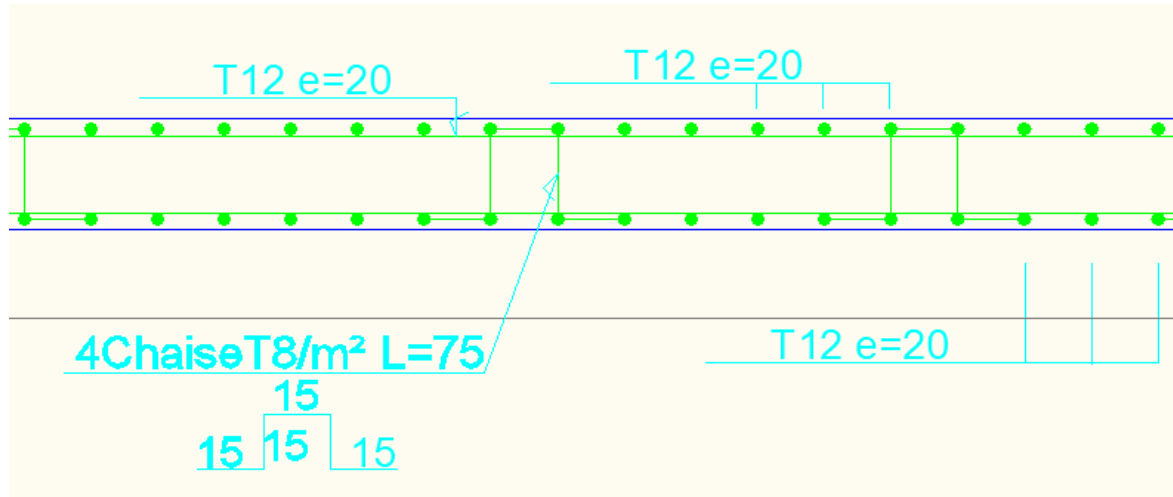


Figure III.11: Schéma de ferrailage de la dalle pleine parking.

III.5.2.3. Etude de la dalle pente (rampe)

➤ Détermination de l'épaisseur des panneaux :

$$h_t \geq \frac{L}{30} = \frac{530}{30} = 17,67 \text{ cm} \quad ; \text{ Soit : } h_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{3,74}{13,15} = 0,284 \Rightarrow \alpha = 15,88^\circ \rightarrow l_y = \frac{5,30}{\cos 15,88^\circ} = 5,51 \text{ m}$$

Tableau III.9: Les charges appliquées sur la dalle.

Dalle pleine	G (KN/m ²)	Q(KN/m ²)	q _u (KN /m ²)	q _s (KN/m ²)
La charge	$7,26/\cos 15,88 = 7,55$	2,5	13,94	10,05

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,40}{5,51} = 0,8 > 0,4$$

$$ELU \begin{cases} \rho = 0,8 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases} \quad ; \quad ELS \begin{cases} \rho = 0,8 \\ \nu = 0,20 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,71 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q l_x^2 \quad (\text{Bande parallèle } L_x) \quad ; \quad M_y = \mu_y M_x \quad (\text{Bande parallèle } L_y).$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = 0,0565 \times 13,94 \times 4,4^2 \\ M_0^y = 0,595 \times 15,25 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 15,25 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_0^y = 9,07 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_0^x = 0,0632 \times 10,05 \times 4,4^2 \\ M_0^y = 0,71 \times 12,30 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 12,30 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 8,73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x \text{ app}} = -0,5M_x \\ M_{x \text{ tra}} = 0,85M_x \end{cases} ; \begin{cases} M_{y \text{ app}} = -0,5M_y \\ M_{y \text{ tra}} = 0,85M_y \end{cases}$$

Tableau III.10: Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELU.

	Sens	Zone	Moments (KN.m)
ELU	X-X	sur appuis	-7,62
		En travée	12,96
	Y-Y	sur appuis	-4,53
		En travée	7,71

Tableau III.11: Valeurs des moments appliquées sur appuis et en travées à l'ELS.

	Sens	Zone	Moments (KN.m)
ELS	X-X	sur appuis	-6,15
		En travée	10,45
	Y-Y	sur appuis	-4,36
		En travée	7,42

III.5.2.3.1. Calcul des armatures à l'ELU en flexion simple➤ **sens x-x :**- **Aux appuis :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,62 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,0166 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg$$

$$\mu_{bu} = 0,0166 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,021 \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{7,62 \times 10^{-3}}{0,178 \times 347,83} \times 10^4 = 1,23 \text{ cm}^2 \\ z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,178 \text{ m} \end{cases}$$

On prend : 5HA12/ml = 5,65 cm²/ml avec St = 100/5 = 20cm

- **Aux travées :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,96 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,028 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg$$

$$\mu_{bu} = 0,028 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,0355 \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{12,96 \times 10^{-3}}{0,177 \times 347,83} \times 10^4 = 2,10 \text{ cm}^2 \\ z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,177 \text{ m} \end{array} \right.$$

On prend : 5HA12/ml = 5,65 cm² /ml avec St= 100/5 = 20cm

➤ **sens y-y :**

- **Aux appuis :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,53 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,01 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg$$

$$\mu_{bu} = 0,01 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,0125 \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{4,53 \times 10^{-3}}{0,179 \times 347,83} \times 10^4 = 0,73 \text{ cm}^2 \\ z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,179 \text{ m} \end{array} \right.$$

On prend : 5HA12/ml = 5,65 cm² /ml avec St= 100/5 = 20cm

- **Aux travées :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,71 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,017 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg$$

$$\mu_{bu} = 0,017 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,021 \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{7,71 \times 10^{-3}}{0,178 \times 347,83} \times 10^4 = 1,24 \text{ cm}^2 \\ z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,178 \text{ m} \end{cases}$$

On adopte : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{5HA12}$ avec $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$

III.5.2.3.2. Vérifications à l'ELU

$$A_{x \min} = \omega_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} = 0,8 \cdot 10^{-3} \times 100 \times 20 \times \frac{(3 - 0,8)}{2} = 1,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = \omega_0 \times b \times h_0 = 0,8 \cdot 10^{-3} \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$\omega_0 = 0,8\% (FeE 400)$$

Tableau III.12: Vérification de la condition de non fragilité.

	Sens X-X			Sens Y-Y		
	A _{ua} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	vérification	A _{ua} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	vérification
Aux appuis	5,65	1,76	C.V	5,65	1,6	C.V
En travées	5,65	1,76	C.V	5,65	1,6	C.V

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} \Rightarrow 12 \text{ mm} \leq \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \rightarrow \text{C.V}$$

$$A_x // L_x : S_t = 20 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_y // L_y : S_t = 20 \text{ cm} < \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Armature d'effort tranchant :**

$$\text{Pour } \alpha > 0,4 : \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 13,94 \times \frac{4,40}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,8}{2}} \\ V_y = 13,94 \times \frac{4,40}{3} \leq V_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 21,9 \text{ KN} \\ V_y = 20,4 \text{ KN} < V_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ \tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{21,9 \cdot 10^{-3}}{0,18} = 0,122 \text{ MPa} \leq 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa} \\ \tau_{uy} = \frac{20,4 \cdot 10^{-3}}{0,18} = 0,113 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc pas nécessité d'armatures d'âme.

➤ **Vérification de l'adhérence :**

$$\bar{\tau}_u = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \quad ; \quad \sum U_i = n \pi \phi$$

- **Sens xx :**

$$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{21,9 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 0,72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

- **Sens yy :**

$$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{20,4 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Encrage des barres :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_{se}} = \frac{\phi f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{c28}} = \frac{1,2 \times 400}{0,4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 25} = 35,55 \text{ cm}$$

III.5.2.3.3. Vérifications des contraintes à l'ELS

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

➤ **Sens xx :**

- **En appuis :**

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15((A \times d) + (A' \times d')) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A' (y - d')^2 + 15 \times A (d - y)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y = 0,04756 \text{ m} \\ I = 1,845 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,15 \cdot 10^{-3}}{1,845 \cdot 10^{-4}} \times 0,04756 = 1,58 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

- **En travée :**

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A') y - 15((A \times d) + (A' + d')) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A' (y - d')^2 + 15 \times A (d - y)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y = 0,04756 \text{ m} \\ I = 1,845 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,45 \cdot 10^{-3}}{1,845 \cdot 10^{-4}} \times 0,04756 = 2,69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

➤ **Sens yy :**

- **En appuis :**

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A') y - 15((A \times d) + (A' + d')) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A' (y - d')^2 + 15 \times A (d - y)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y = 0,04756 \text{ m} \\ I = 1,845 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4,36 \cdot 10^{-3}}{1,845 \cdot 10^{-4}} \times 0,04756 = 1,13 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

- **En travée :**

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A') y - 15((A \times d) + (A' + d')) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A' (y - d')^2 + 15 \times A (d - y)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y = 0,04756 \text{ m} \\ I = 1,845 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7,42 \cdot 10^{-3}}{1,845 \cdot 10^{-4}} \times 0,04756 = 1,91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

III.5.2.3.4. Schéma de ferrailage

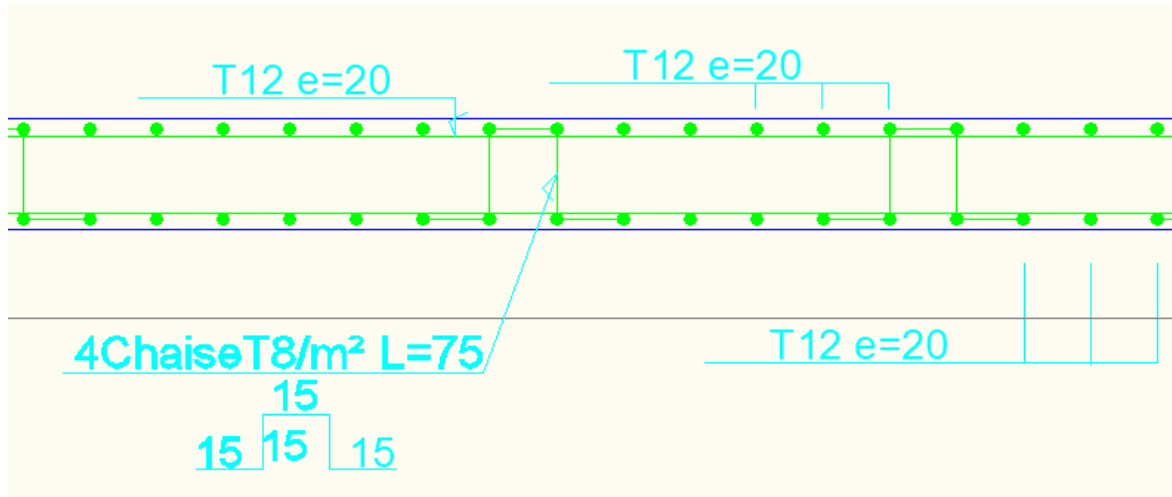


Figure III.12: Schéma de ferrailage de la dalle pente.

III.6. Etude de la salle de machine

III.6.1. Définition

Un ascenseur est un dispositif conçu pour transporter verticalement des personnes ou des charges entre les différents étages d'un bâtiment. Il est composé d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale à l'aide d'un mécanisme spécifique. Dans notre bâtiment, nous avons installé un ascenseur avec une vitesse de déplacement $V=1\text{m/s}$. La surface de la cabine est de $(2,00 \times 2,20)\text{ m}^2$, permettant d'accueillir jusqu'à huit (08) personnes. La capacité totale de charge du système de levage, y compris la cabine pleine, est de neuf (09) tonnes.

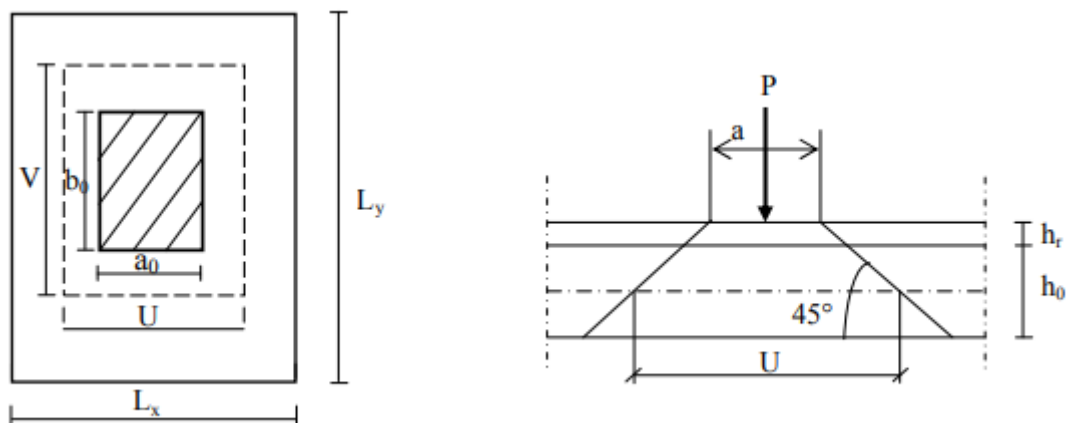


Figure III.13: Répartition de la charge localisée sur la dalle

III.6.2. Dimensionnement

$$h_t \geq l_x/30 = 200/30 = 6,67 \text{ cm}$$

Le **RPA99/V2003** impose que $h_{\min} = 12 \text{ cm}$, donc on prend : **h = 15 cm**

$$\alpha = l_x/l_y = 200/220 = 0,91 : 0,4 < \alpha \leq 1$$

Calcul surface $U \times V$:

$$U = a_0 + h_0 + 2h ; V = b_0 + h_0 + 2h$$

$$a_0 = 170 \text{ cm} ; b_0 = 185 \text{ cm}$$

h = 5 cm épaisseur de revêtement.

$$U = 195 \text{ cm} ; V = 210 \text{ cm}$$

III.6.3. Calcul des sollicitations à L'ELU, v = 0

Système de levage $q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$

Dalle en béton armé
$$\begin{cases} G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN} / m^2 \\ Q = 1 \text{ KN} / m^2 \end{cases}$$

Donc : $Q_u = (1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1) \times 0,91 = 7,32 \text{ KN} / m^2$

III.6.4. Calcul des sollicitations à L'ELS, v = 0,2

Système de levage $q_s = 90 \text{ KN}$

Dalle en béton armé
$$\begin{cases} G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN} / m^2 \\ Q = 1 \text{ KN} / m^2 \end{cases}$$

Donc : $Q_s = (4,85 + 1) \times 0,91 = 5,32 \text{ KN} / m^2$

III.6.5. Evaluation des moments a l'ELU

➤ **M_{x1} et M_{y1} dus au poids propre :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0448 \\ \mu_y = 0,798 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = \mu_x \times q_x \times L_x^2 = 0,0448 \times 7,32 \times 2^2 = 1,31 \text{ KN} . m \\ M_{y1} = \mu_y \times M_{x1} = 0,798 \times 1,31 = 1,04 \text{ KN} . m \end{cases}$$

➤ M_{x2} et M_{y2} dus au système de levage :

$$\begin{cases} M_{x2} = q_u \times M_1 \\ M_{y2} = q_u \times M_2 \end{cases} ; \begin{cases} \frac{U}{L_x} = \frac{195}{200} = 0,975 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{210}{220} = 0,954 \end{cases}$$

$$M_{x2} = q_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0,111 = 13,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = q_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0,111 = 13,48 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 1,31 + 13,48 = 14,79 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 1,04 + 13,48 = 14,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Zone	Sens	Mu (KN.m)
Aux appuis	L _x	-0,5 × 14,79 = -7,39
	L _y	-0,5 × 14,52 = -7,26
En travée	L _x	0,75 × 14,79 = 11,09
	L _y	0,75 × 14,52 = 10,89

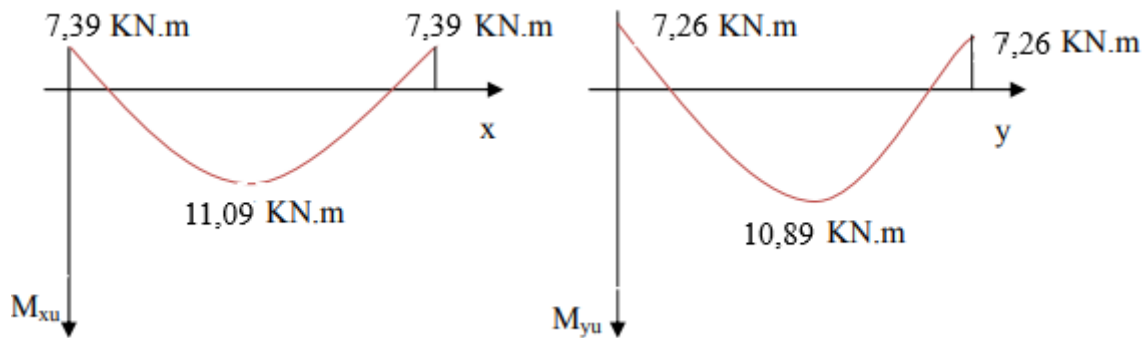


Figure III.14: Diagrammes des moments L'ELU.

III.6.6. Evaluation des moments a l'ELS

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0448 \\ \mu_y = 0,798 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = \mu_x \times q_x \times L_x^2 = 0,0448 \times 5,32 \times 2^2 = 0,953 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = \mu_y \times M_{x1} = 0,798 \times 0,953 = 0,76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = q_s \times M_1 \\ M_{y2} = q_s \times M_2 \end{cases} ; \begin{cases} \frac{U}{L_x} = \frac{195}{200} = 0,975 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{210}{220} = 0,954 \end{cases}$$

$$M_{x2} = q_s \cdot M_1 = 90 \times 0,111 = 9,99 \text{ KN.m} ; M_{y2} = q_s \cdot M_2 = 90 \times 0,111 = 9,99 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0,953 + 9,99 = 10,94 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0,76 + 9,99 = 10,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Zone	Sens	M_s (KN.m)
Aux appuis	L_x	$-0,5 \times 10,94 = -5,47$
	L_y	$-0,5 \times 10,75 = -5,37$
En travée	L_x	$0,75 \times 10,94 = 8,21$
	L_y	$0,75 \times 10,75 = 8,06$

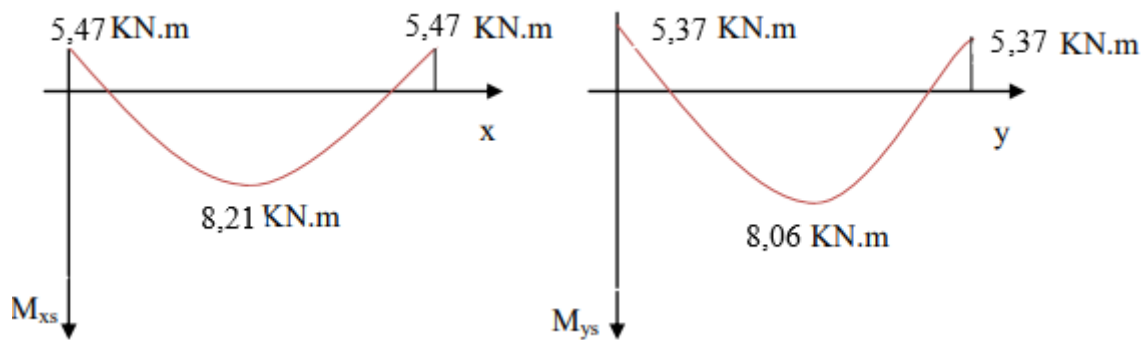


Figure III.15: Diagrammes des moments L'ELS.

III.6.7. Calcul des armatures à l'ELU

➤ **En travée :**

- **Sens xx :** (fissuration peu préjudiciable).

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,15 = 0,135 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,09 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,167} = 0,043 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg$$

$$\mu_{bu} = 0,043 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0549 \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{11,09 \times 10^{-3}}{0,132 \times 347,826} \times 10^4 = 2,41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,132 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 1,63 \text{ cm}^2 < A \rightarrow \text{on ferraille avec } A \text{ et}$$

on adopte : **5HA10 / ml = 3,93 cm²/ml** avec **S_t = 20 cm**

$$S_t \leq \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow C.V$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{68,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,504 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,07}{1,5} \times 25 = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 0,504 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

Pas nécessité des armatures transversales.

- **Sens yy** : (fissuration peu préjudiciable).

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,15 = 0,135 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,89 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,167} = 0,042 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg$$

$$\mu_{bu} = 0,042 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0536 \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{10,89 \times 10^{-3}}{0,132 \times 347,826} \times 10^4 = 2,37 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,132 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 1,63 \text{ cm}^2 < A \rightarrow \text{on ferraille avec } A \text{ et}$$

on adopte : **5HA10 / ml = 3,93 cm²/ml** avec **S_t = 20 cm**

$$S_t \leq \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow C.V$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{68,80 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,51 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,07}{1,5} \times 25 = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 0,51 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

Pas nécessité des armatures transversales

➤ **Vérification au non poinçonnement :**

$$P = 90 \text{ KN} \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 [2(1,95 + 2,1)] \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 910 \text{ KN} \rightarrow C.V$$

➤ **Aux appuis :**

- **Sens xx :** (fissuration peu préjudiciable).

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,15 = 0,135 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,39 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,167} = 0,029 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg$$

$$\mu_{bu} = 0,029 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0368 \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{7,39 \times 10^{-3}}{0,133 \times 347,826} \times 10^4 = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,133 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 1,63 \text{ cm}^2 > A \rightarrow \text{on ferraille avec } A_{\min}$$

et on adopte : **5HA10 / ml = 3,93 cm²/ml** avec **S_t = 20 cm**

$$S_t \leq \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow C.V$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{50,32 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,373 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,07}{1,5} \times 25 = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 0,373 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

Pas nécessité des armatures transversales.

- **Sens yy :** (fissuration peu préjudiciable).

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,15 = 0,135 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,26 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,167} = 0,0281 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg$$

$$\mu_{bu} = 0,0281 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0356 \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{7,26 \times 10^{-3}}{0,133 \times 347,826} \times 10^4 = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,133 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 1,63 \text{ cm}^2 > A \rightarrow \text{on ferraille avec } A_{\min}$$

et on adopte : **5HA10 / ml = 3,93 cm²/ml** avec **S_t = 20 cm**

$$S_t \leq \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow C.V$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{50,85 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,377 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,07}{1,5} \times 25 = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 0,377 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

Pas nécessité des armatures transversales

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$P = 90 \text{ KN} \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 [2(1,95 + 2,1)] \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 910 \text{ KN} \rightarrow C.V$$

III.6.8. Vérifications à ELS

➤ **En travée :**

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

- **Sens xx :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15((A \times d) + (A' + d')) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A' (y - d')^2 + 15 \times A (d - y)^2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y = 0,0344 \text{ m} \\ I = 7,32 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,21 \cdot 10^{-3}}{7,32 \cdot 10^{-5}} \times 0,0344 = 3,86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

- Sens yy :

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A') y - 15((A \times d) + (A' + d')) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A' (y - d')^2 + 15 \times A (d - y)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y = 0,0344 \text{ m} \\ I = 7,32 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,06 \cdot 10^{-3}}{7,32 \cdot 10^{-5}} \times 0,0344 = 3,79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

➤ Aux appuis :

- Sens xx :

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A') y - 15((A \times d) + (A' + d')) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A' (y - d')^2 + 15 \times A (d - y)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y = 0,0344 \text{ m} \\ I = 7,32 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,47 \cdot 10^{-3}}{7,32 \cdot 10^{-5}} \times 0,0344 = 2,57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

- Sens yy :

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A') y - 15((A \times d) + (A' + d')) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A' (y - d')^2 + 15 \times A (d - y)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y = 0,0344 \text{ m} \\ I = 7,32 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,37 \cdot 10^{-3}}{7,32 \cdot 10^{-5}} \times 0,0344 = 2,52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

III.6.9. Schéma de ferrailage

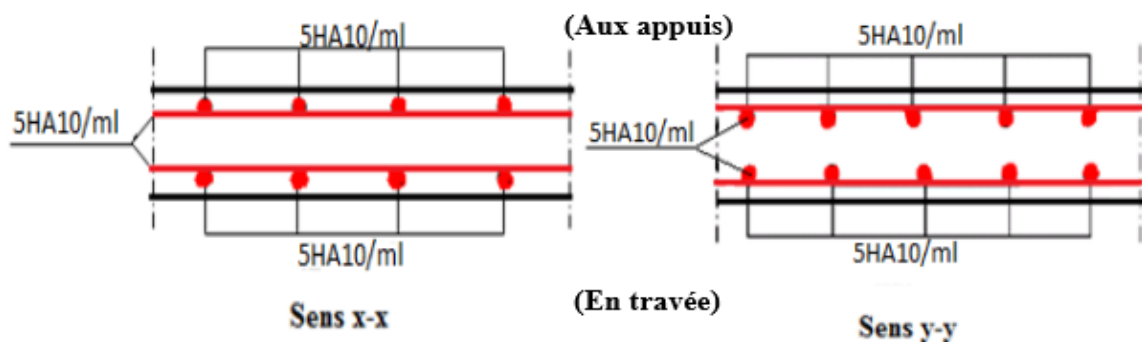


Figure III.16: Schéma de ferrailage de la dalle de salle machine.

Etude dynamique

IV. Chapitre : Etude dynamique

IV.1. Introduction

Le séisme entraîne des dommages matériels et humaines importants, face à ce risque imprévisible, la construction parasismique est peut-être la seule mesure préventive efficace. Une approche optimale pour aborder la construction parasismique consiste à établir des critères de construction économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Dans cette perspective, une étude dynamique est essentielle afin de minimiser au maximum les dommages aux éléments structuraux et prévenir la ruine.

IV.2. Modélisation de la structure

Vu la complexité et la difficulté d'effectuer manuellement les calculs des efforts internes tels que les moments et les efforts normaux dans les éléments porteurs, il est courant d'utiliser un logiciel pour effectuer ces calculs.

IV.2.1. Description du logiciel ETABS

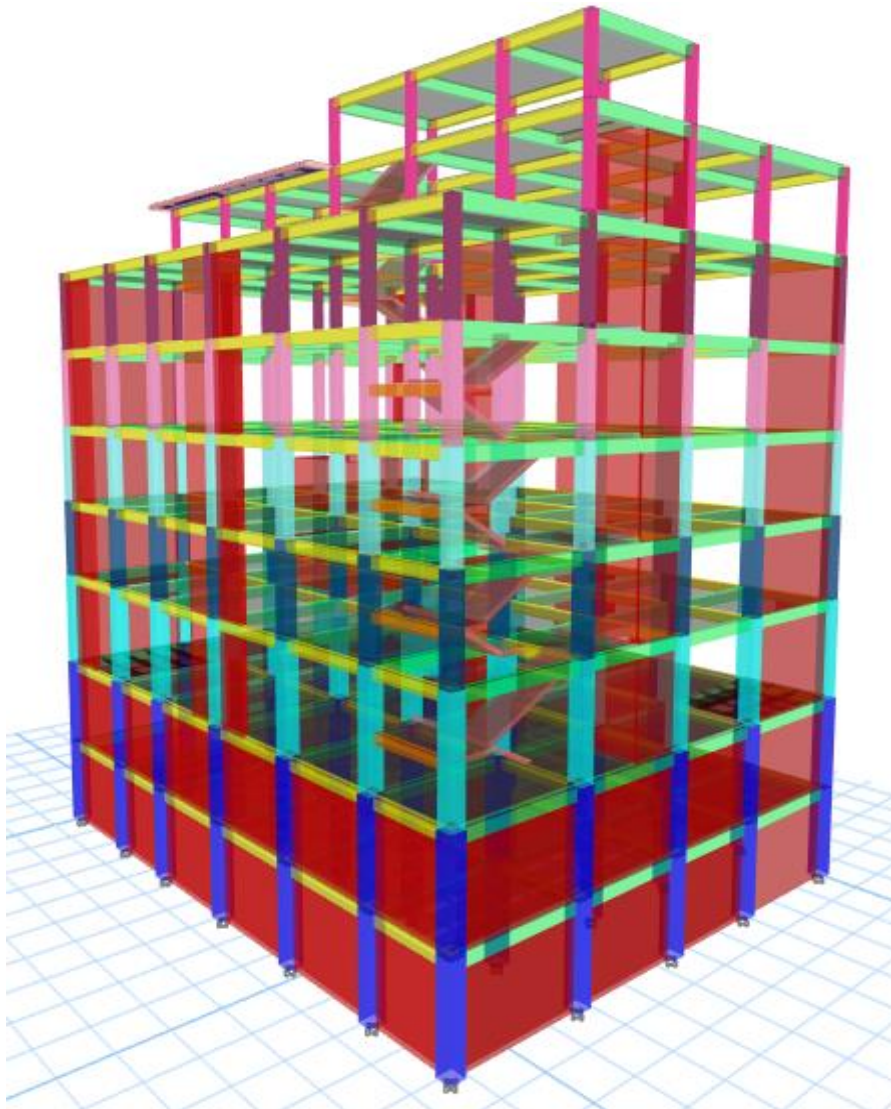
Il est spécialement conçu pour l'analyse des bâtiments, offrant une interface graphique intuitive permettant la modélisation de divers types de structures. Il propose une large gamme de fonctionnalités pour les analyses statiques et dynamiques.

IV.2.2. Etapes de modélisation

- 1) Nous avons introduit la géométrie du modèle, y compris la position des nœuds.
- 2) Nous avons spécifiés et attribués les caractéristiques aux différents éléments.
- 3) Nous avons définis les différents cas de charges, à la fois statiques et dynamiques, et les avons assignés aux nœuds et aux éléments.
- 4) Nous avons spécifié les conditions aux limites, tels que les appuis et les diaphragmes.
- 5) Nous avons lancé l'analyse.
- 6) Nous avons visualisé les résultats sur l'écran ou dans un fichier.
- 7) Nous avons interprété les résultats obtenus.

IV.2.3. Présentation de la vue en 3D

Nous avons utilisé le logiciel ETABS 18.1.1 pour modéliser notre structure, ce qui nous a permis d'obtenir la vue en trois dimensions suivante :



Vue de la structure en 3D

IV.3. Etude sismique de bâtiment

IV.3.1. Introduction

La partie septentrionale de l'Algérie est sujette à une activité sismique significative. L'objectif de cette étude est d'évaluer les contraintes générées par un éventuel séisme à chaque niveau de la structure.

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale

➤ Principe :

Elle est utilisée pour calculer les efforts maximums induits par un séisme sur une structure. (Page 46 titre 4.3.2 RPA99/version2003).

➤ **Spectre de réponse de calcul :**

D'après le RPA99/V2003 :

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

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \neq 0,7$$

IV.3.3. Méthode statique équivalente RPA99/V2003

- Calcul de la force sismique totale : $V_{sta} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_T$

Zone **IIa** et groupe d'usage **1B** $\Rightarrow A = 0,20$

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

$T_2 = 0,50$ s (Tableau 4.7 RPA99/V2003)

$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} = 0,881 > 0,7$ (Article 4.2 RPA99/V2003)

pour notre cas : $\xi = 7$ %.

- **Estimation de la période fondamentale :**

$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$... (Art 4-2-4 RPA99/v2003)

$C_T = 0,05$; $h_N = 31,11$ m $\Rightarrow T_{x,y} = 0,658$ sec

Aussi pour notre cas : $T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$

D : longueur ou largeur du bâtiment mesurée à sa base.

Sens x	$D_x = 20 \text{ m}$	$T_x = 0,626 \text{ sec}$
Sens y	$D_y = 25 \text{ m}$	$T_y = 0,559 \text{ sec}$

D'après RPA99/version2003, on adopte la valeur minimale

Or : $T_x = 0,626 \text{ sec}$; $T_y = 0,559 \text{ sec}$.

On a aussi : $T_2 = 0,5 \text{ s}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,881 \left(\frac{0,5}{0,626} \right)^{2/3} = 1,896 \\ T_2 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,881 \left(\frac{0,5}{0,559} \right)^{2/3} = 2,045 \end{cases}$$

$R = 3,5$

Q : est déterminée par la formule suivante (Art 4.4 RPA99/V2003) : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

Critère	P_{qx}		P_{qy}	
	Obs	N/Obs	Obs	N/Obs
Condition minimale sur les files de contreventement	/	0,05	/	0,05
Redondance en plan	0	/	0	/
Régularité en plan	/	0,05	/	0,05
Régularité en élévation	/	0,05	/	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0,05	/	0,05
Contrôle de la qualité d'exécution	/	0,1	/	0,1
Q (totale)	$Q_x = 1,30$		$Q_y = 1,30$	

$$W_i = W_{gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0,30$

A	D_x	D_y	Q	R	W (KN)
0,20	1,896	2,045	1,30	3,5	34763,004

$$\text{Donc on a : } \begin{cases} V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} W \Rightarrow V_{x \text{ stat}} = \frac{0,20 \times 1,896 \times 1,30}{3,5} \times 34763,004 = 4896,22 \text{ KN} \\ V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} W \Rightarrow V_{y \text{ stat}} = \frac{0,20 \times 2,045 \times 1,30}{3,5} \times 34763,004 = 5280,99 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Nombre de modes à considérer :**

$$\begin{cases} \sum U_x \geq 90\% \\ \sum U_y \geq 90\% \end{cases} ; \text{ le minimum des modes pour chaque sens est : 3 modes.}$$

Le nombre de modes à considérer est : **15 modes**. (Participation modale : **95%**).

IV.3.4. Choix de la disposition des voiles

En prenant en compte le plan d'architecture, une disposition initiale des voiles a été choisie en veillant à inclure un nombre minimum de voiles dans chaque direction dans le bâtiment.

La figure suivante illustre la disposition des voiles adoptée.

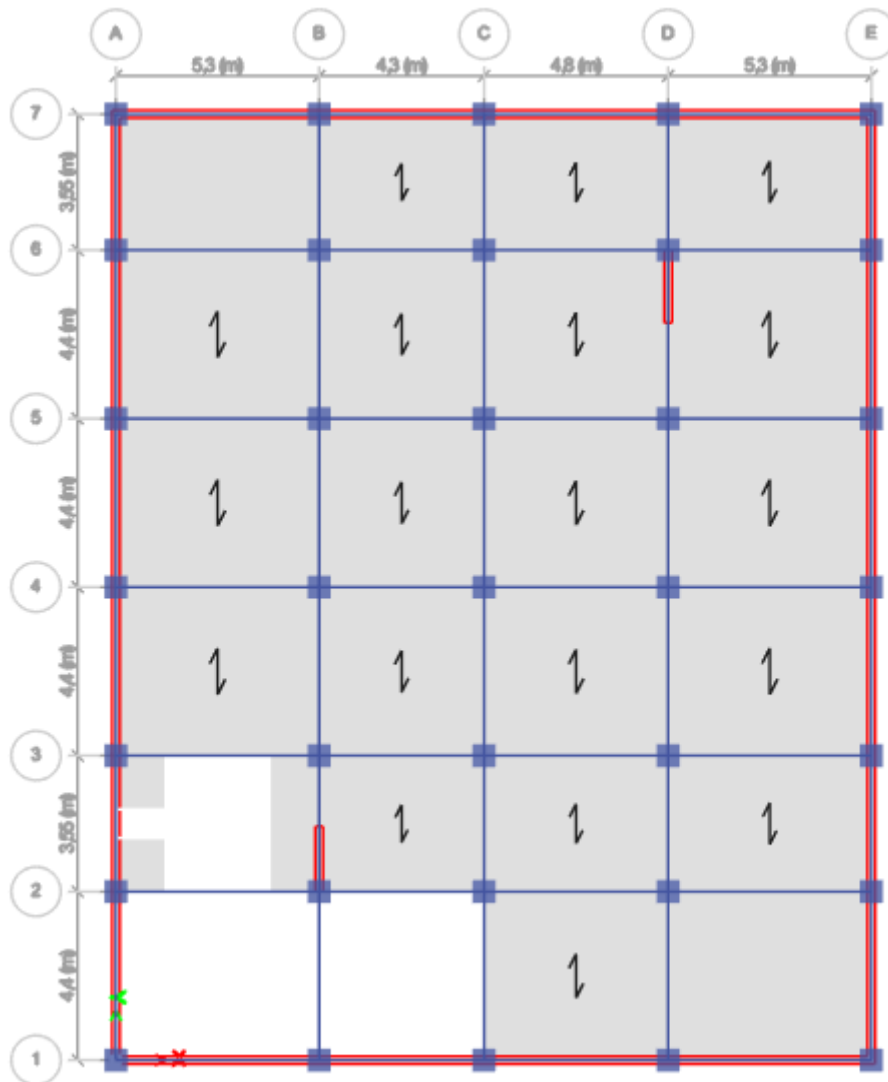


Figure IV.1: Disposition des voiles sous-sols 1 et 2.

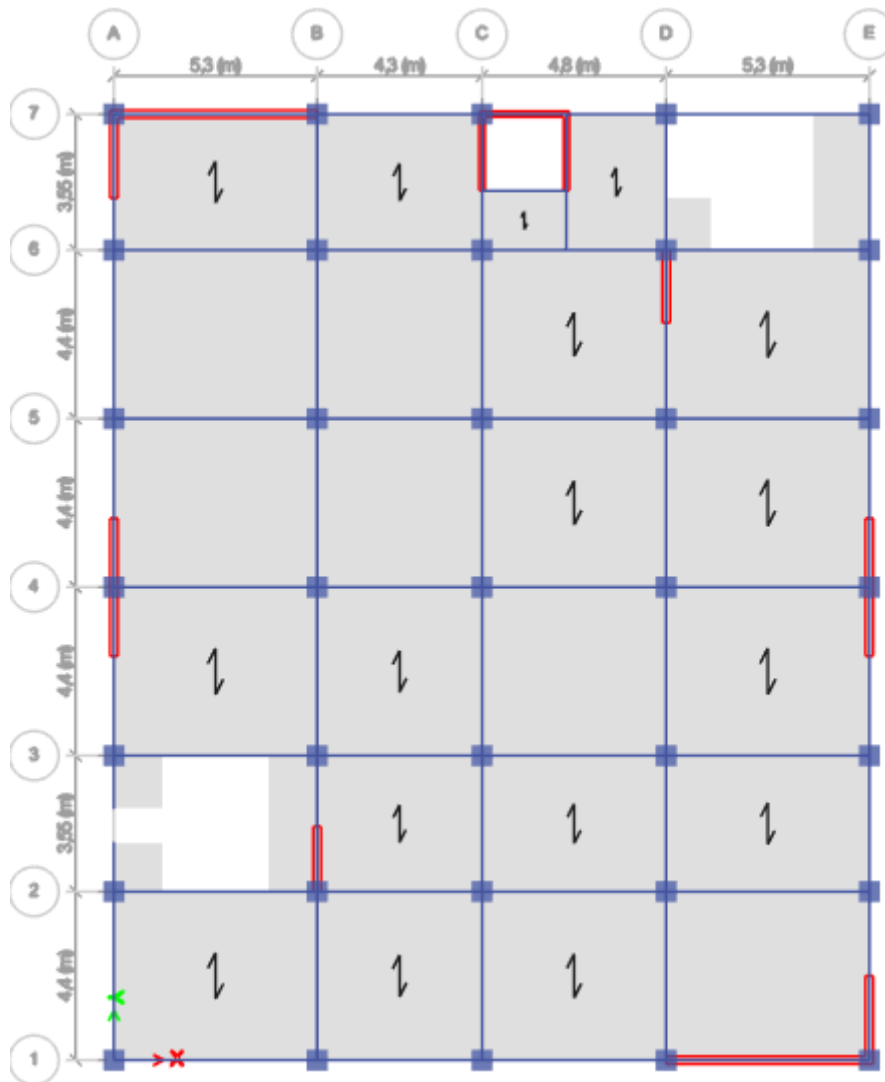


Figure IV.2: Disposition des voiles RDC jusqu'au 4ème étage.

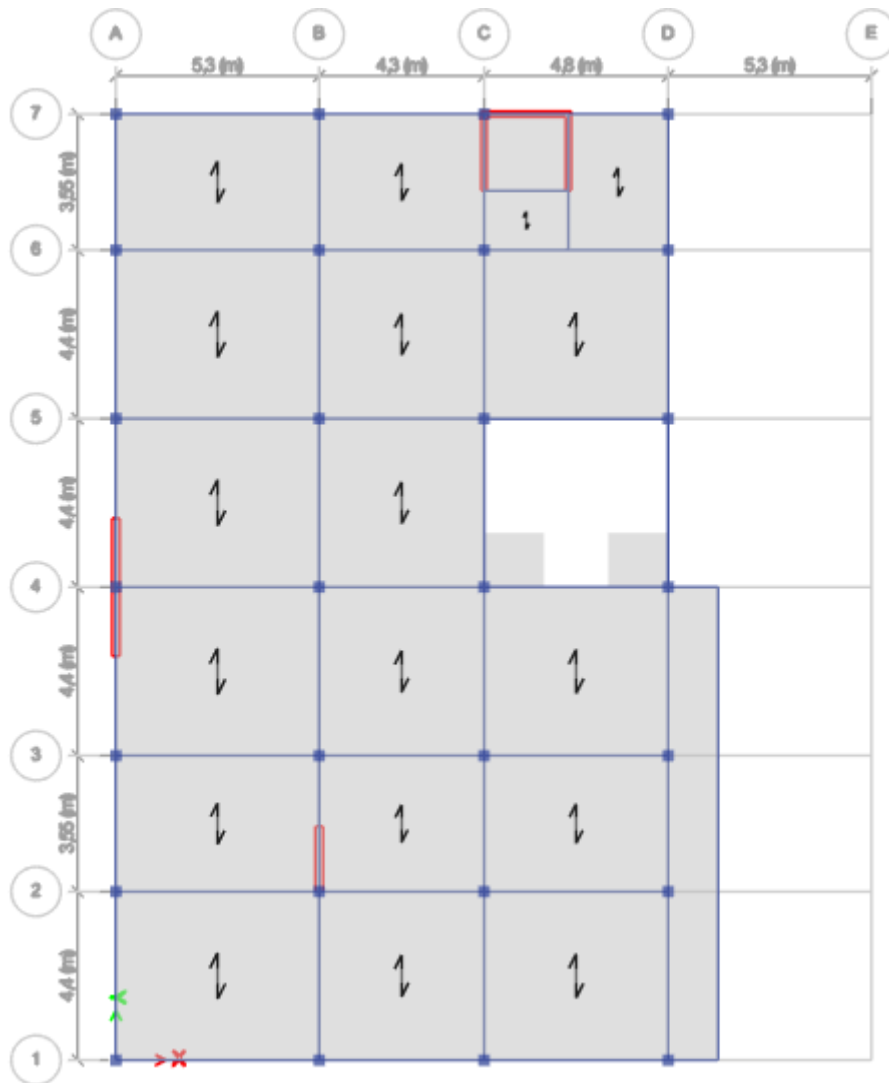


Figure IV.3: Disposition des voiles 5ème étage.

IV.3.5. Caractéristiques géométriques et massique de la structure

$$X_{CM} = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_{CM} = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Les résultats obtenus après l'analyse automatisée à l'aide du logiciel ETABS 18.1.1 sont présentés de la manière suivante :

Caractéristiques massiques :**Tableau IV.1:** Centre de masse et excentricité des différents niveaux.

Niveau	Masse (t)	Position du centre de masse		Position du centre de torsion		Excentricité	
		X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	e _x (m)	e _y (m)
Sous-sol 2	428,848	9,7562	11,8214	9,847	12,3316	0,0908	0,5102
Sous-sol 1	570,338	9,8899	12,5054	9,7996	12,0491	0,0903	0,4563
RDC	446,542	10,2382	12,1275	9,7761	12,3656	0,4621	0,2381
1 ^{er} étage	442,228	10,4907	11,7668	9,7042	12,3828	0,7865	0,616
2 ^{ème} étage	458,563	9,7964	12,3692	9,5957	12,4189	0,2007	0,0497
3 ^{ème} étage	405,419	10,0518	12,0466	9,4565	12,4754	0,5953	0,4288
4 ^{ème} étage	416,227	10,0134	12,4415	9,2604	12,4669	0,753	0,0254
5 ^{ème} étage	313,678	6,951	12,1314	6,4743	12,3104	0,4767	0,179
E.Techn	61,787	12	18,5518	11,3282	17,9961	0,6718	0,5557

(X_{CR}, Y_{CR}) : coordonnées du centre de torsion.

$$e_{acc} = \pm 0,05 \max (l_x ; l_y) = \pm 0,05 \max (20 ; 25) = 1,25 \text{ m}$$

$$e = \max (e_{acc} ; e_{réel}) = \max (1,25 ; 0,7865) = 1,25 \text{ m}$$

Tableau IV.2: Mode de vibrations et taux de participation des masses.

Mode	Période (sec)	UX	UY	∑ UX	∑ UY	RZ	∑ RZ	Nature
1	0,545	4,94	45,25	4,94	45,25	0,02	0,02	Translation Y
2	0,45	42,71	5,14	47,65	50,39	0,21	0,23	Translation X
3	0,331	0,73	0,07	48,38	50,46	37,57	37,80	Rotation Z
4	0,232	7,74	1,23	56,12	51,69	6,51	44,31	Translation X
5	0,214	3,61	3,77	59,73	55,46	4,03	48,34	Rotation Z
6	0,161	0,18	1,40	59,91	56,86	2,94	51,28	Rotation Z
7	0,152	1,06	0,42	60,97	57,28	0,66	51,94	Translation X
8	0,142	0,07	7,63	61,04	64,91	0,28	52,22	Translation Y
9	0,126	0,15	2,21	61,19	67,12	1,46	53,68	Translation Y
10	0,096	17,31	0,02	78,50	67,14	0,12	53,80	Translation X
11	0,081	0,25	5,70	78,75	72,84	6,16	59,96	Rotation Z
12	0,06	0,03	3,90	78,78	76,74	11,24	71,19	Rotation Z
13	0,05	9,93	1,29	88,71	78,03	1,01	72,20	Translation X
14	0,047	2,34	8,67	91,05	86,70	1,80	74,00	Translation Y
15	0,038	3,97	4,95	95,02	91,65	0,37	74,37	Translation Y
16	0,036	2,43	4,38	97,45	96,03	0,92	75,29	Translation Y
17	0,032	0,07	0,02	97,52	96,05	0,22	75,51	Rotation Z
18	0,032	0,01	0,44	97,53	96,49	13,75	89,26	Rotation Z
19	0,029	0,80	0,23	98,33	96,72	0,20	89,46	Translation X
20	0,028	0,00	0,04	98,33	96,76	0,24	89,70	Rotation Z

IV.3.6. Modes de vibrations obtenus

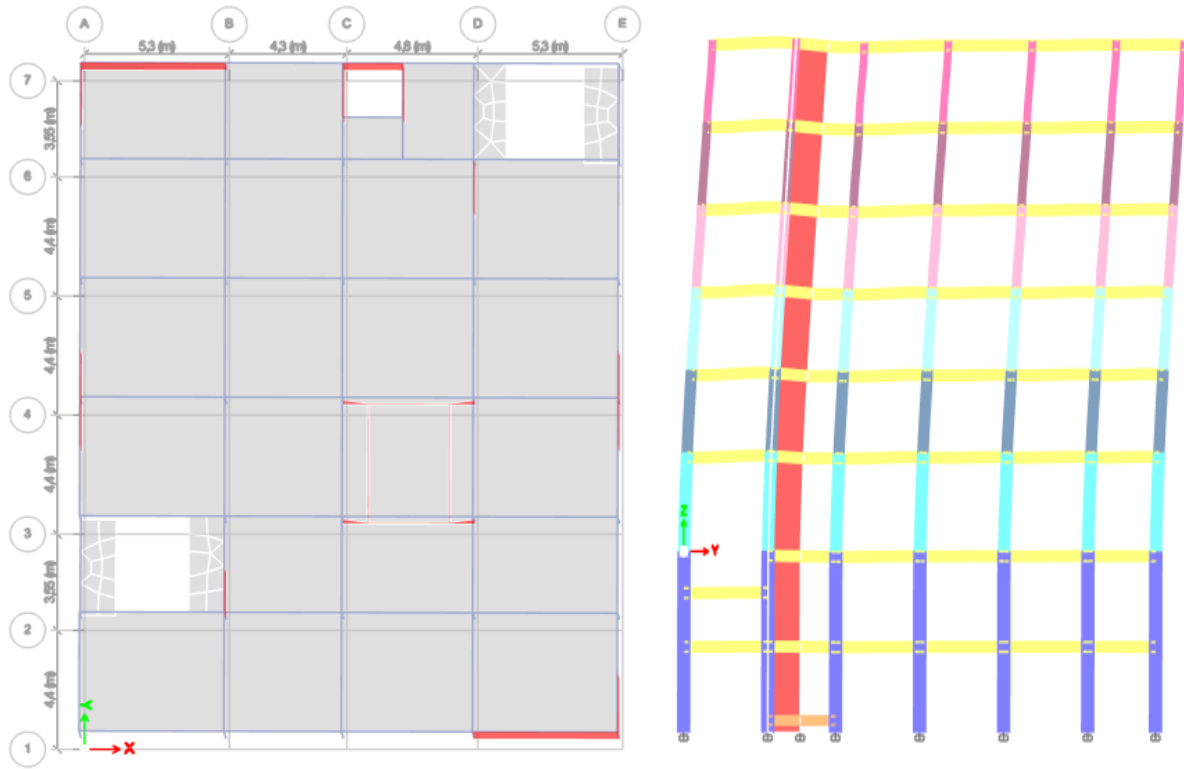


Figure IV.4: 1^{er} Mode de translation suivant le sens y-y de période $T = 0,545$ s.

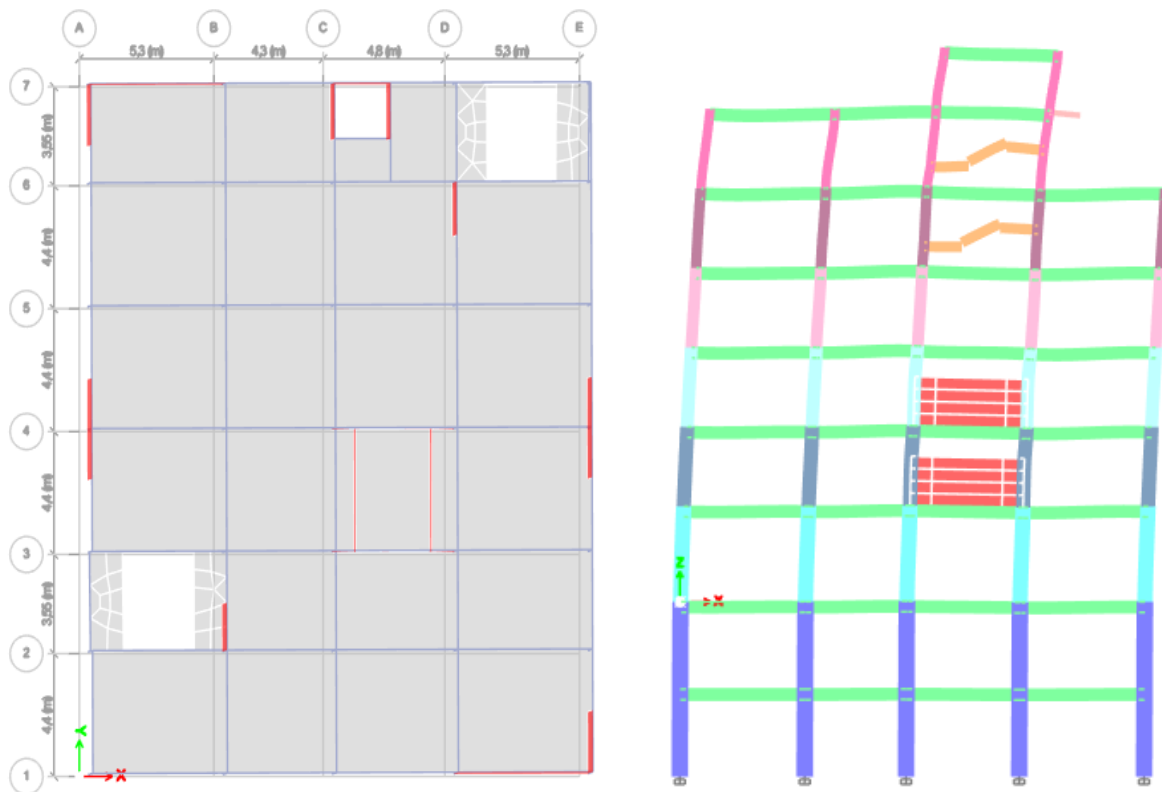


Figure IV.5: 2^{ème} Mode de translation suivant le sens x-x de période $T = 0,45$ s.

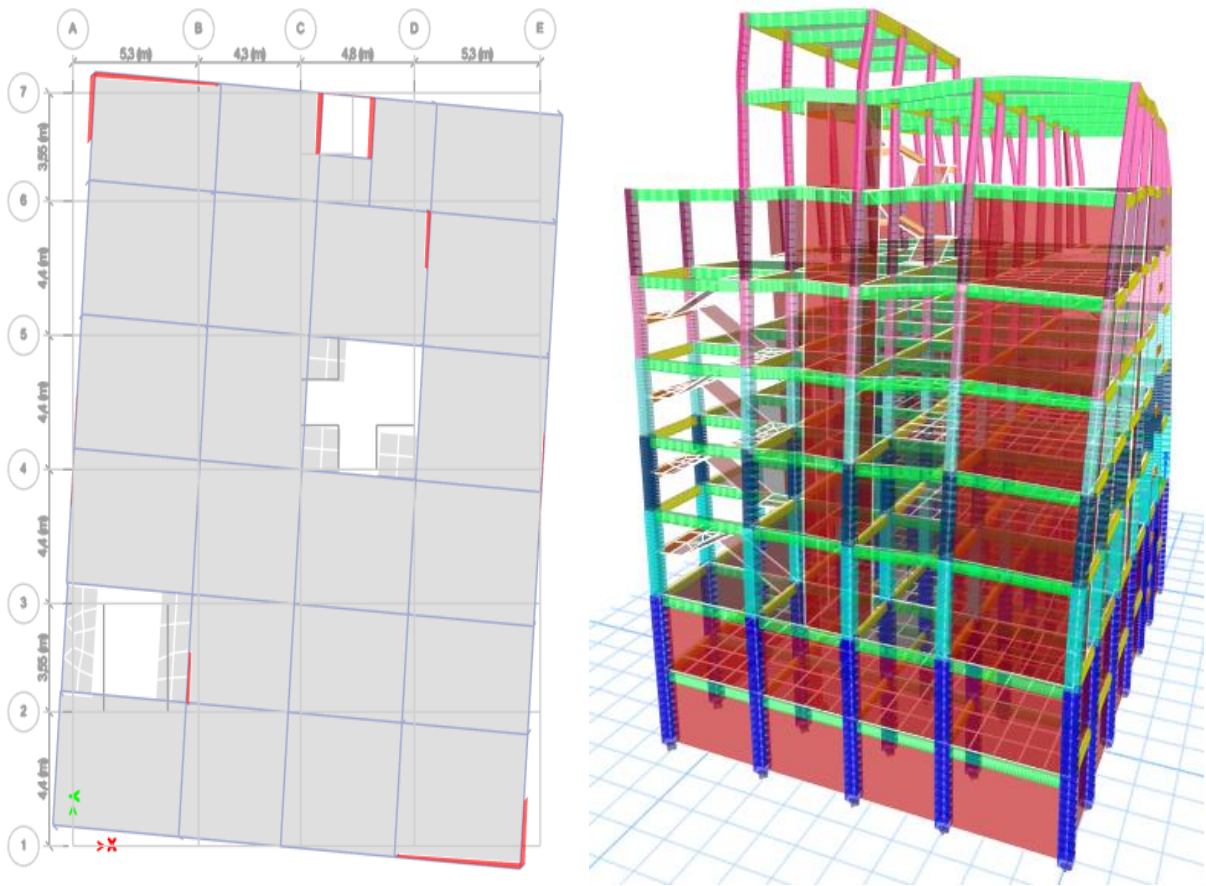


Figure IV.6: 3^{ème} Mode de rotation autour de l'axe Z de période T = 0,331 s.

IV.3.7. Commentaire

Conformément aux directives du RPA, les valeurs de T_E ne doivent pas dépasser de plus de 30% celles estimées à partir des formules empiriques appropriées.

$$T_E = 0,545 < 1,3 \times 0,559 = 0,7267 \text{ s} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

IV.3.8. Calcul de l'effort tranchant modal à la base

$$V_i = S_a / g \times \alpha_i \times W$$

Tableau IV.3: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens X-X).

Mode	Périodes	S _a /g	α _i (%)	W (KN)	V _t (KN)
1	0,545	0,193	4,94	34763,004	331,437
2	0,45	0,204	42,71	34763,004	3028,845
3	0,331	0,204	0,73	34763,004	51,769
4	0,232	0,204	7,74	34763,004	548,894
5	0,214	0,204	3,61	34763,004	256,009
6	0,161	0,204	0,18	34763,004	12,765
7	0,152	0,204	1,06	34763,004	75,172
8	0,142	0,207	0,07	34763,004	5,037

9	0,126	0,212	0,15	34763,004	11,055
10	0,096	0,221	17,31	34763,004	1329,862
11	0,081	0,225	0,25	34763,004	19,554
12	0,06	0,232	0,03	34763,004	2,420
13	0,05	0,235	9,93	34763,004	811,212
14	0,047	0,236	2,34	34763,004	191,975
15	0,038	0,238	3,97	34763,004	328,462
			95,02		

Tableau IV.4: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens Y-Y).

Mode	Périodes	Sa/g	α_i (%)	W (KN)	Vt (KN)
1	0,545	0,193	45,25	34763,004	3035,940
2	0,45	0,204	5,14	34763,004	364,511
3	0,331	0,204	0,07	34763,004	4,964
4	0,232	0,204	1,23	34763,004	87,227
5	0,214	0,204	3,77	34763,004	267,355
6	0,161	0,204	1,40	34763,004	99,283
7	0,152	0,204	0,42	34763,004	29,785
8	0,142	0,207	7,63	34763,004	549,050
9	0,126	0,212	2,21	34763,004	162,872
10	0,096	0,221	0,02	34763,004	1,537
11	0,081	0,225	5,70	34763,004	445,836
12	0,06	0,232	3,90	34763,004	314,536
13	0,05	0,235	1,29	34763,004	105,384
14	0,047	0,236	8,67	34763,004	711,293
15	0,038	0,238	4,95	34763,004	409,543
			91,65		

Combinaisons des réponses modales

Lorsque toutes les réponses modales sélectionnées sont indépendantes les unes des autres, la réponse globale est déterminée de la manière suivante :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \dots\dots\dots (1)$$

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

Si le rapport r satisfait la relation suivante, les réponses des deux modes de vibration i et j avec les périodes T_i , T_j et les coefficients d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{\left(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}\right)} = 0,993 ; \text{ avec : } T_i \leq T_j \text{ et } \xi_i = \xi_j = 7\%$$

Tableau IV.5: Combinaisons des réponses modales.

Mode	Période T (s)	r	Observation
1	0,545	0,826	C.V
2	0,45	0,736	C.V
3	0,331	0,701	C.V
4	0,232	0,922	C.V
5	0,214	0,752	C.V
6	0,161	0,944	C.V
7	0,152	0,934	C.V
8	0,142	0,887	C.V
9	0,126	0,762	C.V
10	0,096	0,844	C.V
11	0,081	0,741	C.V
12	0,06	0,833	C.V
13	0,05	0,940	C.V
14	0,047	0,809	C.V
15	0,038	0,069	C.V

Les modes sont indépendants donc :

$$E_x = 4693,848 \text{ KN}$$

$$E_y = 4480,739 \text{ KN}$$

IV.3.9. Vérification des exigences de RPA99/V2003

	V _{sta} (KN)	V _{dyn} (KN)	0,8 V _{sta}	V _{dyn} > 0,8 V _{sta}
Sens X	4896,22	4693,848	3916,976	C.V
Sens Y	5280,99	4480,739	4224,792	C.V

IV.3.10. Justification du système de contreventement

Lorsqu'il s'agit de choisir le système de contreventement, il est nécessaire de se référer aux définitions fournies par le RPA99/V 2003. Il convient alors de calculer la répartition des charges verticales et horizontales supportées par les portiques et les voiles.

➤ Sous charges horizontales :

Niveau	Voile		Portique		(%) voile		(%) Portique	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Niveau 1	10322,840	10060,585	859,973	718,660	92,32	93,33	7,68	6,67

➤ **Sous charges verticales :**

Niveau	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
	F3	F3	F3	F3
Niveau 1	12723,259	22039,745	36,60	63,40

IV.3.11. Conclusion

Les résultats révèlent que les voiles supportent plus de 20% de la charge verticale et la plupart de la charge horizontale, ce qui confirme que on des voiles porteur (**R=3,5**).

IV.3.12. Spectre de réponse

Il est donné par le logiciel **RPA 99**

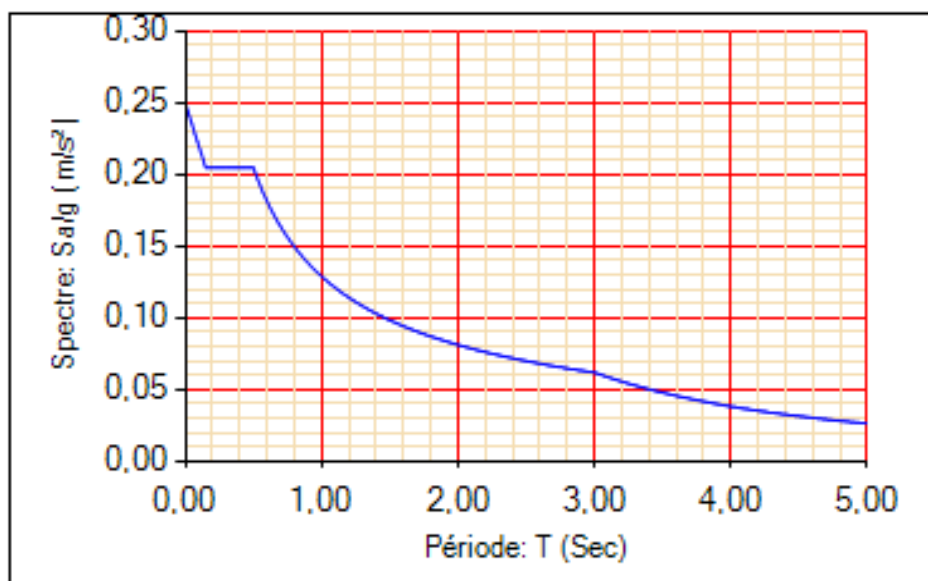


Figure IV.7: Spectre de réponse.

IV.3.13. Distribution des forces sismique selon la hauteur

$V_x = 4693,848$ KN

Tableau IV.6: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens x-x.

Niveau	W (KN)	hi (m)	W*hi*V	$\sum W*hi$	Fi (KN)
Niveau 1	4206,989	3,74	73853657,4	551733,374	133,858
Niveau 2	5595,006	7,48	196440565	551733,374	356,043
Niveau 3	4380,567	11,56	237693444	551733,374	430,812
Niveau 4	4338,247	14,96	304631548	551733,374	552,135
Niveau 5	4498,493	18,36	387675869	551733,374	702,651
Niveau 6	3977,160	21,76	406219735	551733,374	736,261
Niveau 7	4083,187	25,16	482213000	551733,374	873,996
Niveau 8	3077,171	28,56	412514205	551733,374	747,669
Niveau 9	606,130	31,11	88510572,4	551733,374	160,423

$V_y = 4480,739 \text{ KN}$

Tableau IV.7: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens y-y.

Niveau	W (KN)	hi (m)	W*hi*V	$\sum W*hi$	Fi (KN)
Niveau 1	4206,989	3,74	70500570,8	551733,374	127,780
Niveau 2	5595,006	7,48	187521816	551733,374	339,878
Niveau 3	4380,567	11,56	226901742	551733,374	411,253
Niveau 4	4338,247	14,96	290800737	551733,374	527,068
Niveau 5	4498,493	18,36	370074699	551733,374	670,749
Niveau 6	3977,160	21,76	387776640	551733,374	702,833
Niveau 7	4083,187	25,16	460319677	551733,374	834,315
Niveau 8	3077,171	28,56	393785330	551733,374	713,724
Niveau 9	606,130	31,11	84492035,9	551733,374	153,139

IV.3.14. Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Tableau IV.8: Le déplacement inter-étage dans le sens x-x.

SENS X-X							
Niveau	δ_{ek} (mm)	R	δ_k (mm)	δ_{k-1} (mm)	Δk (mm)	Δk_{adm} (mm)	Observation $\Delta k < \Delta k_{adm}$
Niveau 9	21,38	3,50	74,83	56,11	18,73	25,50	C.V
Niveau 8	16,03	3,50	56,11	34,64	21,46	34,00	C.V
Niveau 7	9,90	3,50	34,64	26,81	7,83	34,00	C.V
Niveau 6	7,66	3,50	26,81	19,14	7,67	34,00	C.V
Niveau 5	5,47	3,50	19,14	12,35	6,79	34,00	C.V
Niveau 4	3,53	3,50	12,35	6,59	5,76	34,00	C.V
Niveau 3	1,88	3,50	6,59	1,43	5,16	40,80	C.V
Niveau 2	0,41	3,50	1,43	0,61	0,82	37,40	C.V
Niveau 1	0,18	3,50	0,61	0,00	0,61	37,40	C.V

Tableau IV.9: Le déplacement inter-étage dans le sens y-y.

SENS Y-Y							
Niveau	δ_{ek} (mm)	R	δ_k (mm)	δ_{k-1} (mm)	Δk (mm)	Δk_{adm} (mm)	Observation $\Delta k < \Delta k_{adm}$
Niveau 9	23,24	3,50	81,34	68,58	12,76	25,50	C.V
Niveau 8	19,59	3,50	68,58	54,03	14,55	34,00	C.V
Niveau 7	15,44	3,50	54,03	41,77	12,26	34,00	C.V
Niveau 6	11,93	3,50	41,77	29,40	12,37	34,00	C.V
Niveau 5	8,40	3,50	29,40	17,78	11,62	34,00	C.V
Niveau 4	5,08	3,50	17,78	7,93	9,85	34,00	C.V
Niveau 3	2,27	3,50	7,93	1,07	6,86	40,80	C.V
Niveau 2	0,31	3,50	1,07	0,43	0,63	37,40	C.V
Niveau 1	0,12	3,50	0,43	0,00	0,43	37,40	C.V

IV.3.15. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Tableau IV.10: Vérification de l'effet P-Delta sens x-x.

Niveau	P _k	V _x	H _k	Δ _k	θ _{Kx}	θ _{Kx} < 0,1
Niveau 9	606,13	160,423	2,55	0,01944	0,0288	C.V
Niveau 8	3683,301	747,669	3,4	0,02228	0,0323	C.V
Niveau 7	7766,488	873,996	3,4	0,00813	0,0212	C.V
Niveau 6	11743,648	736,261	3,4	0,00796	0,0373	C.V
Niveau 5	16242,141	702,651	3,4	0,00705	0,0479	C.V
Niveau 4	20580,388	552,135	3,4	0,00598	0,0656	C.V
Niveau 3	24960,955	430,812	4,08	0,00536	0,0761	C.V
Niveau 2	30555,961	356,043	3,74	0,00085	0,0195	C.V
Niveau 1	34762,95	133,859	3,74	0,00064	0,0444	C.V

Tableau IV.11: Vérification de l'effet P-Delta sens y-y.

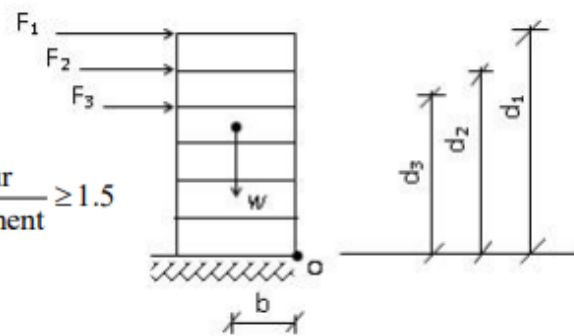
Niveau	P _k	V _y	H _k	Δ _k	θ _{Ky}	θ _{Ky} < 0,1
Niveau 9	606,13	153,139	2,55	0,01276	0,020	C.V
Niveau 8	3683,301	713,724	3,4	0,01455	0,022	C.V
Niveau 7	7766,488	834,315	3,4	0,01226	0,034	C.V
Niveau 6	11743,648	702,833	3,4	0,01237	0,061	C.V
Niveau 5	16242,141	670,749	3,4	0,01162	0,083	C.V
Niveau 4	20580,388	527,068	3,4	0,00985	0,073	C.V
Niveau 3	24960,955	411,253	4,08	0,00686	0,086	C.V
Niveau 2	30555,961	339,878	3,74	0,00063	0,015	C.V
Niveau 1	34762,95	127,780	3,74	0,00043	0,031	C.V

IV.3.16. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble

✓ $M_{\text{renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$

✓ $M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$



Sens x-x :

Tableau IV.12: Calcul de moment de renversement sens x-x.

Niveau	di (m)	Fxi (KN)	Fxi*di (KN.m)
Niveau 1	3,74	133,858	500,629
Niveau 2	7,48	356,043	2663,202
Niveau 3	11,56	430,812	4980,187
Niveau 4	14,96	552,135	8259,940
Niveau 5	18,36	702,651	12900,672
Niveau 6	21,76	736,261	16021,039
Niveau 7	25,16	873,996	21989,739
Niveau 8	28,56	747,669	21353,427
Niveau 9	31,11	160,423	4990,760
			93659,594

Sens y-y :

Tableau IV.13: Calcul de moment de renversement sens y-y.

Niveau	di (m)	Fyi (KN)	Fyi*di (KN.m)
Niveau 1	3,74	127,780	477,897
Niveau 2	7,48	339,878	2542,287
Niveau 3	11,56	411,253	4754,085
Niveau 4	14,96	527,068	7884,937
Niveau 5	18,36	670,749	12314,952
Niveau 6	21,76	702,833	15293,646
Niveau 7	25,16	834,315	20991,365
Niveau 8	28,56	713,724	20383,957
Niveau 9	31,11	153,139	4764,154
			89407,281

Tableau IV.14: Centre de gravité et de torsion.

Niveau	Xi (m)	Yi (m)	Mi (t)	Mi*Xi	Mi*Yi	XG (m)	YG (m)
1	9,7562	11,8214	4206,989	41044,226	49732,500		
2	9,8899	12,5054	5595,006	55334,050	69967,788		
3	10,2382	12,1275	4380,567	44849,121	53125,326		
4	10,4907	11,7668	4338,247	45511,248	51047,285		
5	9,7964	12,3692	4498,493	44069,037	55642,760		
6	10,0518	12,0466	3977,160	39977,617	47911,256		
7	10,0134	12,4415	4083,187	40886,585	50800,971		
8	6,951	12,1314	3077,171	21389,416	37330,392		
9	12	18,5518	606,130	7273,560	11244,803		
Σ			34762,95	340334,859	426803,080	9,79	12,27

$$b_x = L_x - X_G = 20 - 9,79 = 10,21 \text{ m} ; b_y = L_y - Y_G = 25 - 12,27 = 12,73 \text{ m}$$

Tableau IV.15: Vérification au renversement.

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms / Mr
Sens x-x	34762,95	10,21	354929,72	78154,80	4,54
Sens y-y	34762,95	12,73	442532,35	84300,20	5,25

Ainsi, on conclut que la stabilité de la structure est assurée contre le basculement.

IV.3.17. Vérification de l'effort normal réduit

$$v = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Tableau IV.16: Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Poteau	Section (cm×cm)	N (KN)	v	v ≤ 0,3
1	C25	60×60	2258,646	0,25	C.V
2	C25	60×60	1964,512	0,21	C.V
3	C25	55×55	1739,872	0,23	C.V
4	C25	50×50	1281,888	0,20	C.V
5	C20	45×45	924,824	0,18	C.V
6	C20	40×40	733,773	0,18	C.V
7	C20	35×35	506,256	0,16	C.V
8	C20	30×30	293,032	0,13	C.V
9	C20	30×30	137,324	0,06	C.V

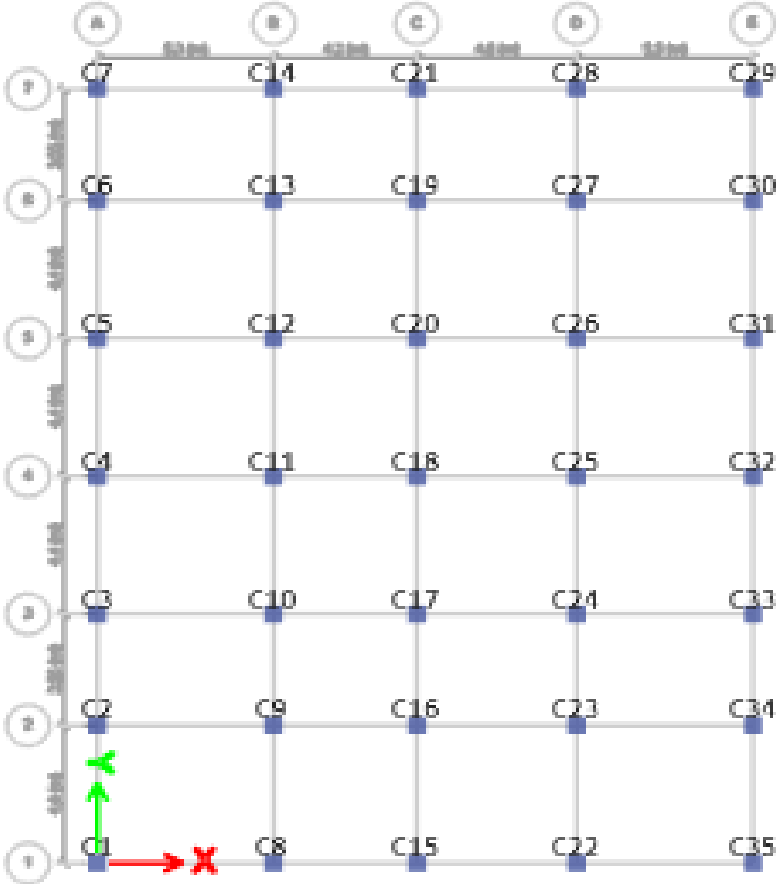


Figure IV.8: Position des poteaux.

*Calcul des éléments
principaux*

V. Chapitre : Calcul des éléments principaux

V.1. Introduction

La résistance d'une construction aux charges gravitaires et sismiques repose sur ses éléments structuraux principaux, notamment les portiques (poteaux-poutres) et les voiles qui assurent le contreventement. Ainsi, ces éléments doivent être adéquatement dimensionnés, renforcés par l'ajout d'armatures en acier, et correctement agencés pour supporter efficacement les diverses sollicitations. Ces sollicitations sont obtenues à partir d'une analyse statique et sismique de la structure réalisée à l'aide du logiciel ETABS V 18.1.1, afin de garantir leur prise en compte pour le ferrailage approprié.

V.2. Les poteaux

Afin de garantir la résistance d'une structure en béton armé tant avant qu'après un séisme, il est crucial que ses éléments principaux soient correctement renforcés et agencés pour pouvoir supporter toutes sortes de sollicitations. Les charges à prendre en compte pour le calcul de l'armature sont spécifiées par les normes BAEL91 modifié 99 [6] et RPA99/V2003 [2], de manière à anticiper les efforts les plus défavorables auxquels la structure devra résister.

V.2.1. Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux doit être mené conformément aux exigences du CBA93 [1] et aussi aux prescriptions du RPA99/V2003 [2].

➤ Exemple de calcul

Soit le poteau C6 du 2^{ème} étage, de section (45×45) cm² Sous combinaison : G+Q+E_y

$$C = C' = 5 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$d = 0,40 \text{ m}$$

$$N_{\max} = -188,261 \text{ KN} ; M_y = 121,106 \text{ KN.m}$$

$$e = M_y / N_{\max} = 0,64 \text{ m}$$

$$h/2 - C' = 0,175 \text{ m}$$

$e > h/2 - C' \rightarrow$ Section partiellement tendu

$$M_{ua} = M_u + N_u (d-h/2) = 88,16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{88,16 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,4^2 \times 18,48} = 0,066 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A_l' = 0 \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,085 \Rightarrow \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,386m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_l = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{88,16 \times 10^{-3}}{0,386 \times 400} \times 10^4 = 5,71 \text{ cm}^2 \\ A = A_l - \frac{N_u}{f_{st}} = 5,71 - \frac{-188,261 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = 10,41 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

On adopte pour ce poteau **4HA20 = 12,57 cm²** / Nappe ; **A_{tot} = 12HA20=37,70 cm²**

Le ferrailage minimal est comme suit :

Niveau	Section (cm ²)	BAEL 91			RPA 2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
2 ^{ème} étage	(45×45)	7,2	81	2,17	16,2	60,75	121,5

V.2.1.1. Ferrailage longitudinal

Le ferrailage des poteaux est divisé en 7 parties :

Partie 01 : sous-sol 1 et 2

Partie 02 : RDC

Partie 03 : 1^{er} étage

Partie 04 : 2^{ème} étage

Partie 05 : 3^{ème} étage

Partie 06 : 4^{ème} étage

Partie 07 : 5^{ème} étage et étage technique

V.2.1.1.1. Vérification au flambement

Si $\lambda \leq 50 \rightarrow$ pas de risque de flambement,

Sinon on doit tenir compte du risque du flambement.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Tableau V.1: Vérification au flambement pour chaque niveau.

Niveau	Section (cm ²)	l _f (m)	i	λ	λ ≤ 50
Sous-sol 1 et 2	60×60	2,303	0,1732	13,29	C.V
RDC	55×55	2,541	0,1588	16,01	C.V
1 ^{er} étage	50×50	2,065	0,1443	14,31	C.V

2 ^{ème} étage	45×45	2,065	0,1299	15,89	C.V
3 ^{ème} étage	40×40	2,065	0,1155	17,87	C.V
4 ^{ème} étage	35×35	2,065	0,1010	20,44	C.V
5 ^{ème} étage et étage technique	30×30	2,065	0,0866	23,84	C.V
	30×30	2,55	0,0866	29,44	C.V

Les charges les plus critiques ont été déterminées à l'aide du logiciel ETABS, afin d'obtenir les sollicitations les plus défavorables. Pour le calcul des différentes sections de renforcement, le logiciel de calcul EXPERT BA a été utilisé, conformément aux règles du BAEL91 modifié 99 [6] pour les sections rectangulaires.

Tableau V.2: Calcul du ferrailage des poteaux pour chaque niveau.

Niveaux	Les sollicitations	N corres (KN)	M ₂ corres (KN.m)	M ₃ corres (KN.m)	Comb	A _{cal} / nappe (cm ²)	Choix des barres/nappe
Sous-sol 1 et 2 (60×60)	N _{max}	2258,646	0,364	-0,765	ELU	0	6 HA 20
	N _{min}	- 811,427	-2,617	10,242	0,8G-E _x	10,72	
	M ₂ max	1145,624	24,015	9,834	G+Q+E _y	0	
	M ₃ max	416,958	0,314	33,461	ELU	0	
RDC (55×55)	N _{max}	1930,916	-2,213	-57,210	G+Q+E _x	0	6 HA 20
	N _{min}	-1414,877	3,179	14,072	0,8G+E _x	18,49	
	M ₂ max	454,238	171,625	4,751	G+Q+E _y	0	
	M ₃ max	691,829	-20,513	-123,312	G+Q+E _x	0	
1 ^{er} étage (50×50)	N _{max}	1281,888	-9,233	-18,451	ELU	0	4 HA 20
	N _{min}	-872,562	4,038	7,428	G+Q+E _x	11,40	
	M ₂ max	-303,373	138,663	-17,39	G+Q+E _y	11,93	
	M ₃ max	1059,957	-5,86	-128,88	G+Q+E _x	0	
2 ^{ème} étage (45×45)	N _{max}	924,824	1,960	1,042	ELU	0	4 HA 20
	N _{min}	-523,333	3,110	4,863	0,8G+E _x	6,88	
	M ₂ max	-188,261	121,106	-15,190	G+Q+E _y	10,37	
	M ₃ max	574,543	-16,467	-119,017	G+Q+E _x	0	
3 ^{ème} étage (40×40)	N _{max}	768,319	-10,704	-31,513	G+Q+E _x	0	4 HA 16
	N _{min}	-248,651	3,791	3,730	0,8G-E _x	3,42	
	M ₂ max	-39,434	100,360	-15,489	G+Q+E _y	7,58	
	M ₃ max	380,248	-35,966	-77,853	G+Q+E _y	0	
4 ^{ème} étage (35×35)	N _{max}	655,318	-2,156	-23,359	G+Q+E _x	0	4 HA 14
	N _{min}	-53,039	44,040	21,382	0,8G-E _y	4,22	
	M ₂ max	614,651	-83,207	5,632	G+Q+E _y	0	
	M ₃ max	554,922	-10,836	-90,164	G+Q+E _y	0	
5 ^{ème} et étage technique (30×30)	N _{max}	431,865	-13,353	-36,599	G+Q+E _x	0	4 HA 12
	N _{min}	-79,544	9,327	13,591	0,8G-E _x	2,41	
	M ₂ max	9,048	39,006	21,473	G+Q+E _y	3,70	
	M ₃ max	18,212	37,411	11,427	G+Q+E _x	0	

Tableau V.3: Choix des barres pour toute la section pour chaque niveau.

Niveau	Section (cm ²)	A _s (cm ²)	Choix des barres
Sous-sol 1 et 2	60×60	62,83	20 HA 20
RDC	55×55	60,83	20 HA 20
1 ^{er} étage	50×50	37,70	12 HA 20
2 ^{ème} étage	45×45	37,70	12 HA 20
3 ^{ème} étage	40×40	24,13	12 HA 16
4 ^{ème} étage	35×35	18,47	12 HA 14
5 ^{ème} et étage technique	30×30	13,57	12 HA 12

Tableau V.4: Sections de ferrailage recommandées par BAEL91 et RPA99/V2003.

Les niveaux	Section (cm ²)	BAEL 91			RPA 2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
Sous-sol 1 et 2	60×60	9,6	144	3,98	28,8	108	216
RDC	55×55	8,8	121	3,32	24,2	90,75	181,5
1 ^{er} étage	50×50	8	100	2,71	20	75	150
2 ^{ème} étage	45×45	7,2	81	2,17	16,2	60,75	121,5
3 ^{ème} étage	40×40	6,4	64	1,69	12,8	48	96
4 ^{ème} étage	35×35	5,6	49	1,27	9,8	36,75	73,5
5 ^{ème} et étage technique	30×30	4,8	36	0,91	7,2	27	54

$$A_{\min} \leq A_{\text{adopté}} \leq A_{\max}$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_{\text{Cal}}, A_{\text{CNF}}, A_{\min(\text{RPA})})$$

Tableau V.5: Choix finale des barres après vérifications.

les niveaux	La section	A _s (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)	Le choix des barres
Sous sol 1 et 2	60×60	62,83	28,8	62,83	20 HA 20
RDC	55×55	60,83	24,2	60,83	20 HA 20
1 ^{er} étage	50×50	37,70	20	37,70	12 HA 20
2 ^{ème} étage	45×45	37,70	16,2	37,70	12 HA 20
3 ^{ème} étage	40×40	24,13	12,8	24,13	12 HA 16
4 ^{ème} étage	35×35	18,47	9,8	18,47	12 HA 14
5 ^{ème} et étage technique	30×30	13,57	7,2	13,57	12 HA 12

➤ **Longueur de recouvrement RPA99/V2003 :**

Zone **IIa** → $l_r = 40\Phi_{\max}$

Tableau V.6: Longueur de recouvrement dans les poteaux.

Diamètre Φ (mm)	L_r (cm)
$\Phi 20$	80
$\Phi 16$	64
$\Phi 14$	56
$\Phi 12$	48

➤ **Espacement verticale :** Elle ne doit pas dépasser 25 cm

Pour les poteaux de : 60×60 : $S_t = 10$ cm

55×55 : $S_t = 9$ cm

50×50 : $S_t = 13,33$ cm

45×45 : $S_t = 11,66$ cm

40×40 : $S_t = 10$ cm

35×35 : $S_t = 8,33$ cm

30×30 : $S_t = 6,66$ cm

V.2.1.2. Ferrailage transversal

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

$V_{u \max} = 44,03$ KN (poteau C16 de premier sous-sol).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5MPa) = 3,25MPa \quad (\text{FPN})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,13MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$t \leq \begin{cases} \min(10\phi_{\min} ; 15 \text{ cm}) = 8\text{cm} \dots\dots \text{zone nodale} \\ 15 \phi_{\min} = 12\text{cm} \dots\dots \text{zone courante} \end{cases}$$

- **Zone courante :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,303}{0,6} = 3,84 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75 \rightarrow A_t = \frac{0,12 \times 3,75 \times 44,03}{0,6 \times 400} \times 10 = 0,825 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4,02 \text{ cm}^2$ **8HA8**

- **Zone nodale :** $A_t = \frac{0,08 \times 3,75 \times 44,03}{0,6 \times 400} \times 10 = 0,55 \text{ cm}^2$; Soit : $A_t = 4,02 \text{ cm}^2$ **8HA8**

➤ **La quantité d'armatures transversales minimale :**

$$\frac{A_t}{t \times b} > 0,3\% \quad (\text{RPA99/V2003}) \Rightarrow \frac{4,02}{8 \times 60} \times 100 = 0,83\% > 0,30\% \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Tableau V.7: Le ferrailage transversal pour chaque niveau.

poteaux	V(KN)	Nodale		Courante		λ_g	ρ_a	$\tau_{bu} \leq 3,25$ MPa	Choix des barres	% cal	% min
		S_t (cm)	$A_{t \text{ cal}}$ (cm ²)	S_t (cm)	$A_{t \text{ cal}}$ (cm ²)						
60×60	44,03	8	0,55	12	0,82	3,84	3,75	0,13	8HA8	0,83	0,3
55×55	27,80	8	0,38	12	0,56	4,62	3,75	0,1	8HA8	0,91	0,3
50×50	39,50	8	0,59	12	0,89	4,13	3,75	0,17	4HA8	0,33	0,3
45×45	35,04	8	0,58	12	0,88	4,59	3,75	0,19	4HA8	0,37	0,3
40×40	39,18	8	0,49	12	0,73	5,16	2,5	0,26	4HA8	0,42	0,3
35×35	31,55	8	0,45	12	0,68	5,9	2,5	0,28	4HA8	0,48	0,3
30×30	42,44	8	0,71	12	1,06	6,88	2,5	0,52	4HA8	0,56	0,3
	29,75	8	0,49	12	0,74	7	2,5	0,39	4HA8	0,31	0,3

V.2.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{ avec : } (\sigma_{bc} = k.y)$$

Les étapes de calcul sont menées par le logiciel de calcul EXPERT BA.

Tableau V.8: Vérification des contraintes à l'ELS pour chaque niveau.

Partie	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
1	38,65	312,86	62,83	1,61	15	C.V
2	33,05	298,89	60,83	1,74	15	C.V
3	45,33	347,92	37,70	2,83	15	C.V
4	37,27	260,53	37,70	2,89	15	C.V
5	32,99	253,07	24,13	3,75	15	C.V
6	34,92	162,44	18,47	6,07	15	C.V
7	24,01	182,15	13,57	6,86	15	C.V

V.2.1.4. Sollicitations tangentielles [Art 7.4.3.2]

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau V.9: Vérification des sollicitations tangentielles.

poteaux	l_f (m)	λ_g	ρ_d	V(KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
60×60	2,303	3,84	0,04	44,03	0,13	1	C.V
55×55	2,541	4,62	0,04	27,80	0,1	1	C.V
50×50	2,065	4,13	0,04	39,50	0,17	1	C.V
45×45	2,065	4,59	0,04	35,04	0,19	1	C.V
40×40	2,065	5,16	0,075	39,18	0,26	1,87	C.V
35×35	2,065	5,9	0,075	31,55	0,28	1,87	C.V
30×30	2,065	6,88	0,075	42,44	0,52	1,87	C.V
	2,10	7		29,75	0,39		C.V

V.2.1.5. Vérification au flambement

➤ **Poteau (60×60)**

$$N_{max} = 2258,646 \text{ KN}$$

$$l_f = 0,7l_0 = 2,303 \text{ m}$$

$$\lambda = 3,84$$

On doit vérifier que : $B_r = \frac{N_{max}}{\alpha \left[\left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right) + \left(\frac{f_e}{100\gamma_s} \right) \right]}$

Avec : $\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]}$ cas ou $0 \leq \lambda \leq 5 \Rightarrow \alpha = 0,85$

$$B_r \geq 1208,01 \text{ cm}^2$$

Nous avons : $B_r = (60-2)^2 = 3364 \text{ cm}^2 > 1208,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

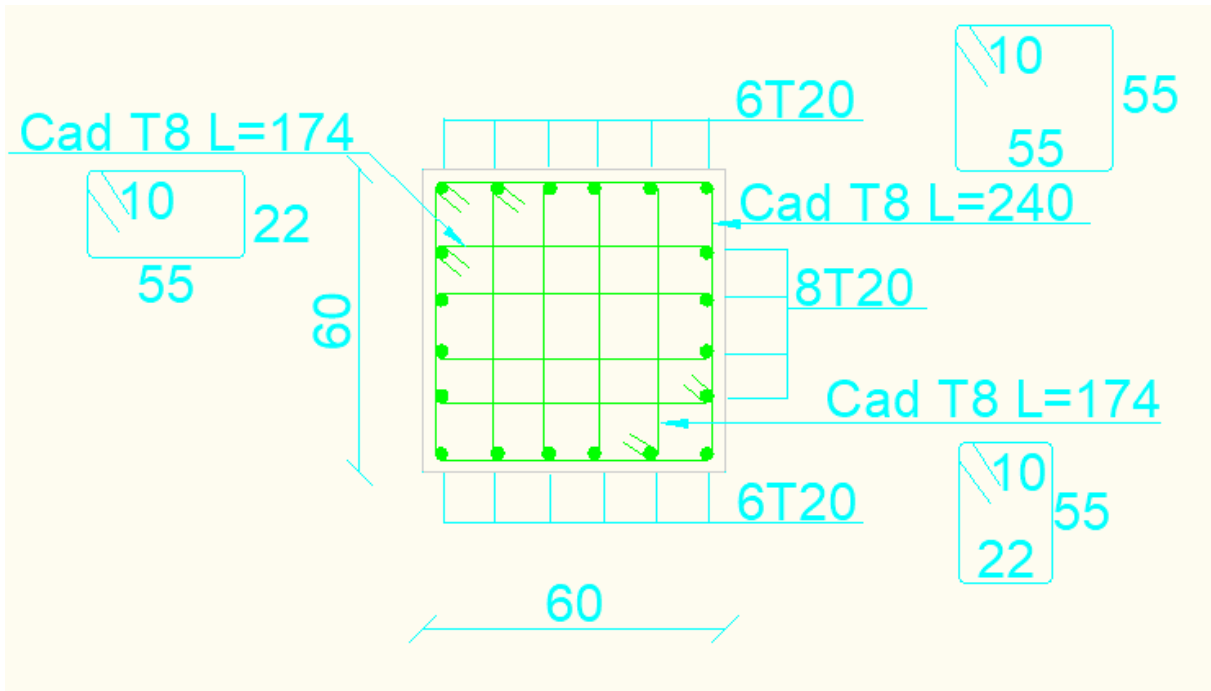


Figure V.1: Schéma de ferrailage poteau 60×60.

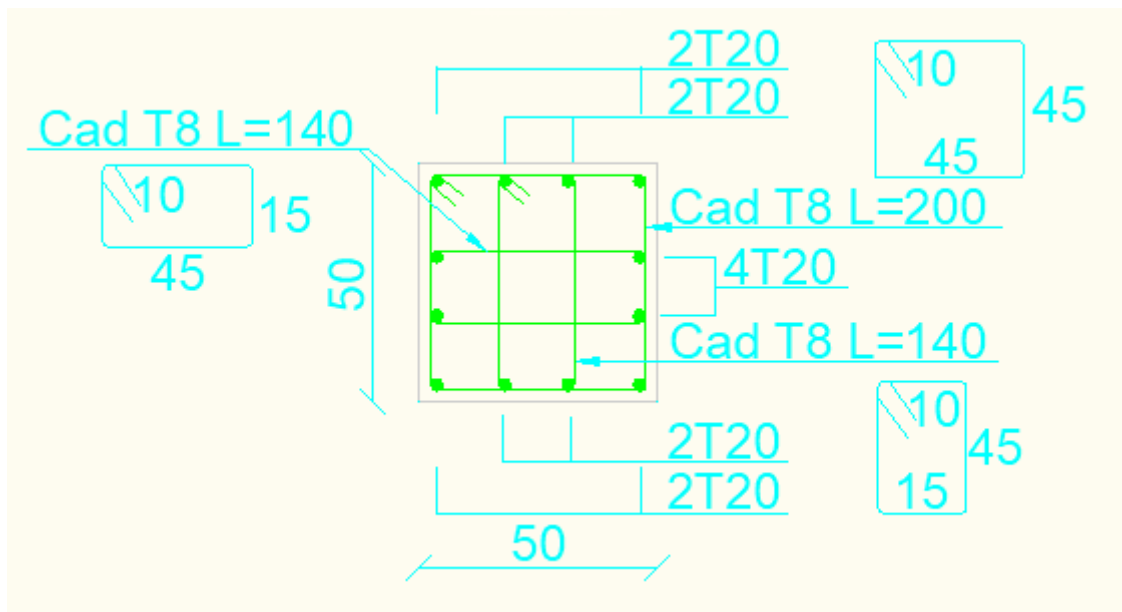


Figure V.2: Schéma de ferrailage poteau 50×50.

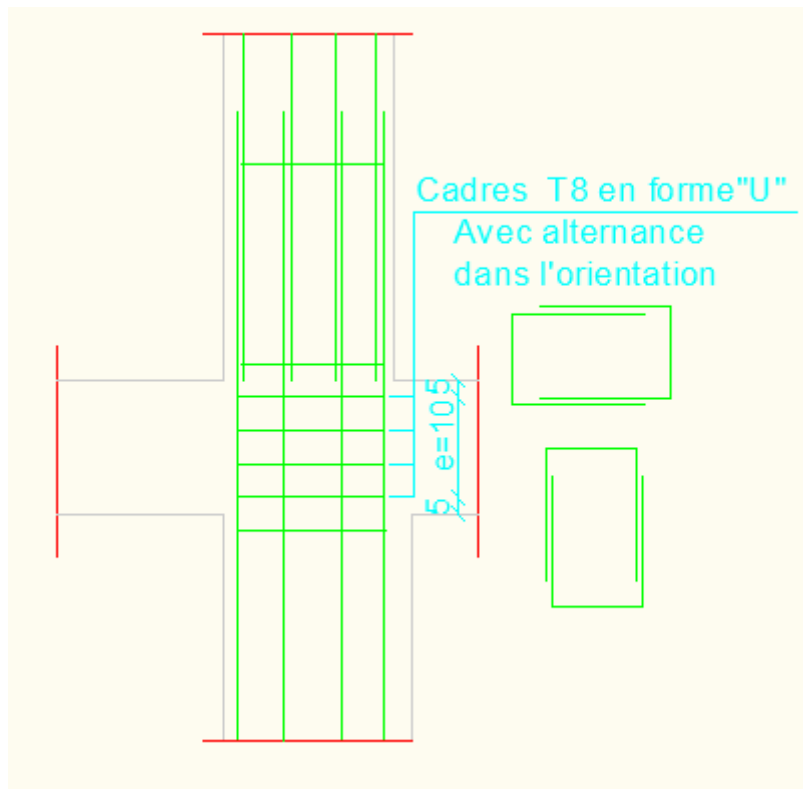


Figure V.3: Disposition des U dans les zones nodales.

V.3. Les poutres

Les poutres subissent des contraintes de flexion simple, engendrant un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant est utilisé pour déterminer les armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant est pris en compte pour déterminer les armatures transversales [7].

Une fois les sollicitations déterminées, on procède au ferrailage en se conformant aux directives du RPA99/version 2003 ainsi qu'aux charges calculées par le logiciel de calcul ETABS.

➤ Exemple de calcul :

Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par ETABS.

On choisit la poutre secondaire du 5^{ème} niveau, sous les sollicitations suivantes :

	Moment (KN.m)	Combinaison
Travée	30,566	ELU
Appuis supérieur	-214,039	G+Q+E _y
Appuis inférieur	159,834	0,8G+E _y

V.3.1. Calcul des armatures longitudinales

➤ **En travée :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,167 \text{ MPa}$$

$$d = h - 0,03 = 0,40 - 0,03 = 0,37 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{30,566 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37^2 \times 14,167} = 0,0525 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll A \gg$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa} \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0674 \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{30,566 \times 10^{-3}}{0,36 \times 347,826} \times 10^4 = 2,44 \text{ cm}^2 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,36 \text{ m} \end{array} \right.$$

➤ **En appuis supérieur :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$d = h - 0,03 = 0,40 - 0,03 = 0,37 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{214,039 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37^2 \times 18,48} = 0,282 > 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll B \gg$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,384 \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,425 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,307 \text{ m} \\ \varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) = 4,73 \cdot 10^{-3} \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{214,039 \times 10^{-3}}{0,307 \times 400} \times 10^4 = 17,43 \text{ cm}^2 \\ \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 1,904 \cdot 10^{-3} \\ \varepsilon_{st} > \varepsilon_l \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➤ **En appuis inférieur :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$d = h - 0,03 = 0,40 - 0,03 = 0,37 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{159,834 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37^2 \times 18,48} = 0,211 > 0,186 \rightarrow \text{Pivot} \ll B \gg$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,384 \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,299 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,326 \text{ m} \\ \varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) = 8,21 \cdot 10^{-3} \\ \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 1,904 \cdot 10^{-3} \\ \varepsilon_{st} > \varepsilon_l \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{159,834 \times 10^{-3}}{0,326 \times 400} \times 10^4 = 12,26 \text{ cm}^2$$

Pour le calcul des différentes sections de renforcement, le logiciel de calcul EXPERT BA a été utilisé, conformément aux règles du BAEL91 modifié 99 [6] pour les sections rectangulaires.

V.3.2. Ferrailage des poutres les plus sollicitées

V.3.2.1. Armatures longitudinales

les résultats sont présentés dans les tableaux ci- après

V.3.2.1.1. Poutres principales

Tableau V.10: Ferrailage longitudinales des poutres principales.

Niv	Localisation	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{minRP} A (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté} (cm ²)	Comb
1	Sur appuis	-32,465	2,31	6,75	3HA14	9,24	ELU
		19,991	1,20		3HA14		G+Q+E _x
	En travée	26,343	1,84		2×(3HA14)	9,24	ELU
2	Sur appuis	-66,733	4,82	6,75	3HA14+ 2HA12	11,5	ELU

		33,094	2,02		3HA14		G+Q+E _x
	En travée	41,571	2,90		2×(3HA14)		9,24
3	Sur appuis	-85,140	5,32	6,75	3HA14+	11,5	G+Q+E _x
		46,048	2,79		3HA14		0,8G+E _x
	En travée	42,551	3,02		2×(3HA14)	9,24	ELU
4	Sur appuis	-97,403	6,12	6,75	3HA14+	11,5	G+Q+E _x
		58,012	3,59		3HA14		0,8G+E _x
	En travée	42,988	3,03		2×(3HA14)	9,24	ELU
5	Sur appuis	-109,606	6,89	6,75	5HA14	12,31	G+Q+E _x
		67,204	4,11		3HA14		0,8G+E _x
	En travée	53,018	3,81		2×(3HA14)	9,24	ELU
6	Sur appuis	-104,679	6,58	6,75	3HA14+	11,5	G+Q+E _x
		68,952	4,30		3HA14		0,8G+E _x
	En travée	41,388	2,94		2×(3HA14)	9,24	ELU
7	Sur appuis	-114,546	7,32	6,75	5HA14	12,31	G+Q+E _x
		70,012	4,27		3HA14		0,8G+E _x
	En travée	63,655	4,56		2×(3HA14)	9,24	ELU
8	Sur appuis	-137,343	8,82	6,75	3HA16+	21,18	0,8G-E _x
		163,295	10,66		6HA16		G+Q+E _x
	En travée	73,952	5,33		2×(3HA16)	12,06	ELU
9	Sur appuis	-73,784	4,62	6,75	3HA16	12,06	G+Q+E _x
		69,366	4,29		3HA16		G+Q+E _x
	En travée	76,906	5,64		2×(3HA16)	12,06	ELU

V.3.2.1.2. Poutres secondaire

Tableau V.11: Ferrailage longitudinales des poutres secondaire.

Niv	Localisation	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté} (cm ²)	Comb
1	Sur appuis	-22,518	1,52	6	3HA12	6,79	G+Q+E _y
		13,189	0,89		3HA12		G+Q+E _x
	En travée	17,591	1,41		2×(3HA12)	6,79	ELU
2	Sur appuis	-47,898	3,29	6	3HA12	9,05	G+Q+E _y
		58,010	4,12		5HA12		G+Q+E _y
	En travée	25,263	2,02		2×(3HA12)	6,79	ELU
3	Sur appuis	-163,252	12,63	6	6HA16+	25,26	G+Q+E _y

		145,443	11,02		1HA12		0,8G+Ey
					6HA16		
	En travée	21,708	1,71		2×(3HA16)	12,06	ELU
4	Sur appuis	-203,134	16,33	6	3HA20+	30,03	G+Q+Ey
					3HA16+		
			1HA12				
		168,708	13,14		3HA20+		0,8G+Ey
					2HA16		
	En travée	23,052	1,79		2×(3HA20)	18,85	ELU
5	Sur appuis	-214,039	17,43	6	3HA20+	30,22	G+Q+Ey
					3HA16+		
			2HA12				
		159,834	12,26		3HA20+		0,8G+Ey
					2HA14		
	En travée	30,566	2,44		2×(3HA20)	18,85	ELU
6	Sur appuis	-192,062	15,19	6	3HA20+	27,14	G+Q+Ey
					3HA16		
			3HA20+				
		140,079	10,58		2HA12		0,8G+Ey
	En travée	36,404	2,86		2×(3HA20)	18,85	ELU
7	Sur appuis	-191,982	15,21	6	3HA20+	27,14	G+Q+Ey
					3HA16		
			3HA20+				
		133,725	10,03		2HA12		0,8G+Ey
	En travée	38,014	3,12		2×(3HA20)	18,85	ELU
8	Sur appuis	-130,585	9,78	6	5HA16	18,34	G+Q+Ey
					3HA16+		
			2HA12				
		103,160	7,46		2×(3HA16)	12,06	ELU
	En travée	20,448	1,63				
9	Sur appuis	-41,067	2,87	6	3HA12	6,79	G+Q+Ey
					3HA12		
			34,216		2,45		
	En travée	8,982	0,70		2×(3HA12)	6,79	ELU

N.B : Pour les poutres reposant sur voiles on prolonge les chapeaux sur toute la travée.

V.3.2.2. Vérifications

➤ **Pourcentage exigent par PRA99/V2003 :**

- **Pour les poutres principales (30×45) :**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 45 \times 30 = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,06 \times 45 \times 30 = 81 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

- **Pour les poutres secondaires (30×40)**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$A_t \geq 0,4 \times b \times S_t / f_e$$

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 0,3 \times 0,2/400 \Rightarrow A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2$$

➤ **Diamètre des barres :**

$$\Phi_t \leq \min \{h/35 ; b/10 ; \Phi_{t \text{ min}}\} = \min \{45/35 ; 30/10 ; 1,2\} = 1,2 \text{ cm ; Soit : } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **Selon le RPA99/V2003 :**

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

➤ **L'espacement maximal :**

- En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4, 12\Phi_1, 30\text{cm})$

$$S_t \leq \min (45/4, 12\Phi_1, 30 \text{ cm}) \quad \text{on prend : } S_t = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante : $S_t \leq h/2$ on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\text{Donc: } A_t \geq 0,003 \times S_t \times b \Rightarrow A_t \geq 1,35 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion**

$$S_t \text{ adopté} = \min (S_t \text{ BAEL}, S_t \text{ RPA})$$

✓ En zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ En zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t \text{ adopté} = \min (A_t \text{ BAEL}, A_t \text{ RPA}) \Rightarrow A_t \text{ adopté} \geq 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{Ø}8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{C.N.F} \rightarrow A_t \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

(P-P) $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,52 \text{ cm}^2$ C.V

(P-S) $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,27 \text{ cm}^2$ C.V

➤ **Vérification au cisaillement du béton :**

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Observation τ _u ≤ τ̄
Poutres principale	30×45	114,567	0,91	3,333	C.V
Poutre secondaire	30×40	70,057	0,63	3,333	C.V

V.3.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS

Exemple de calcul poutre principale niveau 7 en appuis : M_{ser} = -62,149 KN.m A_s = 12,31 cm²

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

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \times A_s + d' \times A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]; I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$y = \frac{15(12,31 \cdot 10^{-4})}{0,30} \times \left[\sqrt{1 + \frac{0,30(0,405 \times 12,31 \cdot 10^{-4})}{7,5(12,31 \cdot 10^{-4})^2}} - 1 \right] = 0,17 \text{ m}$$

$$I = \frac{0,3(0,17)^3}{3} + 15[12,31 \cdot 10^{-4}(0,405 - 0,17)^2] = 1,51 \cdot 10^{-3}$$

$$k = \frac{62,149 \cdot 10^{-3}}{1,51 \cdot 10^{-3}} = 41,16 \text{ MN} / \text{m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 41,16 \times 0,17 = 6,99 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.12: Vérification des contraintes à l'ELS.

Section	Niv	Zone de vérification	A _s (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
PP (30×45)	1	Sur appuis	9,24	-24,048	2,79	15	C.V
		En travée	9,24	19,513	2,26	15	C.V
	2	Sur appuis	11,5	-49,432	5,34	15	C.V
		En travée	9,24	30,793	3,57	15	C.V
	3	Sur appuis	11,5	-53,60	5,79	15	C.V
		En travée	9,24	31,519	3,64	15	C.V
	4	Sur appuis	11,5	-57,855	5,93	15	C.V
		En travée	9,24	31,843	3,76	15	C.V
	5	Sur appuis	12,31	-60,253	6,38	15	C.V
		En travée	9,24	39,272	4,55	15	C.V
	6	Sur appuis	11,5	-50,181	5,40	15	C.V
		En travée	9,24	30,658	3,49	15	C.V
	7	Sur appuis	12,31	-62,149	6,99	15	C.V
		En travée	9,24	47,152	5,46	15	C.V

	8	Sur appuis	21,18	-60,484	5,45	15	C.V
		En travée	12,06	54,779	5,84	15	C.V
	9	Sur appuis	12,06	-25,242	2,69	15	C.V
		En travée	12,06	56,967	5,98	15	C.V
PS (30×40)	1	Sur appuis	6,79	-15,594	2,19	15	C.V
		En travée	6,79	13,030	2,07	15	C.V
	2	Sur appuis	9,05	-20,806	3,01	15	C.V
		En travée	6,79	18,713	2,97	15	C.V
	3	Sur appuis	25,26	-20,99	2,26	15	C.V
		En travée	12,06	16,08	2,12	15	C.V
	4	Sur appuis	30,03	-26,376	2,73	15	C.V
		En travée	18,85	17,076	1,98	15	C.V
	5	Sur appuis	30,22	-33,747	3,48	15	C.V
		En travée	18,85	22,641	2,63	15	C.V
	6	Sur appuis	27,14	-34,329	3,59	15	C.V
		En travée	18,85	26,966	3,09	15	C.V
	7	Sur appuis	27,14	-49,097	5,21	15	C.V
		En travée	18,85	28,159	3,27	15	C.V
	8	Sur appuis	13,34	-38,222	4,89	15	C.V
		En travée	12,06	15,147	1,99	15	C.V
	9	Sur appuis	6,79	-12,484	1,98	15	C.V
		En travée	6,79	6,653	1,06	15	C.V

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

Poutre	Niv	V _u (KN)	M _u (KN.m)	Vérification N°1 (cm ²)		Vérification N°2 (KN)		Vérification N°3 (MPa)	
P.P (30×45)	8	114,567	73,952	12,06 > 8,91	C. V	114,56 < 600	C. V	0,56 < 3,15	C. V
P.S (30×40)	7	70,054	38,014	18,85 > 5,29	C. V	70,05 < 600	C. V	0,51 < 3,15	C. V

➤ **Etat limite de déformation :**

Poutre	Niv	Cond N°1	Cond N°2	Cond N°3	Obs
P.P (30×45)	8	0,085 > 0,062	0,085 > 0,074	0,0048 < 0,0105	C.V
P.S (30×40)	7	0,091 > 0,062	0,091 > 0,083	0,0085 < 0,0105	C.V

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche par rapport à la flèche admissible.

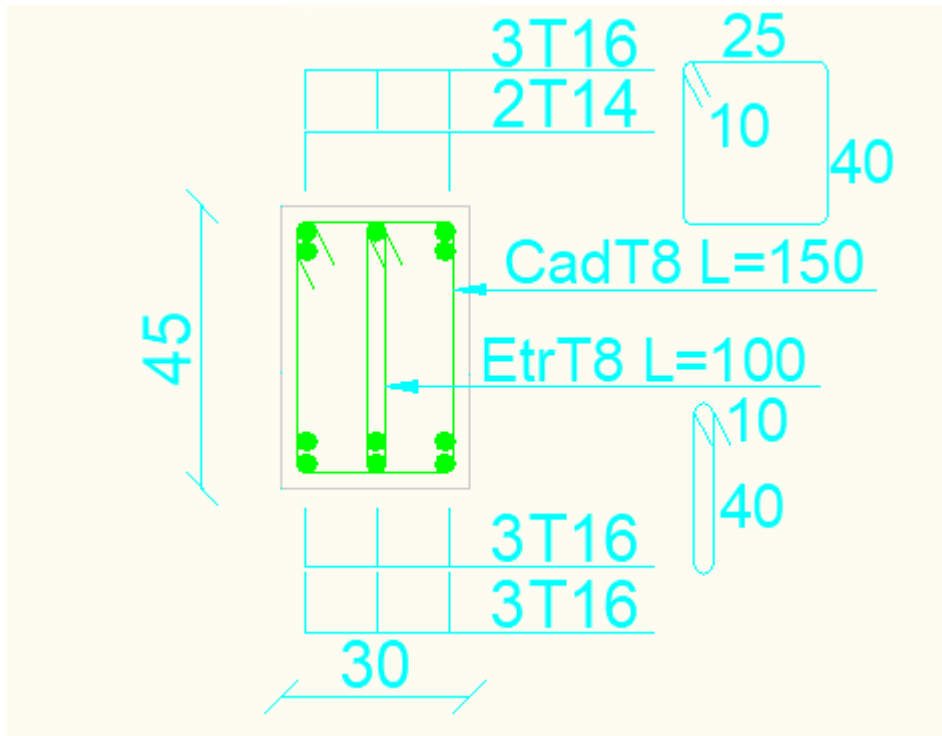


Figure V.4: Schéma de ferrailage poutre principale Niv 8 sur appuis.

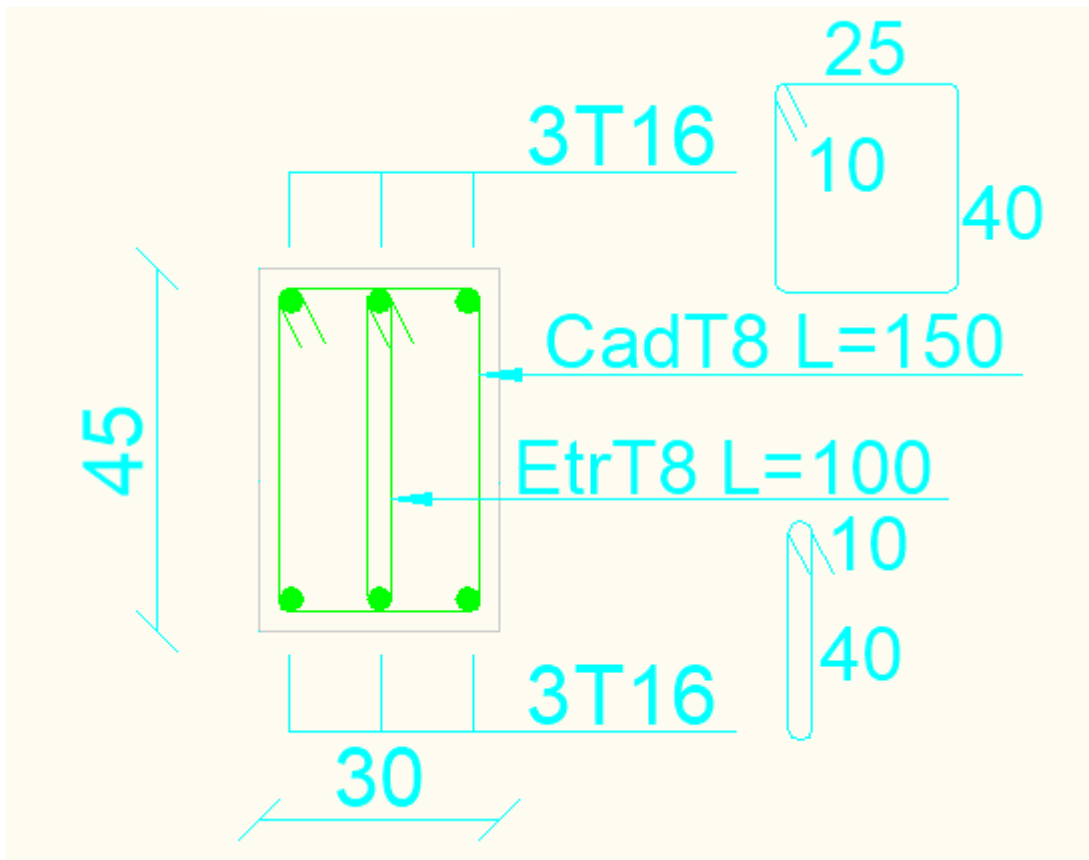


Figure V.5: Schéma de ferrailage poutre principale Niv 8 en travée.

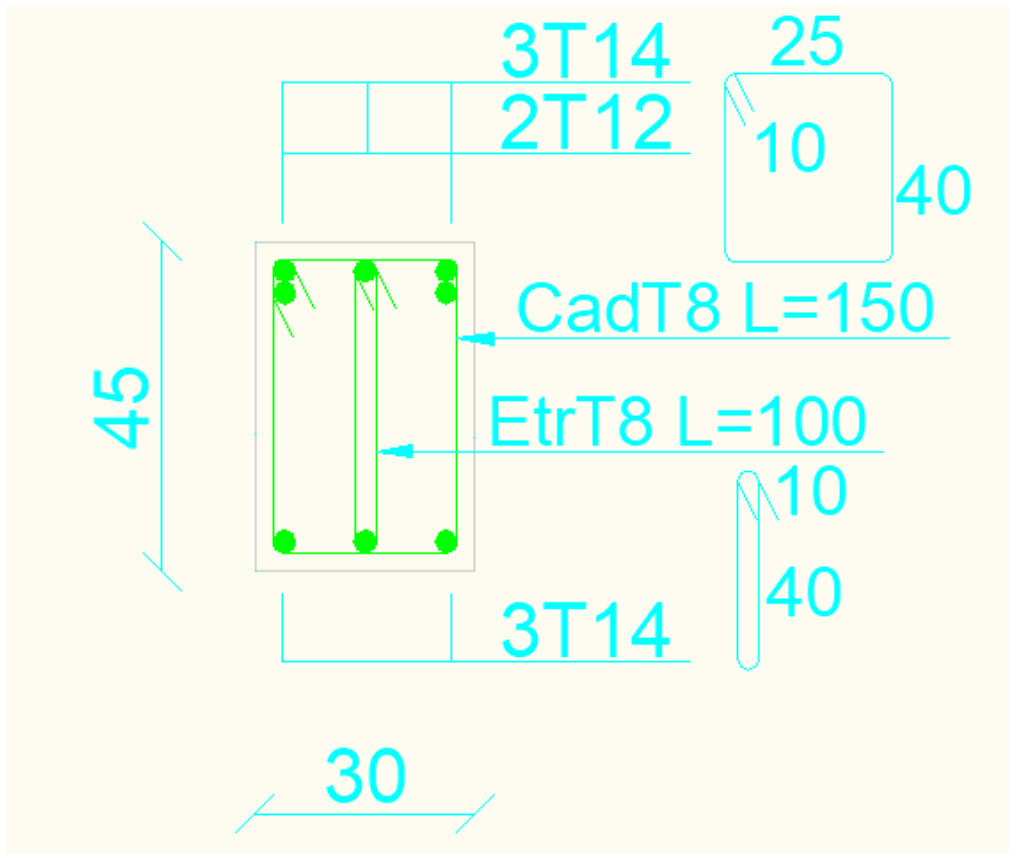


Figure V.6: Schéma de ferrailage poutre principale reposant sur voile Niv 3 en appuis et travée.

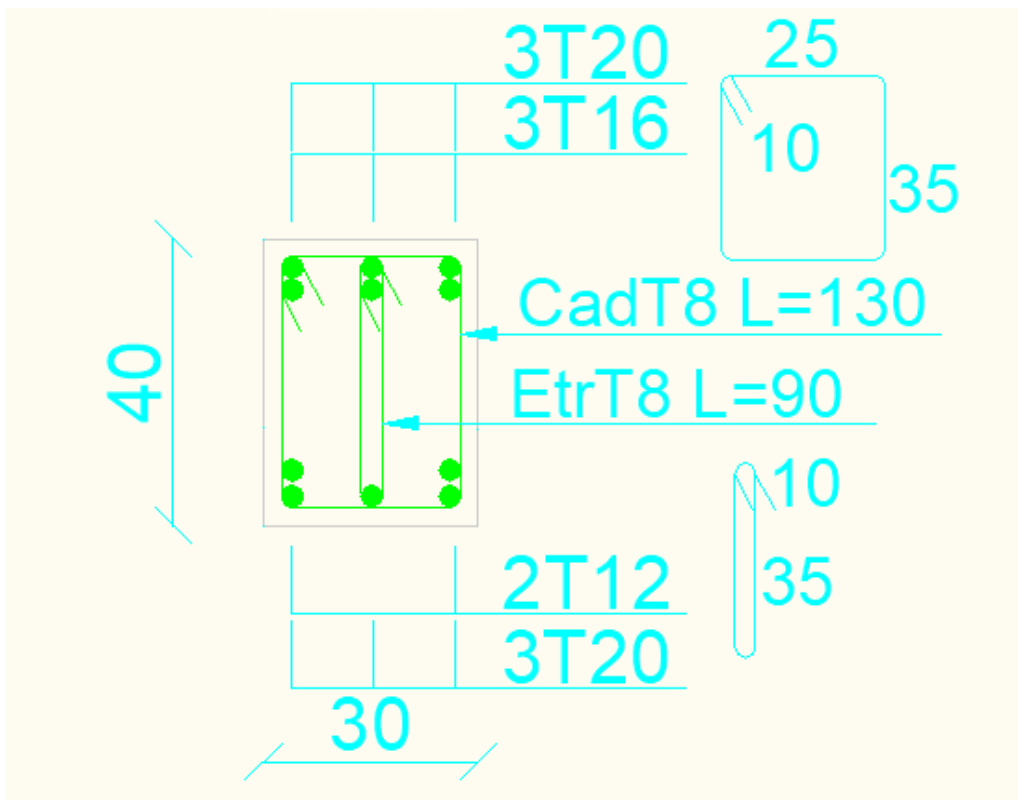


Figure V.7: Schéma de ferrailage poutre secondaire Niv 6 sur appuis.

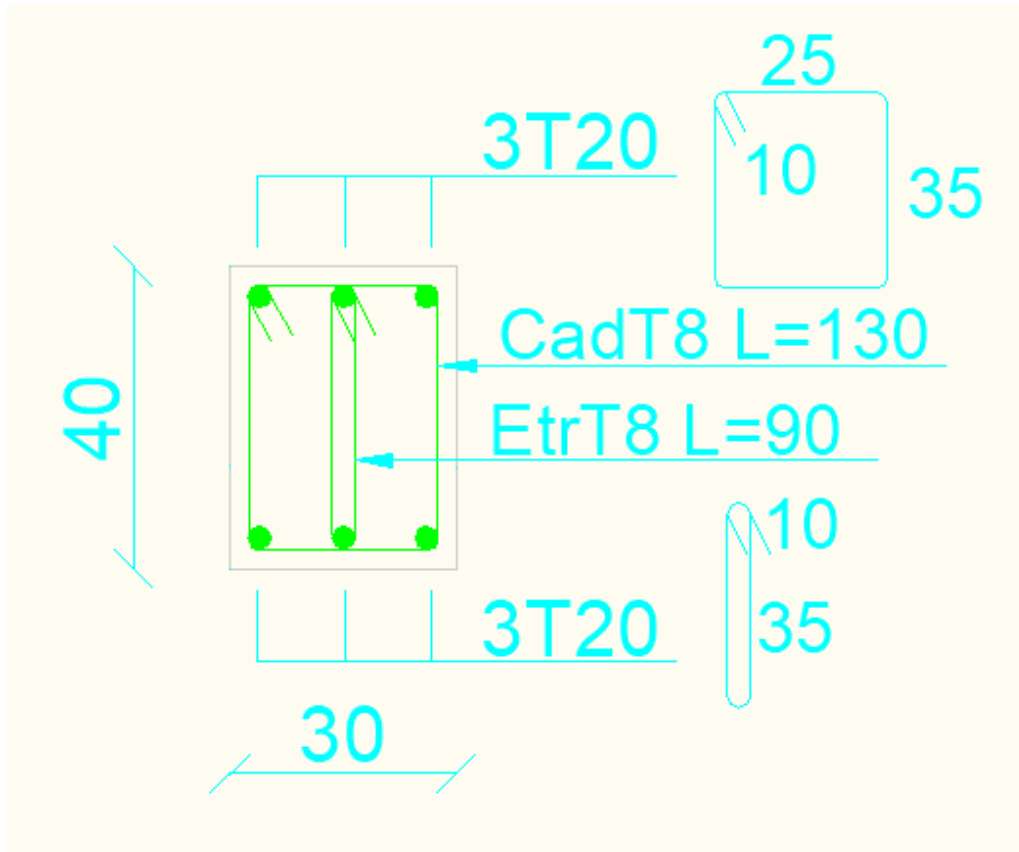


Figure V.8: Schéma de ferrailage poutre secondaire Niv 6 en travée.

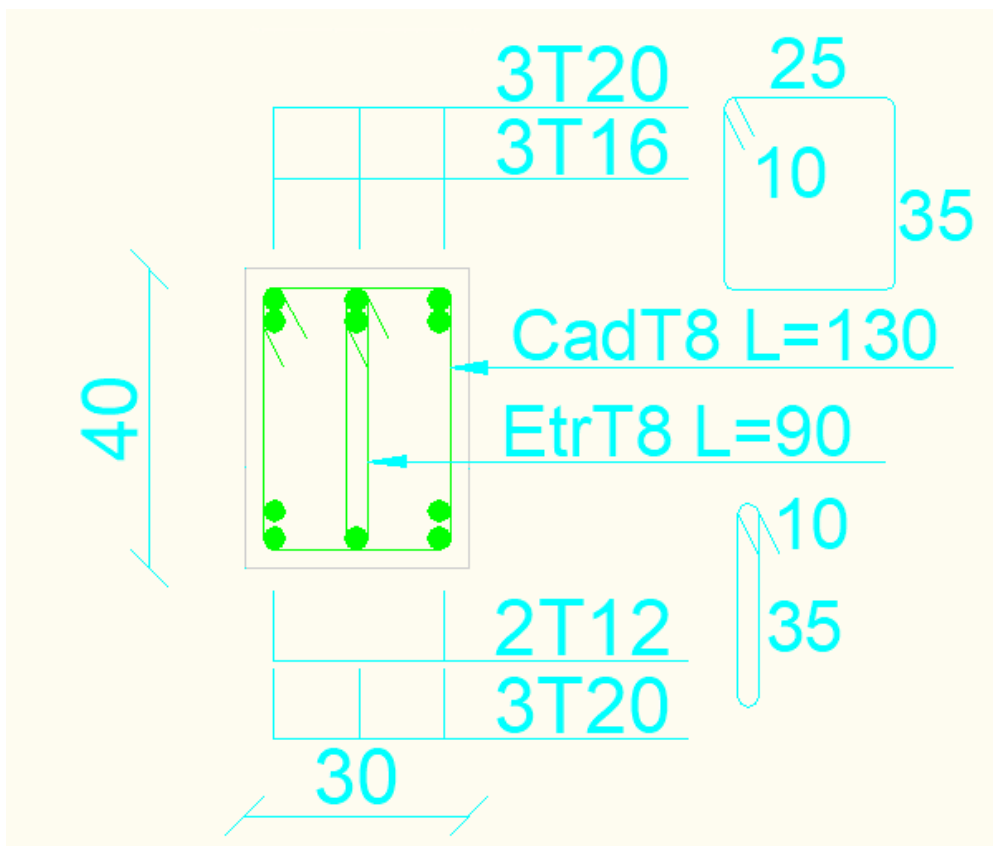


Figure V.9: Schéma de ferrailage poutre secondaire reposant sur voile Niv 7 en appuis et travée.

V.4. Les voiles

Lorsqu'une secousse sismique se produit, certaines parties de l'extrémité du voile en béton, qui subit une compression, peuvent entrer dans une phase inélastique. Cette situation peut compromettre la stabilité latérale. Pour faire face à cette éventualité, les règlements parasismiques exigent une épaisseur minimale de l'âme de 15 cm, et lorsque les contraintes atteignent un certain niveau, il est nécessaire de prévoir des renforts aux extrémités du voile, sous la forme de poteaux. Selon les règlements parasismiques, il est recommandé de concentrer les armatures verticales nécessaires pour assurer la résistance à l'ELU, dans les éléments de bordure situés aux deux extrémités de la section transversale du voile ou du trumeau.

➤ Rôle de contreventement :

L'objectif principal du contreventement consiste principalement à :

- Garantir la stabilité des constructions qui ne sont pas intrinsèquement stables face aux charges horizontales et à les transmettre jusqu'au sol.
- Renforcer les constructions afin de prévenir les déformations excessives qui pourraient endommager les éléments non structurels ainsi que l'équipement.

➤ Les avantages des voiles :

- En limitant les déformations latérales, leur présence contribue à la stabilité structurale.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux ainsi que certains poteaux existants.
- L'inclusion de voiles résout le défi complexe de l'armature des nœuds des portiques.
- L'utilisation de voiles évite les contraintes liées au choix du coefficient de comportement en cas de panneau de remplissage.

➤ Méthode de calcul :

Pour le calcul du ferrailage on a partagé l'ouvrage en quatre zones.

Zone I : sous-sol 1 et 2.

Zone II : RDC et 1^{er} étage .

Zone III : 2^{ème} et 3^{ème} étage

Zone IV : 4^{ème} et 5^{ème} étage.

➤ **Calcul des voiles par la méthode des contraintes :**

Il s'agit d'une approche simplifiée qui repose sur l'utilisation de contraintes. Elle permet de calculer les contraintes en supposant un diagramme linéaire. La forme la plus élémentaire d'un voile est représentée par une console parfaitement encastree à sa base (voir figure V.10) [8].

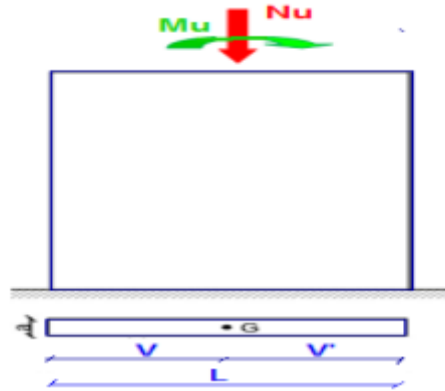


Figure V.10: Voile pleine.

V.4.1. Ferrailage des voiles

On admet que les voiles seront coulés en une seule partie sans reprise de bétonnage.

V.4.1.1. Exemple du calcul

On prend le voile V_{X1} de ($L = 4,7$ m) de la zone I :

➤ **Détermination des sollicitations**

$$N_{\max} = 1437,98 \text{ KN} \qquad M_{\text{corre}} = 4652,05 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = -221,18 \text{ KN} \qquad M_{\text{corre}} = 4571,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 4652,05 \text{ KN.m} \qquad N_{\text{corre}} = 1437,98 \text{ KN}$$

$$A = 4,7 \times 0,2 = 0,94 \text{ m}^2 \qquad I = 1,73 \text{ m}^4 \qquad v = 2,35 \text{ m}$$

➤ **Armatures verticales :**

- **Sous N_{\max} :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times v}{I} = \frac{1437,98}{0,94} + \frac{4652,05 \times 2,35}{1,73} = 7849,02 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times v}{I} = \frac{1437,98}{0,94} - \frac{4652,05 \times 2,35}{1,73} = -4789,49 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$L_t = 4,7 \left(\frac{4789,49}{7849,02 + 4789,49} \right) = 1,78 \text{ m}$$

- **Sous N_{\min} :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times v}{I} = \frac{-221,18}{0,94} + \frac{4571,40 \times 2,35}{1,73} = 5974,41 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M \times v}{I} = \frac{-221,18}{0,94} - \frac{4571,40 \times 2,35}{1,73} = -6445,01 \text{ KN / m}^2$$

$$L_t = 4,7 \left(\frac{6445,01}{5974,41 + 6445,01} \right) = 2,44 \text{ m}$$

- **Sous M_{\max} :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times v}{I} = \frac{1437,98}{0,94} + \frac{4652,05 \times 2,35}{1,73} = 7849,02 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M \times v}{I} = \frac{1437,98}{0,94} - \frac{4652,05 \times 2,35}{1,73} = -4789,49 \text{ KN / m}^2$$

$$L_t = 4,7 \left(\frac{4789,49}{7849,02 + 4789,49} \right) = 1,78 \text{ m}$$

Le cas défavorable est donné par N_{\min} → la section est partiellement tendue.

- **Calcul de F_t :**

$$F = \frac{5974,41 + 6445,01}{2} \times 2,44 \times 0,2 = 3030,34 \text{ KN}$$

- **Armature verticale :**

$$A_v = \frac{3030,34 \cdot 10^{-3}}{400} \cdot 10^4 = 75,76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit donc : (38HA16) avec : } \begin{cases} S_t = 15 \text{ cm} \\ \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$A_{ado} = 38,20 \text{ cm}^2$ / Nappe dans la partie tendue de longueur $L_t = 2,44 \text{ m}$

- **Armature minimale :**

Vérifications RPA:

$$A_{\min RPA} = 0,002 \times 20 \times 244 = 9,76 \text{ cm}^2$$

Vérifications BAEL :

$$A_{\min BAEL} = \frac{4880 \times 2,1}{400} = 25,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max(9,76 ; 25,62) = \mathbf{25,62 \text{ cm}^2}$$

- **L'espace minimal d'après RPA99/V2003 :**

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 1,5 \times 20 = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

N.B : $L_t = 2,44 \text{ m} > L/2$ (donc on admet la zone tendue dans toute la section de voile), et dispose le ferrailage d'une façon symétrique par rapport à l'axe qui divise la section du voile en deux, soit : **36HA16/Nappe = 72,38 cm²**

Soit le ferrailage finale de la totalité du voile : **A_{adopté} = 144,76 cm²**

- **Armature horizontale :**

D'après le BAEL: $A_H = A_v / 4 = 72,38 / 4 = 18,09 \text{ cm}^2 / \text{Nappe}$

D'après le RPA : $A_{\min} = 0,15\% \times b \times h = 0,15\% \times 20 \times 470 = 14,10 \text{ cm}^2 / 2 \text{ Nappe} = 7,05 \text{ cm}^2 / \text{Nappe}$.

Soit donc : $A_H = \max [A_{H \text{ RPA}} ; A_{H \text{ BAEL}}] = 18,09 \text{ cm}^2$

A_H = 17T12 = 19,23 cm² avec un espacement : **S_{th} = 20 cm**

- **Armature transversale :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingle au mètre carré, soit : 4HA8

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- **Selon le RPA99/V2003 :**

On a $V_{\max} = 1732,74 \text{ KN}$

$$\tau_u = 1,4 \frac{V}{b \times d} = 1,4 \frac{1732,74 \cdot 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 4,7} = 2,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

- **Selon le BAEL91 :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{1732,74 \cdot 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 4,7} = 2,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,15}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B + 15A} = \frac{962,67 \cdot 10^{-3}}{0,94 + 15(2 \times 72,38 \cdot 10^{-4})} = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

Tableau V.13: Ferrailage des voiles : VY3, VY6 de dimension 1,90 m.

Les sollicitations				Zone tendue (L_t)		Choix des barres / Nappe pour toute la section du voile (armatures verticales)					Choix des barres / Nappe (armatures horizontales)			
Les zones	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{v\text{ cal}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Zone d'abo/ Nappe	S_t (cm)	Zone cour/ Nappe	S_t (cm)	A_{ado} (cm ²)/ Nappe	A_H (cm ²)/ Nappe	A_{min} (cm ²)/ Nappe	S_{tH} (cm)	A_H adopté (cm ²)/ Nappe
Zone I	1,90	-1553,45	925,54	55,34	15,43	4T20	10	10T20	20	43,98	10,99	2,85	25	14T12=15,83
Zone II	1,92	-956,41	874,32	37,84	13,21	4T16	10	10T16	20	28,15	7,04	2,88	25	14T10=11,00
Zone III	1,97	-677,84	359,27	22,15	16,69	4T14	10	10T14	20	21,55	5,34	2,95	25	12T8=6,03
Zone IV	2,02	-89,07	281,42	12,62	11,76	4T12	10	10T12	20	15,83	3,96	3,03	25	12T8=6,03

Tableau V.14: Ferrailage des voiles VY1, VY2, VY7 et VY8 de dimension L = 1,50 m.

Les sollicitations				Zone tendue (L_t)		Choix des barres / Nappe pour toute la section du voile (armatures verticales)					Choix des barres / Nappe (armatures horizontales)			
Les zones	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{v\text{ cal}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Zone d'abo/ Nappe	S_t (cm)	Zone cour/ Nappe	S_t (cm)	A_{ado} (cm ²)/ Nappe	A_H (cm ²)/ Nappe	A_{min} (cm ²)/ Nappe	S_{tH} (cm)	A_H adopté (cm ²)/ Nappe
Zone I	1,50	-1215,12	1324,48	50,18	9,87	4T20	10	8T20	15	37,70	9,42	2,25	25	13T12=14,70
Zone II	1,52	-864,45	798,52	38,85	9,36	4T16	10	8T16	15	24,13	6,03	2,28	25	14T10=11,00
Zone III	1,57	-166,75	495,58	25,94	9,03	4T14	10	8T14	15	18,47	4,62	2,35	25	12T8=6,03
Zone IV	1,62	-153,64	252,95	13,56	9,87	4T12	10	8T12	15	13,57	3,39	2,43	25	12T8=6,03

Tableau V.15: Ferrailage des voiles VY4 et VY5 de dimension L = 1,40 m.

Les sollicitations				Zone tendue (L_t)		Choix des barres / Nappe pour toute la section du voile (armatures verticales)					Choix des barres / Nappe (armatures horizontales)			
Les zones	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{v\text{ cal}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Zone d'abo/ Nappe	S_t (cm)	Zone cour/ Nappe	S_t (cm)	A_{ado} (cm ²)/ Nappe	A_H (cm ²)/ Nappe	A_{min} (cm ²)/ Nappe	S_{tH} (cm)	A_H adopté (cm ²)/ Nappe
Zone I	1,40	-349,69	688,33	29,88	7,56	4T20	10	6T20	20	31,42	7,85	2,10	25	12T12=13,57
Zone II	1,42	224,72	481,82	22,91	9,13	4T16	10	6T16	20	20,11	5,03	2,13	30	12T10=9,42
Zone III	1,47	195,89	357,11	15,60	6,61	4T14	10	6T14	20	15,39	3,85	2,21	30	10T8=5,03
Zone IV	1,52	54,26	361,72	11,81	7,77	4T12	10	6T12	20	11,31	2,83	2,28	30	10T8=5,03

Tableau V.16: Ferrailage des voiles VX1, VX2 de dimension 4,70 m.

Les sollicitations				Zone tendue (L_t)		Choix des barres / Nappe pour toute la section du voile (armatures verticales)					Choix des barres / Nappe (armatures horizontales)			
Les zones	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{v\text{ cal}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Zone d'abo/ Nappe	S_t (cm)	Zone cour/ Nappe	S_t (cm)	A_{ado} (cm ²)/ Nappe	A_H (cm ²)/ Nappe	A_{min} (cm ²)/ Nappe	S_{tH} (cm)	A_H adopté (cm ²)/ Nappe
Zone I	4,70	-221,18	4571,40	75,76	25,62	12T16	10	24T16	15	72,38	18,09	7,05	20	17T12=19,23
Zone II	4,75	-229,27	4209,55	67,96	26,65	12T16	10	24T16	15	72,38	18,09	7,12	20	17T12=19,23
Zone III	4,85	-196,37	2475,61	38,87	23,78	12T12	10	22T12	15	38,45	9,61	7,28	20	13T10=10,21
Zone IV	4,95	121,70	2081,89	29,97	24,67	12T12	10	22T12	15	38,45	9,61	7,43	20	13T10=10,21

V.4.1.2. Les vérifications

Les résultats sont répertoriés ci-après :

Tableau V.17: Vérification pour VY1, VY2, VY7 et VY8 de dimension L = 1,50 m.

Les zones	V (KN)	RPA.V2003		BAEL		ELS			obser
		τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	N _{ser} (KN)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	
I	482,18	2,5	5	1,78	3,26	720,18	1,74	15	C.V
II	378,34	1,38	5	0,99	3,26	462,29	1,23	15	C.V
III	236,77	1,17	5	0,84	3,26	329,65	0,89	15	C.V
IV	195,57	0,94	5	0,67	3,26	168,79	0,46	15	C.V

Tableau V.18: Vérification pour VY3, VY6 de dimension 1,90 m.

Les zones	V (KN)	RPA.V2003		BAEL		ELS			obser
		τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	N _{ser} (KN)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	
I	672,26	2,75	5	1,96	3,26	532,87	1,04	15	C.V
II	485,87	1,97	5	1,41	3,26	312,59	0,67	15	C.V
III	344,35	1,36	5	0,97	3,26	238,46	0,52	15	C.V
IV	287,82	1,11	5	0,79	3,26	104,40	0,23	15	C.V

Tableau V.19: Vérification pour VY4 et VY5 de dimension L = 1,40 m.

Les zones	V (KN)	RPA.V2003		BAEL		ELS			obser
		τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	N _{ser} (KN)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	
I	388,30	2,16	5	1,54	3,26	916,38	2,45	15	C.V
II	258,65	1,42	5	1,01	3,26	702,74	2,04	15	C.V
III	207,16	1,10	5	0,78	3,26	552,92	1,62	15	C.V
IV	252,88	1,29	5	0,92	3,26	321,45	0,95	15	C.V

Tableau V.20: Vérification pour VX1, VX2 de dimension 4,70 m.

Les zones	V (KN)	RPA.V2003		BAEL		ELS			obser
		τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	N _{ser} (KN)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	
I	1732,74	2,87	5	2,05	3,26	962,66	0,83	15	C.V
II	1124,44	1,84	5	1,31	3,26	925,33	0,79	15	C.V
III	1024,65	1,64	5	1,17	3,26	634,72	0,58	15	C.V
V	874,55	1,37	5	0,98	3,26	306,26	0,28	15	C.V

V.4.1.3. Schémas de ferrailage des voiles

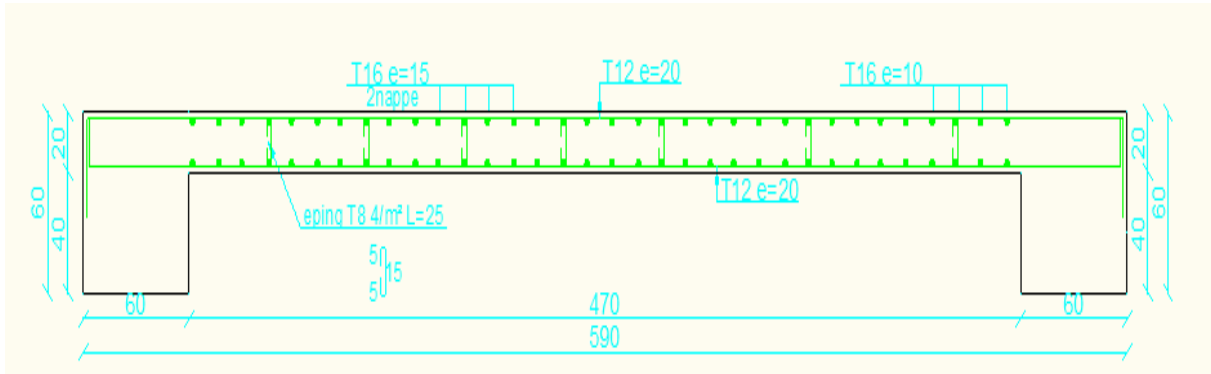


Figure V.11: Schéma de ferrailage du voile Vx1, Vx2 (Zone I).

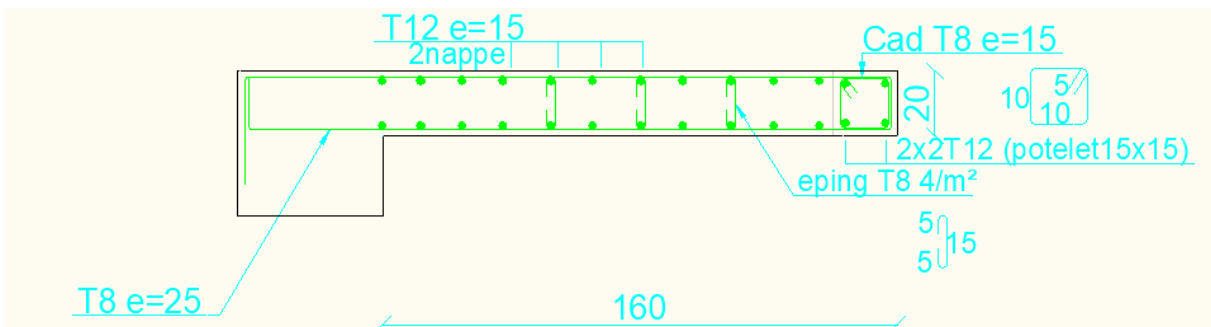


Figure V.12: Schéma de ferrailage du voile Vy1, Vy2, Vy7, Vy8 (Zone IV).

Calcul des réservoirs

VI. Chapitre : Calcul des réservoirs

VI.1. Introduction

On appelle réservoir (citernes, châteaux d'eau, piscines...), les structures qui sont destinées à contenir des fluides. Ces fluides peuvent être de l'eau (potable ou usée), pétroles, lait.

Le principal objectif des réservoirs est le bon stockage du contenu sans aucune fuite avec l'extérieur. Donc, les critères de dimensionnement sont plus sévères que pour une construction classique. En effet, les réservoirs sont plus complexes en matière de dimensionnement, d'étude et de prise en charge (volet sécuritaire).

L'étude et la construction des réservoirs de stockage sont régies par des normes et des codes qui regroupent un ensemble de dispositions considérées comme minimales pour la sécurité, notamment le Fascicule 74.

Dans notre cas, les réservoirs à étudier sont : une bache à eau et deux piscines qui sont destinés à contenir de l'eau.

L'état de fissuration à considérer est très nuisible (régime transitoire pour les faces extérieur et régime permanent pour les faces intérieur).

VI.2. Descriptions techniques de construction

Il est important de satisfaire les exigences techniques suivantes :

- ✓ La résistance : toutes les parties du réservoir doivent satisfaire l'équilibre des efforts auxquels ils sont soumis. ;
- ✓ L'étanchéité : elle doit constituer une couche close sans risque de fuites d'eau ; pouvant provoquer des fissurations. À cet effet il est nécessaire de mettre en œuvre des joints d'étanchéité au droit des reprises de bétonnage de type Water-stop ;
- ✓ La durabilité : l'ouvrage que nous devons concevoir devra durer dans le temps, pour cela le béton le constituant devra garder ses propriétés initiales après un contact prolongé avec l'eau.

VI.3. Contraintes limites des aciers tendus

➤ Côté eau (Face intérieur)

La contrainte de traction des armatures du côté de l'eau (côté intérieur du réservoir) est donnée, selon le Fascicule 74 par l'expression :

$$\bar{\sigma}_s = \alpha \cdot \sqrt{\frac{\eta \cdot f_{t28}}{\phi}} + \beta \cdot \eta \quad ; \quad \bar{\sigma}_s \leq \min \begin{cases} 0,5f_e \\ 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \end{cases}$$

ϕ : diamètre de la plus grosse des barres tendues prise en compte dans le calcul (en mm) ;

β : coefficient égale à : 0 pour les ouvrages à la mer ou à moins de 5 km ; sinon égal a 30.

f_e : nuance des aciers utilisés dans le ferrailage ;

α : coefficient qui dépend de la fonction de la paroi en béton et de la nature du revêtement intérieur :

- $\alpha = 240$: dans le cas général où le béton doit jouer à la fois le rôle de structure mécanique et d'étanchéité ;
- $\alpha = 245$: dans le cas d'étanchéité rigide (mortier de ciment) ;
- $\alpha = 320$: dans le cas d'une étanchéité souple non armé ;
- $\alpha = 400$: dans le cas où l'étanchéité est souple armé, assurée par un revêtement intérieur adhérent en résine ;
- $\alpha = 450$: dans le cas où l'étanchéité est assurée par un revêtement intérieur semi-adhérent ou indépendant rigide ou élasto-plastique.

➤ Côté extérieur

Pour le calcul des armatures de la face extérieure des parois, la contrainte de traction des aciers est limitée conformément aux règles BAEL par l'expression :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e \quad ; \quad 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right]$$

VI.4. Contraintes limites du béton

➤ Contrainte limite de traction

La contrainte de traction du béton en service, ne peut excéder la valeur : $\bar{\sigma}_{bt} = 1,1 \cdot \theta \cdot f_{t28}$

$\theta = 1$: dans le cas de la traction $\left(\sigma_{bt} = \frac{N}{b \cdot e} \right)$ avec $b = 1 \text{ ml}$;

$\theta = 1 + \frac{2 \cdot e_0}{3 \cdot e}$: dans le cas de la flexion composée $\left(\sigma_{bt} = \frac{6M}{d^2} + \frac{N}{e} \right)$ lorsque l'excentricité e_0 de

la force de traction N (prise avec son signe) est inférieur à l'épaisseur e de la paroi ;

$\theta = 1 + \frac{4 \cdot e_0}{3 \cdot e}$: pour les cuves à vin et les piscines ;

$\theta = \frac{5}{3}$: dans les autres cas.

VI.5. Calcul de la piscine

Notre structure comporte deux piscines identiques, situées respectivement au premier et deuxième étage, destinées pour traitement rééducatif.

Les dimensions de la piscine sont les suivantes :

Longueur : 3,90 m, Largeur : 3 m, Hauteur : 2,10 m.

Les parties verticales doivent être bétonnées en une seule partie sans reprise de bétonnage, avec un béton dosées à 400 kg / m³.

VI.5.1. Calcul des parois verticales

VI.5.1.1. Etude hydrodynamique

Méthode de Houzner

C'est une méthode approchée qui aboutit à des expressions relativement simples par rapport à celles que donnent les autres méthodes de calcul.

Houzner sépare les deux phénomènes : impulsion et oscillation.

Le domaine d'application numérique de la méthode de HOUZNER se traduit par la condition suivante :

$h / l < 1,5$: Les réservoirs peu profonds dont le taux de remplissage

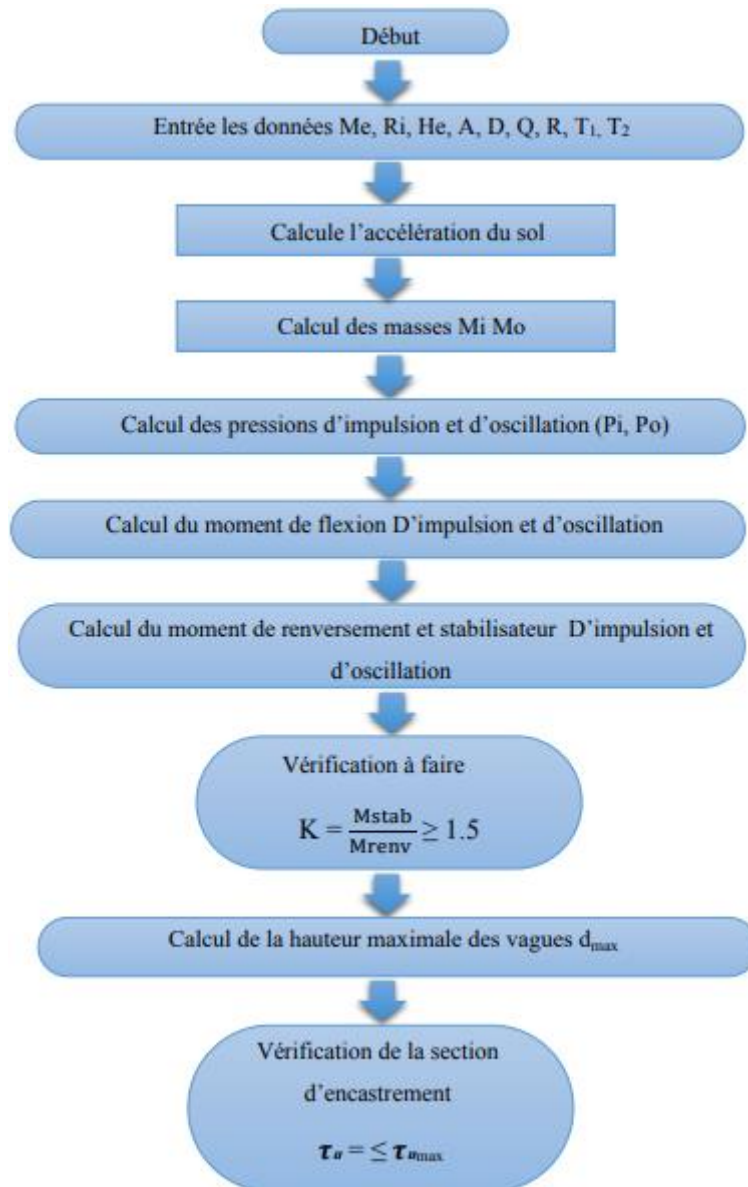
h: hauteur du liquide

VI.5.1.1.1. Modélisation selon HOUZNER

Suivants l'énoncé de la méthode de HOUZNER, l'action de liquide est décomposé en deux types d'action :

- Une action passive provoquant des efforts d'impulsion.
- Une action active provoquant des efforts d'oscillations.

VI.5.1.1.2. Organigramme de calcul



VI.5.1.1.3. Principe de la méthode de Houzner

Comme nous avons mentionné auparavant, Houzner tient compte de la formation des vagues et de leur effet sur les parois.

Pour $L = 3,90 \text{ m}$; $h = 1,50 \text{ m} \rightarrow h/L = 0,385 < 1,5$

D'où la méthode de HOUZNER est applicable.

$$P_i = a_m M_i \quad ; \quad M_i = M_e \frac{th\sqrt{3}\frac{l}{h}}{\sqrt{3}\frac{l}{h}} + M_r$$

$$M_e = V \times \gamma_w = 24,5 \times 10 = 245 \text{ KN}$$

$$M_i = 245 \times \frac{th \sqrt{3} \frac{3,9}{1,5}}{\sqrt{3} \frac{3,9}{1,5}} = 54,39 \text{ KN}$$

$$a_m = \frac{A.D.Q}{R} g = \frac{0,20 \times 1,896 \times 1,3}{3,5} \times 9,81 = 1,381$$

$$P_i = a_m \times M_i = 75,112 \text{ KN}$$

VI.5.1.1.4. Calcul des actions d'oscillation

$$P_0 = 1,2 M_0 \times g \times \phi_0$$

$$M_0 = M_e \frac{1}{3} \frac{l}{h} th \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{l} = 245 \frac{1}{3} \times \frac{3,90}{1,50} th \sqrt{\frac{5}{2}} \times \frac{1,50}{3,90} = 115,256 \text{ KN}$$

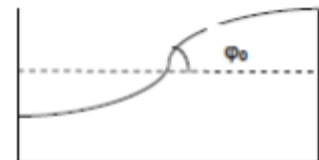
Calcul de la pulsation fondamentale de vibration du liquide :

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{g}{L} th \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L} = \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{9,81}{3,9} th \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{1,5}{3,9} = 2,158 \text{ rad / s}$$

Pour déterminer l'angle maximal d'oscillation ϕ_0 de la surface libre on écrit : $\phi_0 = \frac{S_a}{g}$

Où S_a est calculée à partir de la valeur de S_v , en utilisant la formule :

$$S_a = \omega_0 \times S_v$$



S_v : il est déterminé à partir du spectre de réponse en fonction de Coefficient d'amortissement (δ) et T .

$$T = 2 \frac{\pi}{\omega} = 2 \frac{\pi}{2,158} = 2,91 \text{ s}$$

Pour déterminer les valeurs spectrales, on utilise le spectre de réponse du séisme d'EL CENTRO, on prend $\xi = 5 \%$ (amortissement de l'eau).

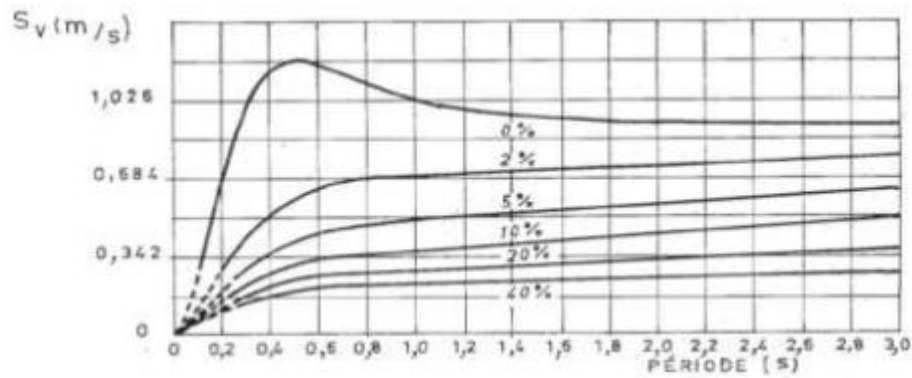


Figure 1 : Spectre de vitesse, séisme d'El Centro (1940).

$$\begin{cases} T = 2,91s \\ \xi = 5\% \end{cases} \rightarrow S_v = 0,562 \text{ m/s}$$

$$S_a = \omega_0 \times S_v = 2,158 \times 0,562 = 1,212 \text{ rad} \cdot \text{m} / \text{s}^2$$

$$\phi_0 = \frac{S_a}{g} = \frac{1,212}{9,81} = 0,123 \text{ rad}$$

$$P_0 = 1,2 M_0 \times g \times \phi_0 = 1,2 \times 115,256 \times 9,81 \times 0,123 = 166,885 \text{ KN}$$

VI.5.1.1.5. Calcul des moments de flexion

➤ Action d'impulsion

Le moment de flexion sur les parois sous l'action d'impulsion est donné par la formule suivante : $M_{fi} = P_i \times h_i$

h_i : Le niveau d'application des pressions d'impulsion par rapport au radier exprimé par :

$$h_i = \frac{3}{8} h = \frac{3}{8} \times 1,5 = 0,56 \text{ m}$$

$$M_{fi} = P_i \times h_i = 75,112 \times 0,56 = 42,062 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ Action d'oscillations

Le moment de flexion sur les parois sous l'action d'impulsion est donné par la formule suivante : $M_{f0} = P_0 \times h_0$

Avec : h_0 : le niveau d'application des pressions d'impulsion par rapport au radier exprimé par:

$$h_0 = h \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{5}{2} \frac{h}{L}} th \sqrt{\frac{5}{2} \frac{h}{L}}} + \frac{1}{\sqrt{\frac{5}{2} \frac{h}{L}} sh \sqrt{\frac{5}{2} \frac{h}{L}}} \right] = 0,773m$$

Alors : $M_{f_0} = P_0 \times h_0 = 166,885 \times 0,773 = 129,002KN .m$

VI.5.1.1.6. Calcul des moments de renversement

➤ Action d'impulsion

Le moment de renversement d'ensemble, sous l'action d'impulsion, est donné par :

$$M_{ir} = P_i \times h_i'$$

h_i' : Le niveau d'application des pressions d'impulsion, incluant l'effet de la pression sur la

base s'écrit :
$$h_i' = \frac{h}{8} \left[4 \frac{\sqrt{3} \frac{L}{h}}{th \sqrt{3} \frac{L}{h}} - 1 \right] = 3,18m$$

$$M_{ir} = 75,112 \times 3,18 = 238,856KN .m$$

➤ Action d'oscillations

Le moment de renversement d'ensemble, sous l'action d'oscillations, est donné par :

$$M_{r_0} = P_0 \times h_0'$$

Avec : h_0' : Le niveau d'application des pressions d'oscillation incluant l'effet de la pression

sur la base est tel que :
$$h_0' = h \left[1 - \frac{ch \left(\sqrt{\frac{5}{2} \frac{h}{L}} \right) - 2}{\left(\sqrt{\frac{5}{2} \frac{h}{L}} sh \left(\sqrt{\frac{5}{2} \frac{h}{L}} \right) \right)} \right] = 4,59m$$

$$M_{r_0} = 166,885 \times 4,59 = 766,002KN .m$$

VI.5.1.1.7. Vérification à faire

Vérification de la stabilité du réservoir vis-à-vis des efforts hydrodynamiques Sous l'effet de l'action sismique a l'ELU, la stabilité d'ensemble de réservoir vis à vis l'effondrement doit être satisfaire. La stabilité d'ensemble se rapportant à un comportement

de corps rigide peut être perdue par glissement ou renversement. A cet effet il y a lieu de satisfaire la condition suivante :

$$K = \frac{M_{sta}}{M_{ren}} \geq 1,5$$

➤ **Le moment de renversement max**

$$M_{ren} = M_{ri} + M_{r0} = 238,856 + 766,002 = 1004,858 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment stabilisateur**

$$M_{sta} = P_t \times L$$

Avec : P_t : la masse du réservoir vide + La masse de l'eau $\rightarrow P_t = 463,025 \text{ KN}$

$$M_{sta} = 463,025 \times 3,9 = 1805,797 \text{ KN.m}$$

$$K = \frac{1805,797}{1004,858} = 1,797 \geq 1,5 \dots\dots\dots CV$$

VI.5.1.1.8. Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal

La contribution dominante dans la hauteur de ballottement est assurée par le premier mode.

L'expression du pic de hauteur de vague d au bord est :

$$d_{max} = \frac{0,527L}{\left(\frac{g}{\omega^2 \phi_0 L} - 1\right) \text{th}\left(1,58 \frac{h}{L}\right)} = 0,325 \text{ m}$$

$h = d_{max} + 1,5 \text{ m} = 1,825 \text{ m} < 2,1 \text{ m} \dots\dots\dots$ vérifié.

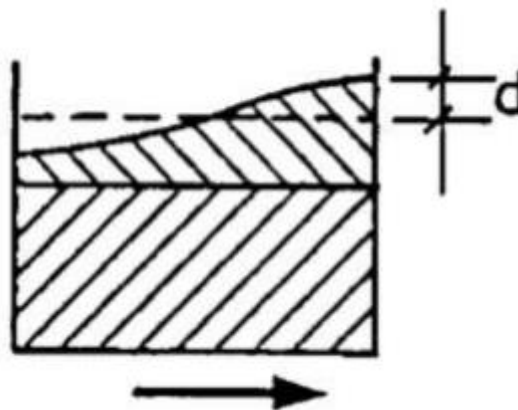


Figure 2 : Hauteur de la vague d .

VI.5.1.1.9. Vérification de la section d'encastrement

D'après RPA99, cette vérification consiste en la satisfaction de la condition ci-après :

$$\tau_u = \tau_{statique} + \tau_{hydrodynamique} \leq \tau_{u \max}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{0,6 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,6 \times 25}{1,15} = 13,04 \text{ MPa}$$

$$\tau_{statique} = \frac{1,5Q}{b_0 \times d}$$

Q : la poussée maximale à la base du réservoir

$$Q = h \times \gamma_{eau} = 1,5 \times 10 = 15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\tau_{statique} = \frac{1,5 \times 15 \cdot 10^{-3}}{0,20 \times 0,18} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\tau_{hydrodynamique} = \frac{P_i + P_0}{s} = \frac{(75,112 + 166,885) \cdot 10^3}{11,7 \times 10^6} = 0,021 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,625 + 0,021 = 0,646 \text{ MPa} \leq \tau_{u \max} = 13,04 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

Pour L = 3,00 m

$$\frac{h}{L} = 0,5 \text{ m} < 1,5 \quad \text{D'où la méthode de HOUZNER est applicable.}$$

$$M_{sta} = 1389,075 \text{ KN.m} ; M_{renv} = 744,57 \text{ KN.m} \rightarrow K = 1,86 \geq 1,5 \dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal**

$$d_{\max} = \frac{0,527L}{\left(\frac{g}{\omega^2 \phi_0 L} - 1\right) \text{th}\left(1,58 \frac{h}{L}\right)} = 0,298 \text{ m}$$

$$h = d_{\max} + 1,5 \text{ m} = 1,798 \text{ m} < 2,1 \text{ m} \dots\dots \text{vérifié}$$

➤ **Vérification de la section d'encastrement**

$$\tau_u = \tau_{statique} + \tau_{hydrodynamique} \leq \tau_{u \max}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{0,6 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,6 \times 25}{1,15} = 13,04 \text{ MPa}$$

$$\tau_{statique} = \frac{1,5Q}{b_0 \times d}$$

$$Q = h \times \gamma_{eau} = 1,5 \times 10 = 15 \text{ KN / m}^2$$

$$\tau_{statique} = \frac{1,5 \times 15 \cdot 10^{-3}}{0,20 \times 0,18} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\tau_{hydrodynamique} = \frac{P_i + P_0}{s} = \frac{(105,184 + 165,918) \cdot 10^3}{11,7 \times 10^6} = 0,023 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,625 + 0,023 = 0,648 \text{ MPa} \leq \tau_{u \max} = 13,04 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

Coefficient de stabilité au renversement dans la direction a	Coefficient de stabilité au renversement dans la direction b
1,797	1,86

VI.5.1.2. Sollicitations pour le calcul du ferrailage horizontal (A_H)

On considère un cadre d'un mètre linéaire (1ml) et de côtés a et b (Figure 2).

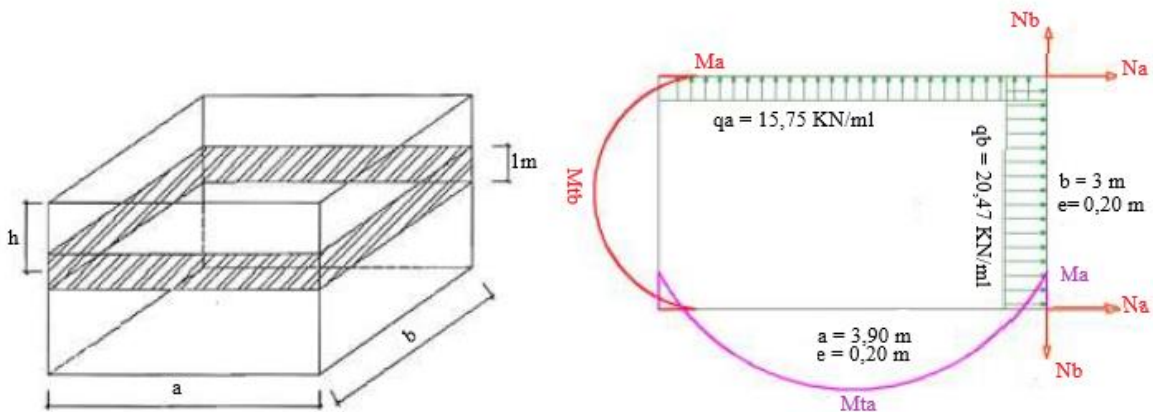


Figure 3 : Sollicitations sur les parois a et b de la piscine.

➤ **Efforts normaux :**

$$\begin{cases} N_a = -\frac{q_b \times b}{2} = -\frac{20,47 \times 3}{2} \\ N_b = -\frac{q_a \times a}{2} = -\frac{15,75 \times 3,9}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_a = -30,70 \text{ KN} \\ N_b = -30,71 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Moments fléchissant :**

$$M_a = -\frac{q_a \cdot a^2 \cdot k_b + q_b \cdot b^2 \cdot k_a}{12(k_a + k_b)} \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} k_a = \frac{e_a^3}{12 \times a} = \frac{0,20^3}{12 \times 3,90} = 1,71 \times 10^{-4} m^2 \\ k_b = \frac{e_b^3}{12 \times b} = \frac{0,20^3}{12 \times 3} = 2,22 \times 10^{-4} m^2 \end{cases}$$

$$M_a = -\frac{(15,75 \times 3,9^2 \times 2,22 \times 10^{-4}) + (20,47 \times 3^2 \times 1,71 \times 10^{-4})}{12(2,22 \times 10^{-4} + 1,71 \times 10^{-4})} = -17,96 KN \cdot m$$

➤ **Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_{0a} = \frac{q_a \times a^2}{8} = \frac{15,75 \times 3,9^2}{8} = 29,94 KN \cdot m \\ M_{0b} = \frac{q_b \times b^2}{8} = \frac{20,47 \times 3^2}{8} = 23,03 KN \cdot m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ta} = M_{0a} - |M_a| = 29,94 - 17,96 = 11,98 KN \cdot m \\ M_{tb} = M_{0b} - |M_b| = 23,03 - 17,96 = 5,07 KN \cdot m \end{cases}$$

Note : D'après le BAEL91, on majore de 25% le moment en travée pour tenir compte d'une rotation possible des sections de contour.

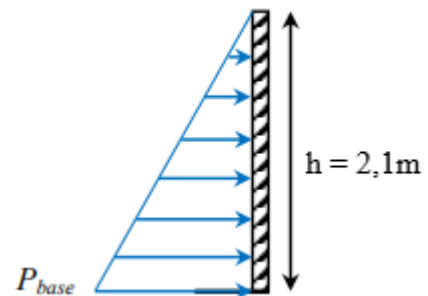
$$\begin{cases} M_{ta} = 11,98 \times 1,25 = 14,97 KN \cdot m \\ M_{tb} = 5,07 \times 1,25 = 6,34 KN \cdot m \end{cases}$$

VI.5.1.3. Sollicitation pour le calcul du ferrailage vertical (Av)

$$M_{enc} = -\frac{P_{base} \times h^2}{6}$$

$$P_{base} = \gamma_w \times h_w = 10 \times 2,1 = 21 KN / ml$$

$$M_{enc} = -\frac{21 \times 2,1^2}{6} = -15,43 KN \cdot m$$

➤ **Calcul des contraintes limites :**- **Contraintes limites des aciers tendus :**

- **Côté eau :**

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \phi = 20 \text{ mm} \\ \eta = 1,6 \\ \alpha = 240 \\ \beta = 30 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 240 \sqrt{\frac{1,6 \times 2,1}{20}} + 30 \times 1,6 = 146,37 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \times 400 = 200 \text{ MPa} \\ 90 \sqrt{1,6 \times 2,1} = 164,97 \text{ MPa} \end{array} \right. \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 146,37 \text{ MPa}$$

- **Côté extérieur :**

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3} (400) ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- **Contraintes limites du béton :**

- **À la traction :**

$$\theta = 1 + \frac{4 \cdot e_0}{3 \cdot e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{0a} = \frac{M_{ta}}{N_a} = \frac{11,98}{30,7} = 0,39 \text{ m} \\ e_{0b} = \frac{M_{tb}}{N_b} = \frac{5,07}{30,71} = 0,17 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \theta_a = 1 + \frac{4 \times 0,39}{3 \times 0,20} = 3,60 \\ \theta_b = 1 + \frac{4 \times 0,17}{3 \times 0,20} = 2,13 \end{array} \right.$$

$$\text{Finalement : } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bta} = 1,1 \times 3,6 \times 2,1 = 8,32 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{btb} = 1,1 \times 2,13 \times 2,1 = 4,92 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- **À la compression :**

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

- **Dimensionnement des parois du réservoir :**

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{\bar{\sigma}_{bt}}} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e_a = \sqrt{\frac{6 \times 15,43 \cdot 10^{-3}}{8,32}} = 0,11 \text{ m} \\ e_b = \sqrt{\frac{6 \times 15,43 \cdot 10^{-3}}{4,82}} = 0,14 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow e_a = e_b = 20 \text{ cm}$$

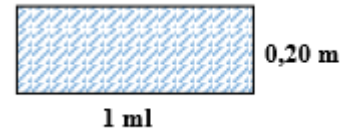
VI.5.1.4. Calcul du ferrailage

VI.5.1.4.1. Ferrailage horizontal (A_H)

Nous avons : $e = 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$ alors nous serons ferrillées en deux nappes.

Côté eau :

$$z = d \cdot \frac{10 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \Rightarrow A_{H-eau} = \frac{M_a}{z \cdot \bar{\sigma}_s} + \frac{|N|}{2 \cdot \bar{\sigma}_s}$$



Côté extérieure :

$$z = d \cdot \frac{10 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \Rightarrow A_{H-ext} = \frac{M_t}{z \cdot \bar{\sigma}_{st}} + \frac{|N|}{2 \cdot \bar{\sigma}_{st}}$$

➤ **Ferraillage de la paroi « a » :**

Côté eau :

$$\begin{cases} d = 0,20 - 0,05 = 0,15 m \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \bar{\sigma}_s = 146,37 MPa \end{cases} \Rightarrow z = 0,15 \times \frac{10 \times 15 + 146,37}{15 \times 15 + 146,37} = 0,120 m$$

$$A_{H-eau} = \frac{14,97 \times 10^{-3}}{0,12 \times 146,37} + \frac{30,7 \times 10^{-3}}{2 \times 146,37} = 9,57 \text{ cm}^2 / ml \quad \text{soit : 7T14 / ml ; } S_t = 15 \text{ cm}$$

Côté extérieur :

$$\begin{cases} d = 0,15 m \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \bar{\sigma}_{st} = 201,63 MPa \end{cases} \Rightarrow z = 0,15 \times \frac{10 \times 15 + 201,63}{15 \times 15 + 201,63} = 0,123 m$$

$$A_{H-ext} = \frac{14,97 \times 10^{-3}}{0,123 \times 201,63} + \frac{30,7 \times 10^{-3}}{2 \times 201,63} = 6,79 \text{ cm}^2 / ml \quad \text{soit : 6T14 / ml ; } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Ferraillage de la paroi « b » :**

Côté eau :

$$\begin{cases} d = 0,15 m \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \bar{\sigma}_s = 146,37 MPa \end{cases} \Rightarrow z = 0,15 \times \frac{10 \times 15 + 146,37}{15 \times 15 + 146,37} = 0,120 m$$

$$A_{H-eau} = \frac{6,34 \times 10^{-3}}{0,12 \times 146,37} + \frac{30,71 \times 10^{-3}}{2 \times 146,37} = 4,66 \text{ cm}^2 / ml \quad \text{soit : 5T12 / ml ; } S_t = 20 \text{ cm}$$

Côté extérieur :

$$\begin{cases} d = 0,15 m \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \bar{\sigma}_{st} = 201,63 MPa \end{cases} \Rightarrow z = 0,15 \times \frac{10 \times 15 + 201,63}{15 \times 15 + 201,63} = 0,123 m$$

$$A_{H-ext} = \frac{6,34 \times 10^{-3}}{0,123 \times 201,63} + \frac{30,71 \times 10^{-3}}{2 \times 201,63} = 3,32 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{soit : } \mathbf{5T12 / ml ; S_t = 20 \text{ cm}}$$

VI.5.1.4.2. Ferrailage vertical (Av)

Le ferrailage des armatures verticales se fait à la flexion simple. Tandis que la fissuration étant très préjudiciable, l'état limite à considérer est l'ELS.

$$A_v = \frac{M_{enc}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_s} \quad \text{avec : } \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{M_{enc}}{b \times d \times \bar{\sigma}_s}$$

➤ **Ferrailage de la face du côté eau :**

Paroi « a » et Paroi « b » :

$$\beta = \frac{15,43 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,15 \times 146,37} = 7,03 \cdot 10^{-4}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \Rightarrow \begin{cases} 0,5 = \sqrt{90(7,03 \cdot 10^{-4}) \frac{1-0,5}{3-0,5}} = 0,112 \\ 0,25 = \sqrt{90(7,03 \cdot 10^{-4}) \frac{1-0,25}{3-0,25}} = 0,131 \\ 0,138 = \sqrt{90(7,03 \cdot 10^{-4}) \frac{1-0,138}{3-0,138}} = 0,138 \end{cases} \Rightarrow \alpha = 0,138$$

$$A_{v-eau} = \frac{15,43 \cdot 10^{-3}}{0,15 \left(1 - \frac{0,138}{3}\right) 146,37} = 7,55 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \mathbf{5T14 / ml ; S_t = 20 \text{ cm}}$$

➤ **Ferrailage de la face du côté extérieur :**

$$\text{Paroi « a » : } A_{v-rep} \geq \frac{7,55}{4} = 1,89 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \mathbf{5T10 / ml ; S_t = 20 \text{ cm}}$$

$$\text{Paroi « b » : } A_{v-rep} \geq \frac{7,55}{4} = 1,89 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \mathbf{5T10 / ml ; S_t = 20 \text{ cm}}$$

➤ **Espacements des barres :**

$$\text{Paroi « a » : } t \leq \min(1,5e ; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Paroi « b » : } t \leq \min(1,5e ; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

VI.5.2. Schémas de ferrailage

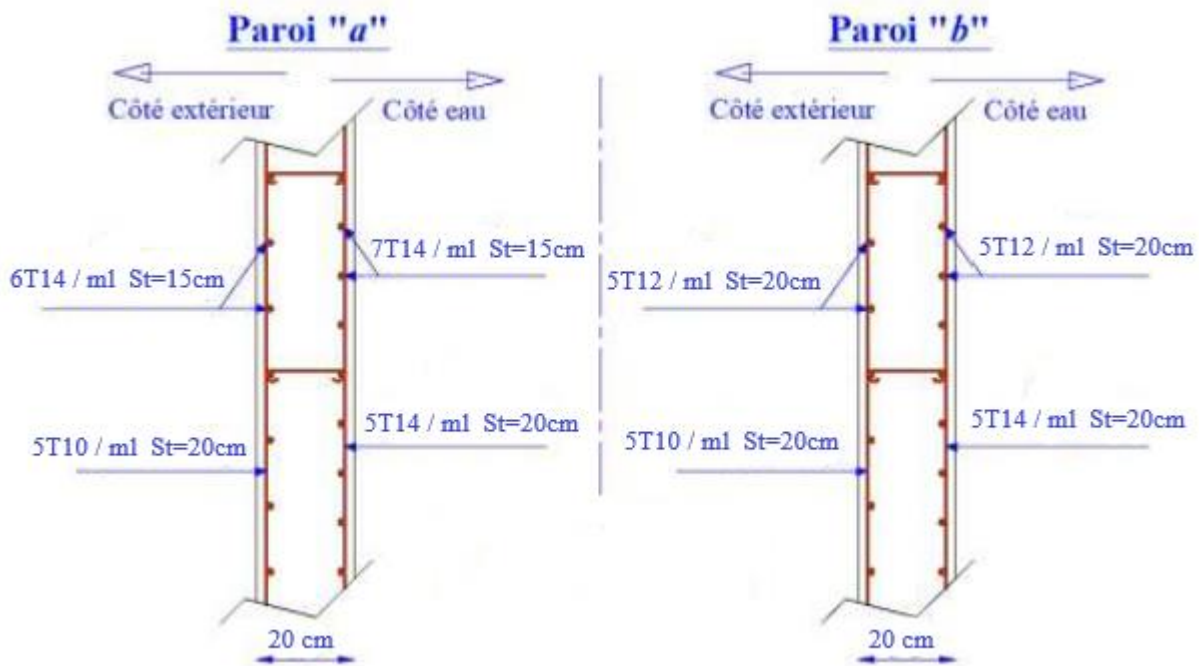


Figure VI.1: Schémas de ferrailage des parois de la piscine.

VI.6. Calcul de la dalle de la piscine

Les sollicitations de calcul pour le panneau de dalle sont résumées dans le tableau suivant :

L'épaisseur de la dalle pleine est : $e = 25 \text{ cm}$

Dalle pleine	G (KN/m ²)	Q(KN/m ²)	q _u (KN /m ²)	q _s (KN/m ²)
La charge	29,69	2,5	43,83	32,19

VI.6.1. Evaluation des moments

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,90}{4,30} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$ELU \begin{cases} \rho = 0,91 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0448 \\ \mu_y = 0,798 \end{cases} ; ELS \begin{cases} \rho = 0,91 \\ \nu = 0,20 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0519 \\ \mu_y = 0,861 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q l_x^2 \dots\dots\dots (\text{Bande parallèle } L_x) \qquad M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots (\text{Bande parallèle } L_y).$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = 0,0448 \times 43,83 \times 3,90^2 \\ M_0^y = 0,798 \times 29,87 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 29,87 \text{ KN} \cdot m \\ M_0^y = 23,84 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_0^x = 0,0519 \times 32,19 \times 3,90^2 \\ M_0^y = 0,861 \times 25,41 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 25,41 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 21,88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_a^x = 0,5 \times 29,85 = 14,93 \text{ KN.m} \\ M_a^y = 0,5 \times 23,84 = 11,92 \text{ KN.m} \\ M_t^x = 0,85 \times 29,85 = 25,37 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times 23,84 = 20,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_a^x = 0,5 \times 25,41 = 12,71 \text{ KN.m} \\ M_a^y = 0,5 \times 21,88 = 10,94 \text{ KN.m} \\ M_t^x = 0,85 \times 25,41 = 21,60 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times 21,88 = 18,60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau VI.1: Calcul des armatures en flexion simple.

Sens	Localis	Comb	A _s (cm ²)	A _s retenu (cm ²)	Choix des barres	Esp (cm)
X-X	Appuis	ELU	2,17	4,69	6T12 = 6,79 cm ²	15
		ELS	4,69			
	Travée	ELU	3,73	8,18	6T14 = 9,24 cm ²	15
		ELS	8,18			
Y-Y	Appuis	ELU	1,73	4,03	5T12 = 5,65 cm ²	20
		ELS	4,03			
	Travée	ELU	2,97	6,99	5T14 = 7,70 cm ²	20
		ELS	6,99			

VI.6.2. Vérifications à l'ELU

$$A_{\min} = \omega_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} = 0,8 \cdot 10^{-3} \times 100 \times 25 \times \frac{(3-0,91)}{2} = 2,09 \text{ cm}^2$$

$$\omega_0 = 0,8\% (FeE 400)$$

	Sens X-X			Sens Y-Y		
	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	vérification	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	vérification
En travées	8,18	2,09	C.V	6,99	2,09	C.V
En appuis	4,69	2,09	C.V	4,03	2,09	C.V

VI.6.3. Vérification de l'effort tranchant

Pour $\alpha > 0,4$:

$$\begin{cases} V_x = q_u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 43,83 \times \frac{3,90}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,91}{2}} \\ V_y = 43,83 \times \frac{3,90}{3} \leq V_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 58,74 \text{ KN} \\ V_y = 56,98 \text{ KN} < V_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ \tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{58,74 \cdot 10^{-3}}{0,20} = 0,29 \text{ MPa} \leq 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa} \\ \tau_{uy} = \frac{56,98 \cdot 10^{-3}}{0,20} = 0,28 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc pas nécessité d'armatures d'âme.

VI.6.4. Vérification de l'espacement

Sens X-X : $St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ C.V

Sens Y-Y : $St = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ C.V

VI.6.5. Vérifications des contraintes à l'ELS

	A_s (cm ²)	y (m)	I (m ⁴)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	Obs
Appuis	4,69	0,0465	$1,99 \cdot 10^{-4}$	12,71	2,87	15	C.V
Travée	8,18	0,0588	$3,12 \cdot 10^{-4}$	21,60	4,07	15	C.V

En conclusion on adopte **2x6T14/ml** (esp =15 cm) en double nappe dans les deux sens.

VI.6.6. Schéma de ferrailage

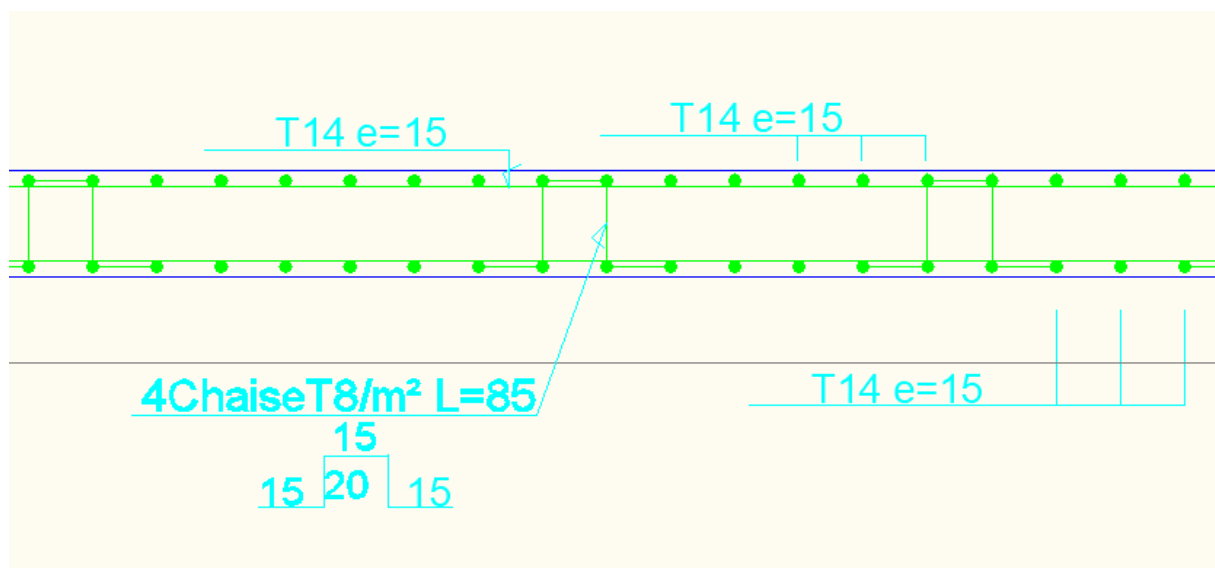


Figure VI.2: Schéma de ferrailage de la dalle piscine dans les deux sens.

VI.7. Calcul de la bache à eau

La bache à eau sert pour le stockage de ce dernier, pour les différents besoin de notre clinique.

Elle est sise au niveau de 2^{ème} sous-sol avec les dimensions suivantes :

Longueur : 7,65 m, Largeur : 4,7 m, Hauteur : 3,30 m.

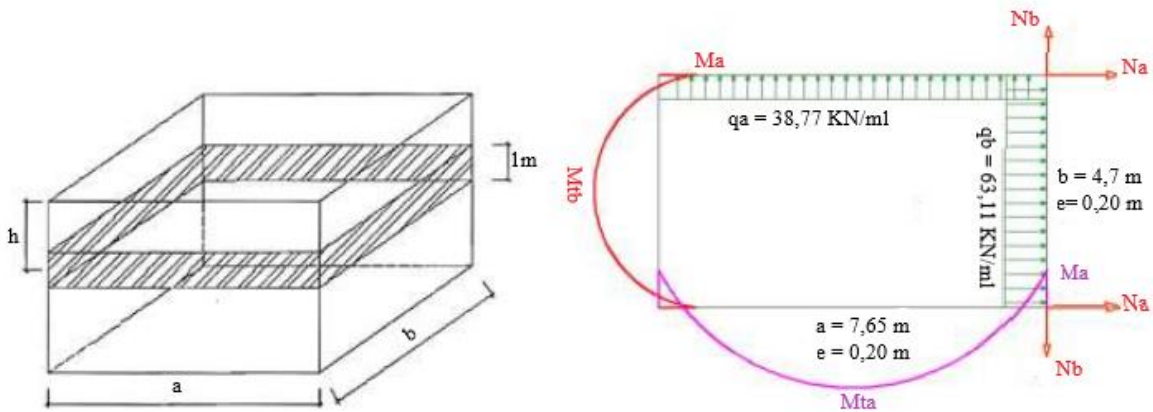


Figure VI.3: Sollicitations sur les parois a et b de la bache à eau.

VI.7.1. Calcul du ferrailage

Tableau VI.2: Ferrailages des parois verticales de la bache à eau.

	Paroi « a »			Paroi « b »		
N (KN)	-148,31			-148,29		
k (m ²)	8,71×10 ⁻⁵			1,42×10 ⁻⁴		
M _{appuis} (KN.m)	-161,36			-161,36		
M ₀ (KN.m)	283,61			174,26		
M _t (KN.m)	122,25			12,9		
M _{enca} (KN.m)	60,99			60,99		
$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	135,98			135,98		
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	201,63			201,63		
$\bar{\sigma}_{bt}$ (MPa)	3,85			3,01		
e _{adopté} (m)	0,45			0,40		
A _H (cm ² /ml)	Côté eau	42,54	9T25 St = 10 cm	47,90	10T25 St = 10 cm	
	Côté extérieur	26,64	9T20 St = 10 cm	6,43	7T12 St = 15 cm	
A _V (cm ² /ml)	12,28	9T14 St = 10 cm	14,20	10T14 St = 10 cm		
A _{V rép} (cm ² /ml)	3,07	5T12 St = 20 cm	3,55	5T12 St = 20 cm		
Espacement (cm)	20			20		

VI.7.2. Schémas de ferrailage

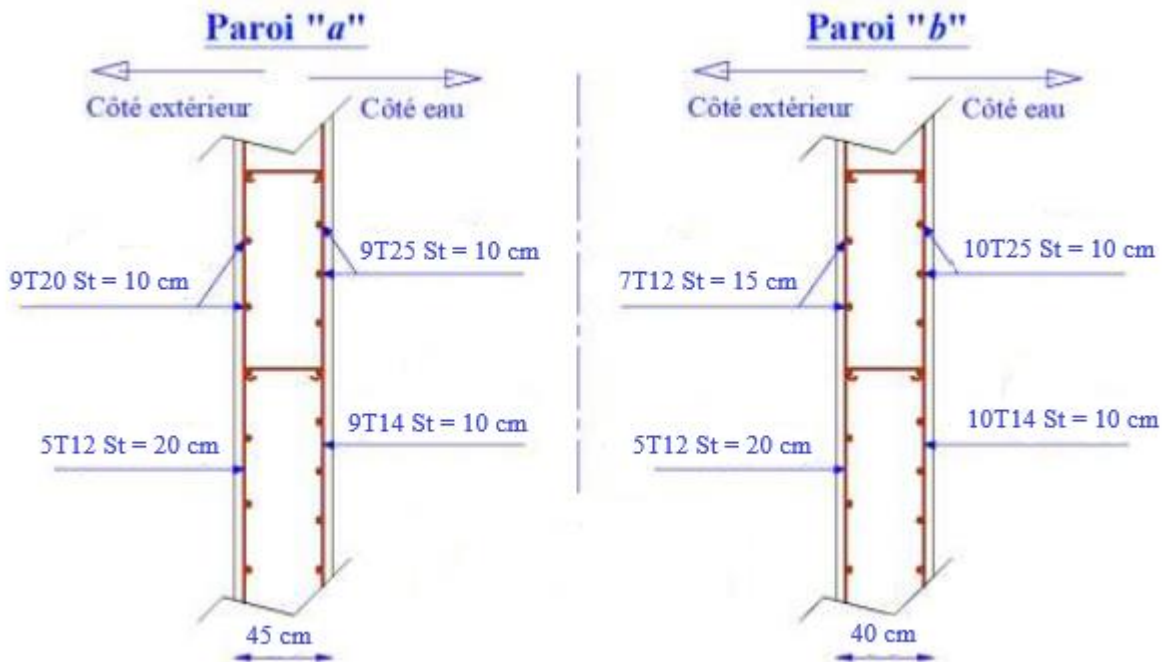


Figure VI.4: Schémas de ferrailage des parois de la bache à eau.

VI.7.3. Calcul de la dalle de la bache à eau

L'épaisseur de la dalle : $e = 35 \text{ cm}$

Dalle pleine	G (KN/m ²)	Q(KN/m ²)	q _u (KN /m ²)	q _s (KN/m ²)
La charge	39,25	1	54,49	40,25

VI.7.3.1. Evaluation des moments

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	M _s (KN.m)
X-X	Appuis	21,63	17,93
	Travée	36,78	30,48
Y-Y	Appuis	13,27	12,99
	Travée	22,57	22,08

Tableau VI.3: Calcul des armatures en flexion simple.

Sens	Localis	Comb	A _s (cm ²)	A _s retenu (cm ²)	Choix des barres	Esp (cm)
X-X	Appuis	ELU	2,09	4,68	6T12 = 6,79 cm ²	15
		ELS	4,68			
	Travée	ELU	3,58	8,14	6T14 = 9,24 cm ²	15
		ELS	8,14			

Y-Y	Appuis	ELU	1,28	3,37	4T12 = 4,52 cm ²	25
		ELS	3,37			
	Travée	ELU	2,18	5,83	4T14 = 6,16 cm ²	25
		ELS	5,83			

VI.7.3.2. Vérifications à l'ELU

	Sens X-X			Sens Y-Y		
	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	vérification	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	vérification
En travées	8,14	3,07	C.V	5,83	3,07	C.V
En appuis	4,68	3,07	C.V	3,37	3,07	C.V

VI.7.3.3. Vérification de l'effort tranchant

Pour α > 0,4 :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = q_u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = 54,49 \times \frac{3,80}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,81}{2}} \\ V_y = 54,49 \times \frac{3,80}{3} \leq V_x \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = 73,69 \text{ KN} \\ V_y = 69,02 \text{ KN} < V_x \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ \tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \tau_{ux} = \frac{73,69 \cdot 10^{-3}}{0,30} = 0,25 \text{ MPa} \leq 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa} \\ \tau_{uy} = \frac{69,02 \cdot 10^{-3}}{0,30} = 0,23 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Donc pas nécessité d'armatures d'âme.

VI.7.3.4. Vérification de l'espacement

Sens X-X : St = 15 cm < 33 cm C.V

Sens Y-Y : St = 15 cm < 45 cm C.V

VI.7.3.5. Vérifications des contraintes à l'ELS

	A _s (cm ²)	y (m)	I (m ⁴)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc adm} (MPa)	Obs
Appuis	4,68	0,0583	4,76.10 ⁻⁴	17,93	2,19	15	C.V
Travée	8,14	0,0742	7,59.10 ⁻⁴	30,48	2,98	15	C.V

En conclusion on adopte **2x6T14/ml** (esp =15 cm) en double nappe dans les deux sens.

VI.7.3.6. Schéma de ferrailage

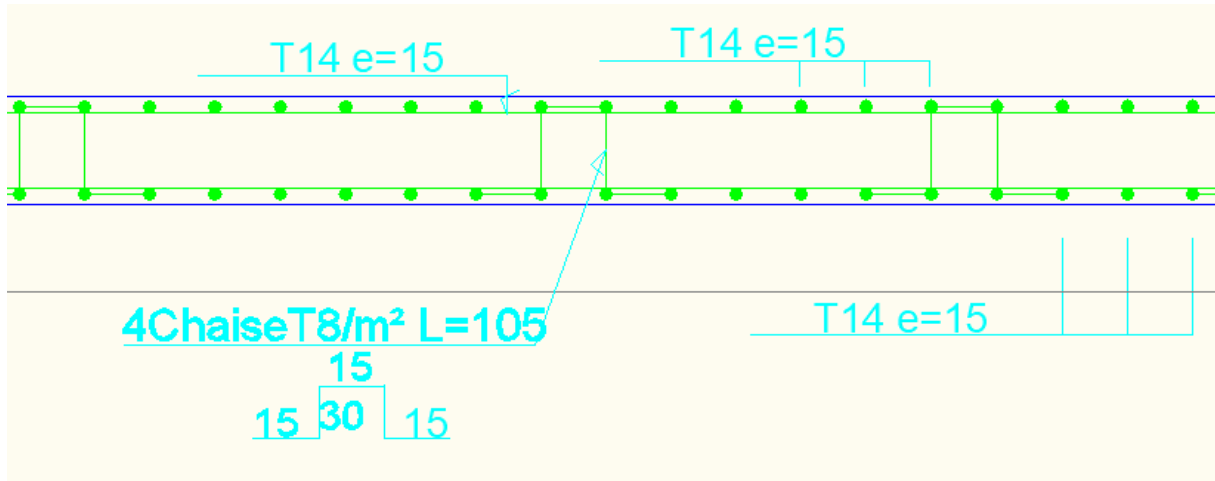


Figure VI.5: Schéma de ferrailage de la dalle bache à eau dans les deux sens.

Calcul de l'infrastructure

VII. Chapitre : Calcul de l'infrastructure

VII.1. Introduction

La partie de l'ouvrage qui est en contact direct avec le sol joue un rôle crucial en supportant toutes les charges permanentes et variables du projet. La réalisation adéquate de la fondation est donc essentielle pour assurer la stabilité globale [16]. Les fonctions des fondations se résument principalement à deux objectifs :

- Transmettre efficacement les charges et surcharges au sol, de manière à garantir la stabilité de l'ouvrage.
- Éviter tout enfoncement excessif ou déformation incompatible avec l'utilisation prévue de l'ouvrage, en réponse aux sollicitations exercées sur le sol de fondation.

VII.2. Différents types de fondations

- ✓ Les fondations superficielles ;
- ✓ Les fondations profondes ;
- ✓ Les fondations surfaciques ou radier.

VII.3. Calculs des surfaces nécessaires pour les semelles

$$S_s \geq N / \sigma_{\text{sol}}$$

$$N = 1,35 N_G + 1,5 N_Q \quad (\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars})$$

$$\text{Il faut que : } \sigma_{\text{sol}} \geq N/S \quad ; \quad S = B \times L \rightarrow B \geq N / L \times \sigma_{\text{sol}}$$

Tableau VII.1: Surfaces semelles.

File	N (KN)	L (m)	σ_{sol} (KN/m ²)	B (m)	S (m ²)
1	3068,91	20,00	200	0,77	15,34
2	6505,67	20,00	200	1,63	32,53
3	8139,15	20,00	200	2,03	40,70
4	7276,01	20,00	200	1,82	36,38
5	6491,90	20,00	200	1,62	32,46
6	5085,88	20,00	200	1,27	25,43
7	3148,61	20,00	200	0,79	15,74
A	4975,50	25,00	200	1,00	24,88
B	10045,34	25,00	200	2,01	50,23
C	9904,52	25,00	200	1,98	49,52
D	10768,79	25,00	200	2,15	53,84
E	3991,98	25,00	200	0,80	19,96

$$\text{On a : } \begin{cases} S_{sem} = 397,01 \text{ m}^2 \\ S_{bloc} = 500 \text{ m}^2 \end{cases} \Rightarrow \frac{S_{sem}}{S_{bloc}} = \frac{397,01}{500} = 0,794 > 0,5 \rightarrow \text{radier général.}$$

VII.4. Etude du radier général

VII.4.1. Pré dimensionnement du radier général

➤ L'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow \frac{530}{8} \leq h_r \leq \frac{530}{5} \Rightarrow 66,25 \text{ cm} \leq h_r \leq 106 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$L_c = \frac{2L_{max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_e^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.10^4 \times 5,3^4}{32164195 \times \pi^4}} \geq 0,78 \text{ m} \dots\dots\dots (2)$$

D'après (1) , (2) on adopte : $h_r = 90 \text{ cm}$.

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_r \geq \frac{530}{10} \Rightarrow h_r = 53 \text{ cm} < h_r = 90 \text{ cm}$$

➤ Calcul de surface minimale du radier :

$$\sigma_{max} = \frac{N_u}{S_{radier}} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_s}$$

$$N = 1,35G + 1,5 Q = 56345,193 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow S_{radier} \geq \frac{56345,193}{200} = 281,72 \text{ m}^2$$

Donc nous allons adopter comme surface du radier l'emprise totale du bâtiment avec un débord minimum.

➤ Le calcul de D (débordement) :

$$D \geq \max (h/2 , 30 \text{ cm}) = \max (90/2 ; 30 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow D = 50 \text{ cm} :$$

$$S_r = S_b + D \times U = 500 + 0,5 \times (25 + 20 + 25 + 20) = 545 \text{ m}^2$$

➤ Vérification du poinçonnement :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Sous poteau :**

$$\mu_c = 2(2 \times a + 2 \times h_r) \Rightarrow 2,258 \leq \frac{0,045 \times (2,4 + 4h_r) \times h_r \times 25}{1,5} \Rightarrow h_r \geq 0,62 \text{ m}$$

- **Sous voile :**

$$\mu_c = 2(L + e + 2 \times h_r) \Rightarrow 1,299 \leq \frac{0,045 \times (9,8 + 4h_r) \times h_r \times 25}{1,5} \Rightarrow h_r \geq 0,17 \text{ m}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$h_r \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0,9 \times 2S_{rad} \times 0,06f_{cj}} \Rightarrow h_r \geq \frac{56,345 \times 5,3 \times 1,5}{0,9 \times 2 \times 545 \times 0,06 \times 25} \Rightarrow h_r \geq 0,31 \text{ m}$$

Finalement on prend la valeur maximale pour l'épaisseur du radier soit : **$h_r = 90 \text{ cm}$**

On prévoit radier nervuré.

- **Pour la nervure :** $h_r \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{530}{10} = 53 \text{ cm}$

- **Pour la dalle :** $h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{530}{20} = 26,5 \text{ cm}$

On opte pour : dalle de **35 cm** et nervures de **90 cm**.

➤ **Vérification des contraintes :**

Inertie du radier : $I_x = 30758 \text{ m}^4$; $I_y = 20065,5 \text{ m}^4$

Moments renversant de la superstructure : $M_x = 78154,80 \text{ KN.m}$; $M_y = 84300,20 \text{ KN.m}$

Effort normal maximal de la superstructure : $N_u = 56345,193 \text{ KN}$

$V_x = 10,21 \text{ m}$; $V_y = 12,73 \text{ m}$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,5\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \times 200 = 300 \text{ KPa} \quad ; \quad \begin{cases} \sigma_{1x,y} = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M \cdot v_{x,y}}{I_{xx,yy}} \\ \sigma_{2x,y} = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M \cdot v_{x,y}}{I_{xx,yy}} \end{cases}$$

$$\sigma_{1x} = \frac{56345,19}{545} + \frac{-78154,80 \times 10,21}{30758} = 77,44 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{1y} = \frac{56345,19}{545} + \frac{84300,20 \times 12,73}{20065,5} = 156,87 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{2x} = \frac{56345,19}{545} - \frac{(-78154,80) \times 10,21}{30758} = 129,33 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{2y} = \frac{56345,19}{545} - \frac{84300,20 \times 12,73}{20065,5} = 49,91 \text{ KPa}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{moy,x} &= \frac{3\sigma_{1x} + \sigma_{2x}}{4} = \frac{3(77,44) + 129,33}{4} = 90,41 \text{ KPa} < 300 \text{ KPa} \rightarrow C.V \\ \sigma_{moy,y} &= \frac{3\sigma_{1y} + \sigma_{2y}}{4} = \frac{3(156,87) + 49,91}{4} = 130,13 \text{ KPa} < 300 \text{ KPa} \rightarrow C.V \end{aligned} \right.$$

VII.4.2. Ferrailage des panneaux du radier

Il sera calculé comme un plancher renversé.

➤ **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml : b = 1 m ; h = 0,35 m ; d = 0,315m.

L'ELU : v = 0

$N_u = 56345,19 + 9389,25 = 65734,44 \text{ KN}$

$Q_u = N_u / S_{rad} = 65734,44 / 545 = 120,61 \text{ KN/m}^2$

L'ELS : v = 0,2

$N_{ser} = 41737,18 + 6955 = 48692,18 \text{ KN}$

$Q_{ser} = N_{ser} / S_{rad} = 48692,18 / 545 = 89,34 \text{ KN/m}^2$

$\rho = L_x / L_y \Rightarrow \rho = 4,4 / 4,8 = 0,92$

$0,4 < \rho < 1$

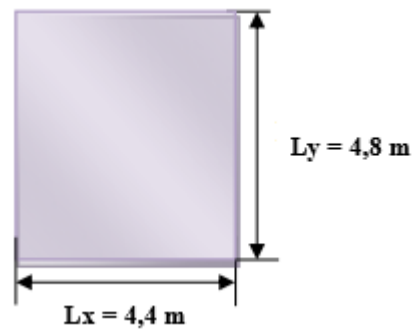
$M_{0x} = \mu_x q L_x^2$

$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x$

Pour les panneaux intermédiaires :

✓ $M_a = 0,5 M_0$

✓ $M_t = 0,75 M_0$



➤ **Calcul des moments :**

ELU : v = 0 ; Qu = 120,61 KN/m²

Panneaux	Lx (m)	Ly (m)	ρ	μx	μy	Mox (KN.m)	Moy (KN.m)
P	4,4	5,3	0,92	0,0437	0,8251	102,04	84,19

ELS : v = 0,2 : Qser = 89,34 KN/m²

Panneaux	Lx (m)	Ly (m)	ρ	μx	μy	Mox (KN.m)	Moy (KN.m)
P	4,4	5,3	0,92	0,0509	0,8799	88,04	77,47

➤ **Pourcentage minimal :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c = 3,80 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement maximal (BAEL) :**

$$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm} ; 3h_r) \Rightarrow S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm} ; 4h_r) \Rightarrow S_{ty} = 30 \text{ cm}$$

VII.4.3. Calcul des armatures à L'ELU

	Sens x-x		Sens y-y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u (KN.m)	76,53	51,02	63,14	42,09
μ_{bu}	0,054	0,036	0,045	0,030
$\mu_{bu} < \mu_l$	Oui	Oui	Oui	Oui
A_s (cm ² /ml)	7,19	4,74	5,89	3,90
$A_{s \min}$ (cm ² /ml)	3,80	3,80	3,80	3,80
Choix des barres	6T16	6T14	6T16	6T14
A_s adopté (cm ² /ml)	12,06	9,24	12,06	9,24
Espacement (cm)	15	15	15	15

N.B : Les armatures en travée seront placées dans la nappe supérieur et aux appuis dans la nappe inférieur.

VII.4.4. Etude de débord du radier

$$h = 0,35 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,315 \text{ m}$$

➤ **Présentation schématique :**

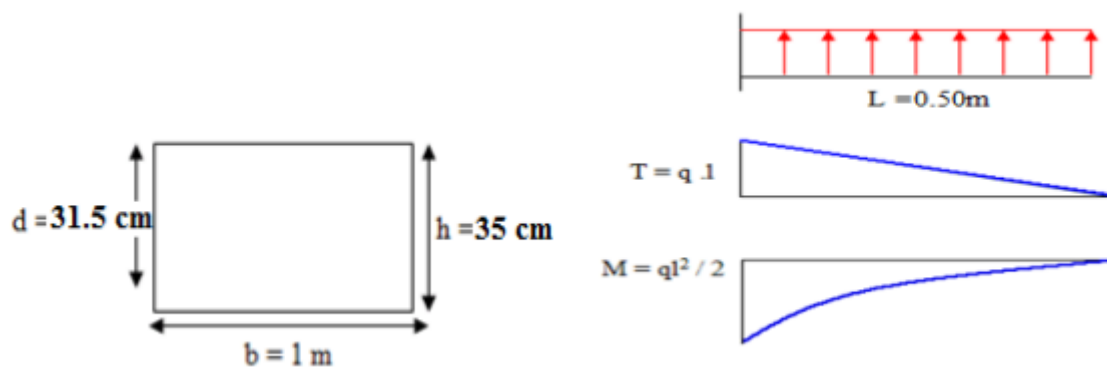


Figure VII.1: Schéma statique du débord.

➤ **L'ELU :**

$$M_{\max} = q_u L^2 / 2 = 120,61 \times (0,50)^2 / 2 = 15,08 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A_{s \min} = 3,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : $A_s = \max (A_{s \text{ ultime}} ; A_{s \text{ min}})$

$A_s = 3,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : **$4\text{HA}12 = 4,52 \text{ m}^2/\text{ml}$** dans la nappe inferieur, **$St = 25 \text{ cm}$** .

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} \quad \text{avec : } V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{103,39 \times 4,8}{2} = 248,14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,79 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VII.4.5. Vérification des contraintes à l'ELS

$$\sigma_{bc} = k . y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad ;$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y} \right) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2 \right]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d A_s + d' A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau VII.2: Vérification des contraintes à l'ELS.

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	k (N/mm ³)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Travée sens x-x	66,30	12,06	1,16.10 ⁵	9,02	0,057	5,14	15	192,15	201,63	C.V
Appuis sens x-x	44,02	9,24	9,36.10 ⁴	8,06	0,047	3,79	15	165,33	201,63	C.V
Travée sens y-y	58,10	12,06	1,16.10 ⁵	9,02	0,050	4,52	15	168,97	201,63	C.V
Appuis sens y-y	38,73	9,24	9,36.10 ⁴	8,06	0,041	3,30	15	143,95	201,63	C.V
débord	11,17	4,52	5,13.10 ⁴	5,89	0,022	1,30	15	84,77	201,63	C.V

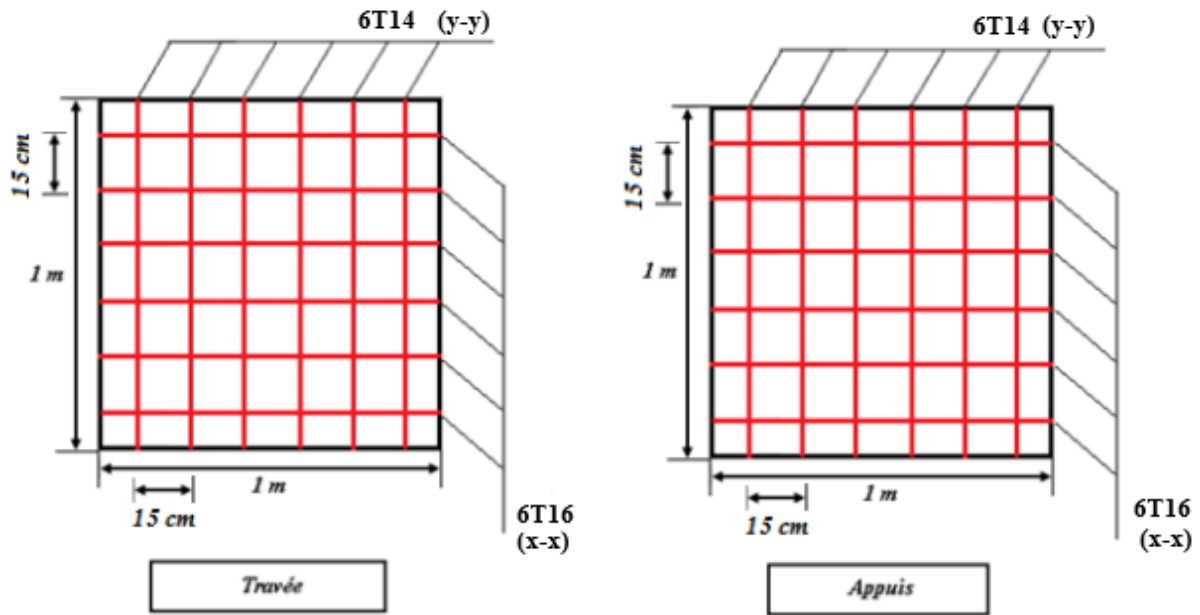


Figure VII.2: Schéma de ferrailage de radier en appuis et en travée.

VII.4.6. Ferrailage des nervures

Les nervures sont calculées comme une poutre continue repose sur plusieurs appuis.

Soit la file « 3 » dans le sens X-X et la file « D » dans le sens Y-Y.

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

$$Q_u = 120,61 \text{ KN/m}^2 ; Q_{ser} = 89,34 \text{ KN/m}^2$$

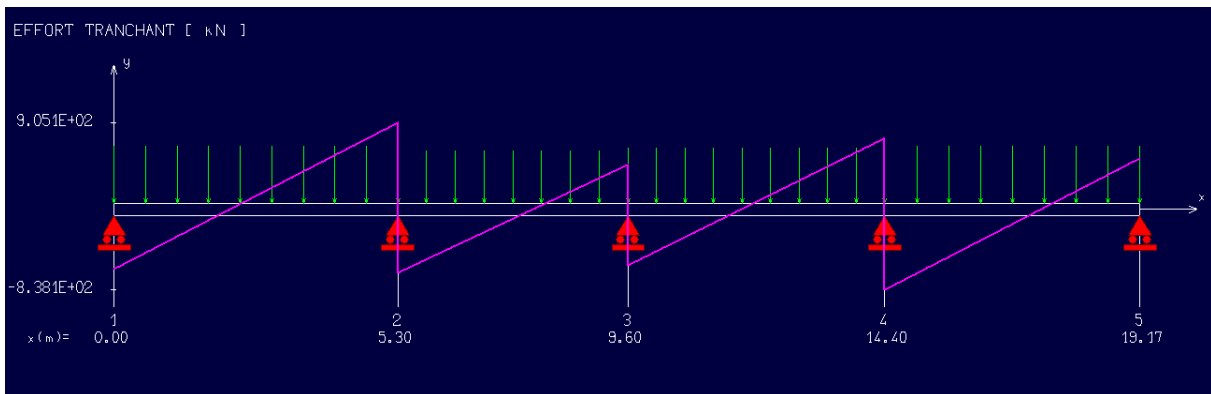
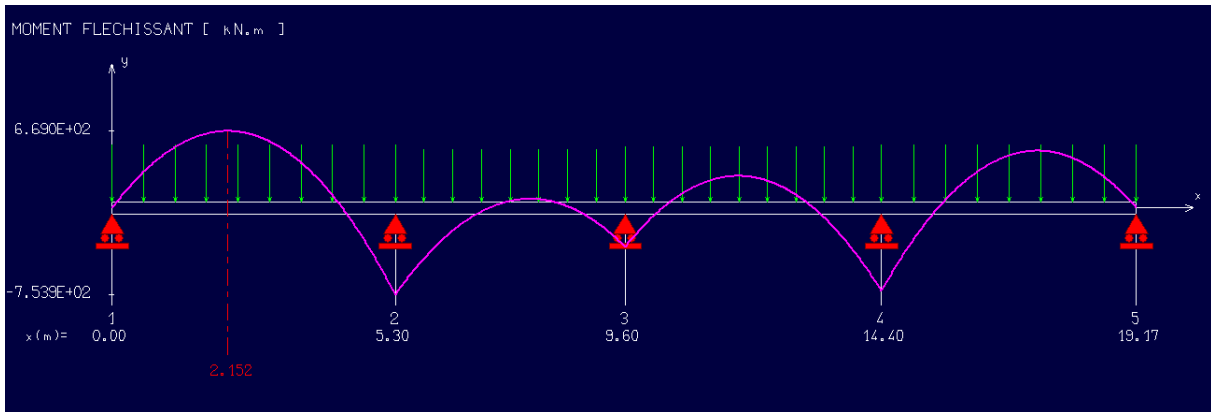
➤ **Calcul des sollicitations de la nervure sens x-x :**

$$P = \frac{L_x Q}{2} \left(1 - \frac{L_x}{2L_y} \right) \text{ trapézoïdale}$$

$$P = \frac{L_x Q}{4} \text{ triangulaire}$$

	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
ELU (KN/ml)	287,87	262,25	276,40	287,87
ELS (KN/ml)	213,23	184,26	204,73	213,23

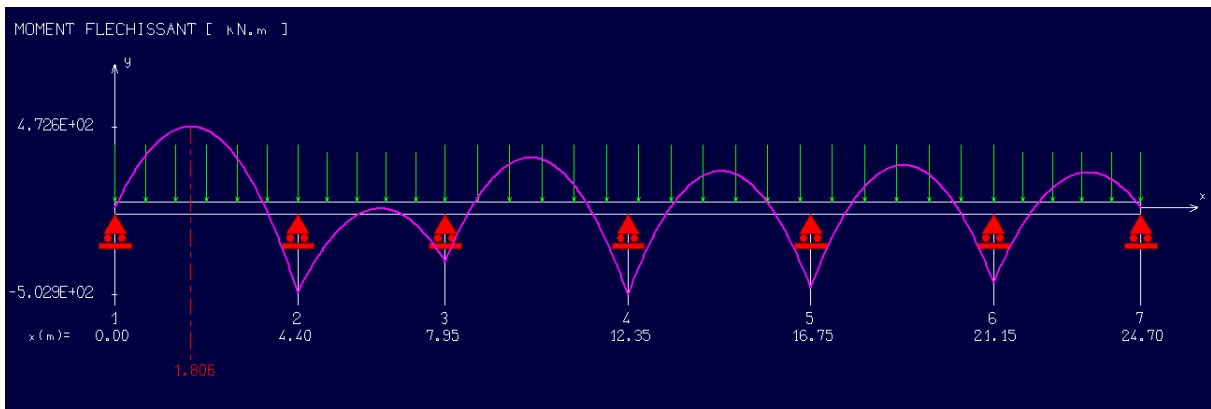
A partir de logiciel RDM 6 :

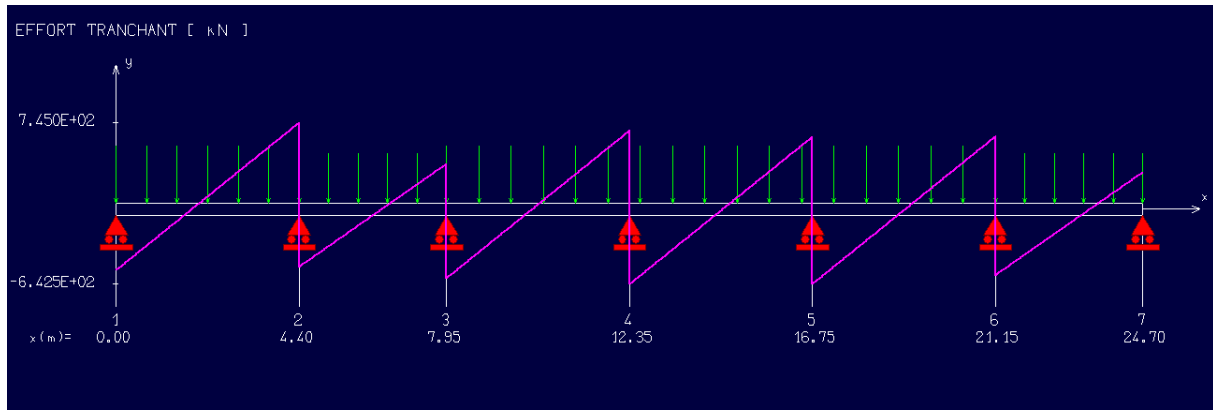


$M_{a_u} = -753,9 \text{ KN.m}$; $M_{t_u} = 669 \text{ KN.m}$; $M_{a_{ser}} = -621,5$; $M_{t_{ser}} = 496,70$; $T_u = 905,1 \text{ KN}$

➤ **Calcul des sollicitations de la nervure sens y-y :**

	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5	Travée 6
ELU (KN/ml)	287,87	249,42	287,87	287,87	287,87	249,42
ELS (KN/ml)	213,23	184,76	213,23	213,23	213,23	184,76





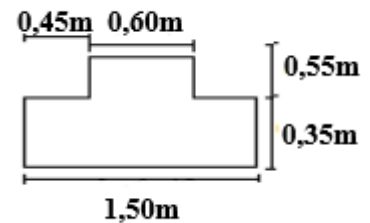
$M_{au} = -502,9 \text{ KN.m}$; $M_{tu} = 472,6 \text{ KN.m}$; $M_{a\text{ ser}} = -372,5 \text{ KN.m}$; $M_{t\text{ ser}} = 350,1 \text{ KN.m}$;
 $T_u = 745 \text{ KN}$

➤ Dimensionnement des nervures :

$$b_1 \leq \left(\frac{L_y}{10} ; \frac{L_x}{2} \right) \Rightarrow b_1 \leq \left(\frac{5,30}{10} ; \frac{4,40}{2} \right) \Rightarrow b_1 = 0,45\text{m} \Rightarrow b = 1,50\text{m}$$

$h = 90 \text{ cm}$; $h_0 = 35 \text{ cm}$; $b = 150 \text{ cm}$; $b_0 = 60 \text{ cm}$;

$d = 0,9h = 81 \text{ cm}$



VII.4.6.1. Calcul de ferrailage des nervures

$M_{Tu} = 4049,08 \text{ KN.m}$

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_u \text{ (KN.m)}$	753	669	502,9	472,6
Section	Rect (b×h)	Rect (b×h)	Rect (b×h)	Rect (b×h)
μ_{bu}	0,054	0,048	0,036	0,033
$\mu_{bu} < \mu_l$	Oui	Oui	Oui	Oui
Z (m)	0,787	0,790	0,795	0,796
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	27,49	24,34	18,18	17,07
$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	14,67	14,67	14,67	14,67
Choix des barres	8T20+2T14	8T20	4T20+4T14	4T20+4T14
$A_s \text{ adopté (cm}^2\text{)}$	28,21	25,13	18,73	18,73
Espacement (cm)	15	15	15	15

N.B : Les armatures en travée seront placées dans la nappe supérieur et aux appuis dans la nappe inférieur.

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{tj}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,6 \times 0,81 \times 2,1}{400} \times 10^4 = 14,67 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 3(\text{cm}^2/\text{ml}) \times \text{périmètre de la retombée en mètre} = 3 \times (0,9 + 0,9) = 5,4 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_p = 2\text{HA}20$

➤ **Vérification à l'ELU : FP**

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens X-X : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{905,1 \cdot 10^{-3}}{0,6 \times 0,81} = 1,86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{745 \cdot 10^{-3}}{0,6 \times 0,81} = 1,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Calcul des armatures transversales dans les nervures :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

➤ **Selon le BAEL 91 :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - (0,3 \times f_{t28} \times K)}{0,8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)} ; S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) ; S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4b_0}$$

Selon RPA99/V2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 ; S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 12\phi_t\right\} \dots\dots \text{en zone nodale} ; S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{en zone}$$

courante

Donc :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} ; S_t \leq \min\left\{\frac{90}{4} ; 12(2)\right\} = 22,5 \text{ cm} \dots\dots \text{en zone nodale} ;$$

$$S_t \leq \frac{90}{2} = 45 \text{ cm} \dots\dots \text{en zone courante}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 12 \text{ cm}$ en zone courante

$$A_t \geq \frac{1,86 - 0,3 \times 2,1 \times 1}{0,8 \times 400 \times (1+0)} \times 60 \times 12 = 2,77 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,003 \times 60 \times 12 = 2,16 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

Sens X-X : $\sum U_i = (12 \times 3,14 \times 2) + (2 \times 3,14 \times 1,4) = 84,15 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{905,1 \cdot 10^{-3}}{0,9(0,81)(0,8415)} = 1,47 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Sens Y-Y : $\sum U_i = (8 \times 3,14 \times 2) + (4 \times 3,14 \times 1,4) = 67,82 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{745 \cdot 10^{-3}}{0,9(0,81)(0,6782)} = 1,51 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VII.4.6.2. Vérification à l'ELS

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15 A_s (d - h_0) ; \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} ;$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} ; \text{ avec : } I = \frac{b y^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2 \right]$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d A_s + d' A_s')}{7,5(A_s + A_s')^2}} - 1 \right]$$

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M s (KN.m)	621,5	496,7	372,5	350,1
A _s (cm ²)	28,21	25,13	18,73	18,73
H	0,072	0,0745	0,0789	0,0789
Section	Rect (b×h)	Rect (b×h)	Rect (b×h)	Rect (b×h)
σ _{bc} (MPa)	5,91	4,95	4,19	3,94
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15
Observation	C.V	C.V	C.V	C.V

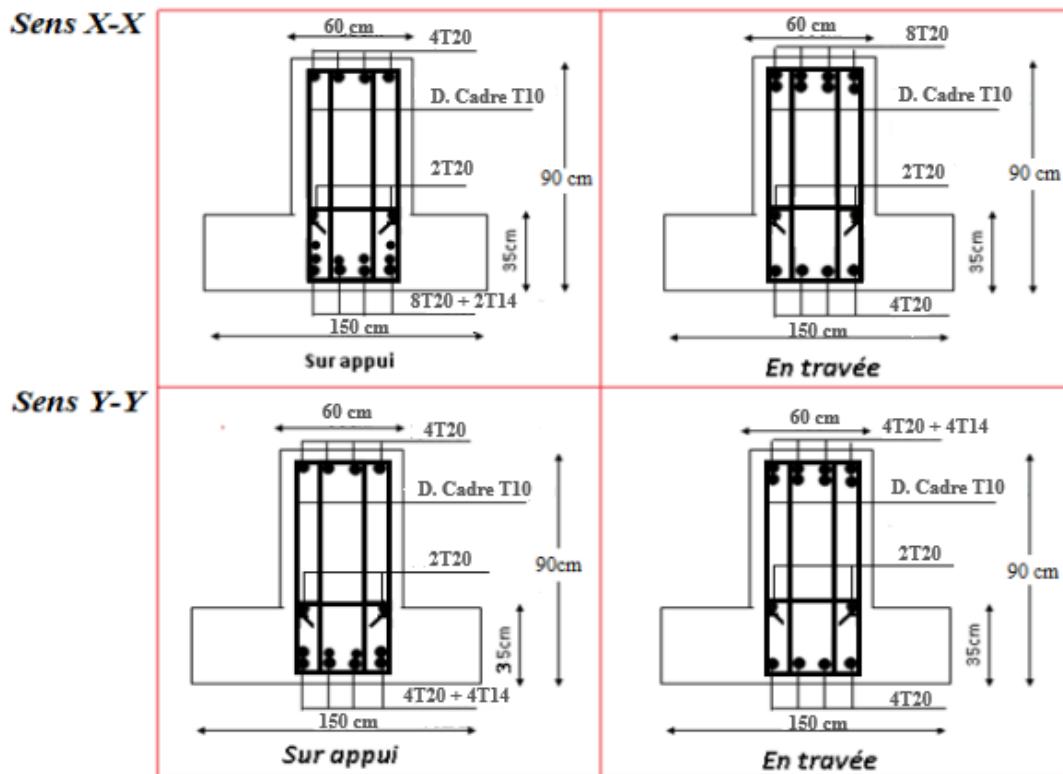


Figure VII.3: Ferrailage des nervures.

VII.5. Voile périphérique

Afin de donner plus rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts des poussées des terres à ce niveau, il est indispensable de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

Dans notre cas, la hauteur totale du voile périphérique dépasse les six mètres, on parle alors d'une paroi moulée dont le calcul est assimilée à une poutre dalle qui encadrée à la base et appuyée sur les planchers des différents niveaux.

VII.5.1. Pré-dimensionnement

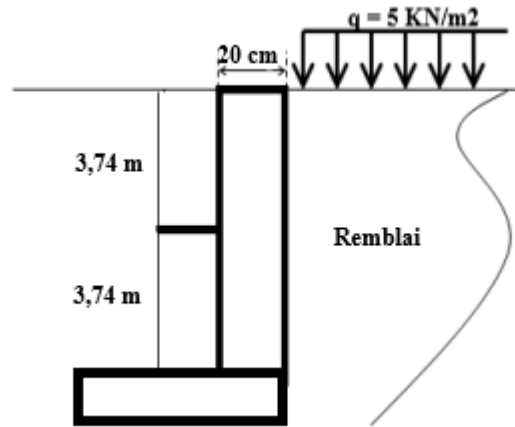
D'après le RPA99/V2003 :

- ✓ $e \geq 15 \text{ cm}$;
- ✓ 2 nappes d'armatures, le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% **B** dans les deux sens.

- ✓ Epaisseur de 20 cm ;
- ✓ Hauteur de 7,48 m.

➤ **Caractéristiques du sol :**

- ✓ $\gamma_h = 20 \text{ KN / m}^3$;
- ✓ $\varphi = 30^\circ$;
- ✓ $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,33$



➤ **Calcul des poussées dues aux terres :**

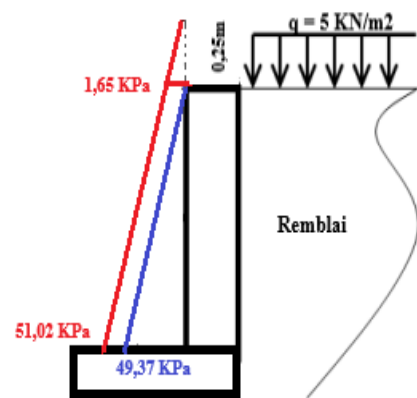
$$P_{tp} = K_a \gamma_h z = 0,33 \times 20 \times 7,48 = 49,37 \text{ KPa}$$

$$P_q = K_a \gamma_h (z + h') = 0,33 \times 20 \times 7,73 = 51,02 \text{ KPa}$$

$$P_1 = 184,64 \text{ KPa} ; P_2 = 12,34 \text{ KPa}$$

$$Q_u = 1,35 P_1 + 1,5 P_2 = 267,77 \text{ KPa}$$

$$Q_s = P_1 + P_2 = 196,98 \text{ KPa}$$



VII.5.2. Calcul du ferrailage

Le voile périphérique (la paroi) se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, pour le ferrailage on prend le plus grand panneau intermédiaire :

$$L_x = 3,29 \text{ m} ; L_y = 4,20 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; h = 0,2 \text{ m}$$

$$\rho = L_x / L_y \Rightarrow \rho = 3,29 / 4,2 = 0,78$$

$$0,4 < \rho < 1$$

$$M_{0x} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x$$

Pour les panneaux intermédiaires :

- ✓ $M_a = 0,5 M_0$
- ✓ $M_t = 0,75 M_0$

VII.5.3. Calcul des moments

ELU : $v = 0$; $Q_u = 267,77 \text{ KN/m}^2$

Panneaux	Lx (m)	Ly (m)	ρ	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN.m)	M_{oy} (KN.m)
P	3,29	4,20	0,78	0,0584	0,5608	169,26	94,92

ELS : $v = 0,2$: $Q_{ser} = 196,98 \text{ KN/m}^2$

Panneaux	Lx (m)	Ly (m)	ρ	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN.m)	M_{oy} (KN.m)
P	3,29	4,20	0,78	0,0650	0,6841	138,59	94,81

Pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c = 2,17 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal (BAEL) :

$$S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

VII.5.4. Calcul des armatures à L'ELU

	Sens x-x		Sens y-y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u (KN.m)	126,94	84,63	71,19	47,46
μ_{bu}	0,276	0,184	0,155	0,103
$\mu_{bu} < \mu_l$	Oui	Oui	Oui	Oui
A_s (cm ² /ml)	24,29	21,10	12,42	8,02
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	2,17	2,17	2,17	2,17
Choix des barres	2×(7T16)	2×(7T16)	2×(6T12)	2×(6T12)
A_s adopté (cm ² /ml)	28,14	28,14	13,57	13,57
Espacement (cm)	15	15	15	15

VII.5.5. Vérification à l'effort tranchant

Pour $\alpha > 0,4$:

$$\begin{cases} V_x = q_u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 267,77 \times \frac{3,29}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,78}{2}} \\ V_y = 267,77 \times \frac{3,29}{3} \leq V_x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 316,89 \text{ KN} \\ V_y = 293,65 \text{ KN} < V_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ \tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{316,89 \cdot 10^{-3}}{0,18} = 1,76 \text{ MPa} > 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa} \\ \tau_{uy} = \frac{293,65 \cdot 10^{-3}}{0,18} = 1,63 \text{ MPa} > 1,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les armatures d'âme sont nécessaires.

VII.5.6. Calcul d'armatures transversales

➤ Selon le BAEL91 :

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} ; S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 100 \times 15}{400} = 1,5 \text{ cm}^2$$

➤ Diamètre des armatures :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{1\max} ; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{20}{35} ; 1,6 ; \frac{100}{10}\right) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ Selon le RPA99/V2003 :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 100 = 4,5 \text{ cm}^2 > 1,5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 10 HA8 $\Rightarrow A_t = 5,03 \text{ cm}^2$

VII.5.7. Vérification des contraintes à ELS

➤ Vérifications des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s = n K (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

➤ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} ; k = \frac{M_{ser}}{I} ;$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2 \right] ; y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d A_s + d' A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau VII.3: Vérification de paroi moulée à l'ELS.

Sens	Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc}	σ _{st}	Obs
X-X	Appuis	69,29	0,10	7,33.10 ⁻⁴	9,45	113,4	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
	Travée	92,94	0,10	7,33.10 ⁻⁴	12,67	152,04	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
Y-Y	Appuis	47,40	0,08	5,60.10 ⁻⁴	6,77	126,94	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
	Travée	71,11	0,08	5,60.10 ⁻⁴	10,15	190,31	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}

VII.5.8. Schémas de ferrailage

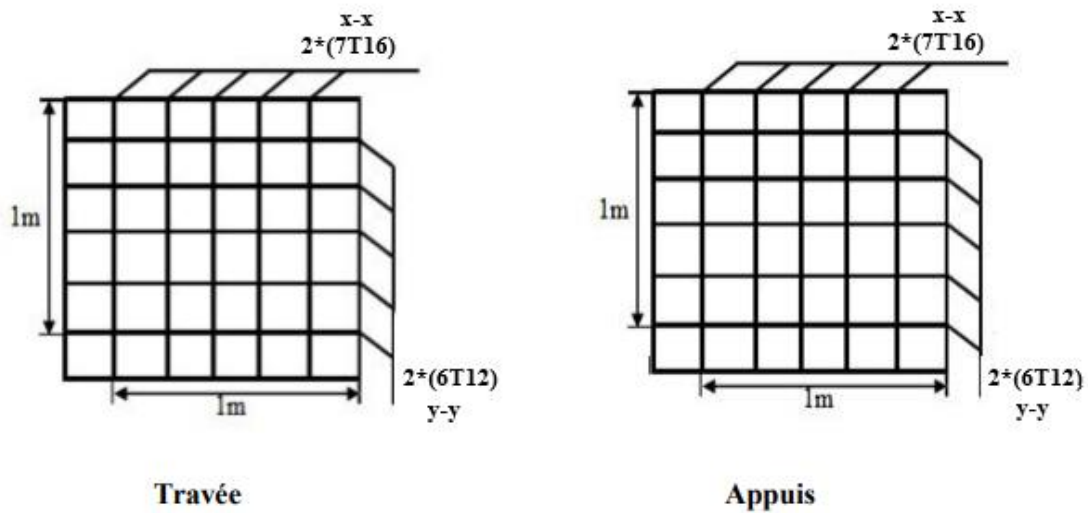


Figure VII.4: Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

Ce modeste travail qui nous a été confié, nous a permis de faire une synthèse sur notre bagage théorique acquis durant le long des cinq années de la formation MASTER, aussi d'enrichir nos connaissances sur les méthodes d'analyse et de modélisation par logiciel, et de mieux assimiler le comportement statique et dynamique d'un ouvrage, tout en respectant les réglementations en vigueur.

Avant d'entamer notre démarche, on a dû réunir toutes les informations nécessaires pour aboutir à notre travail, tel que le site d'implantation, les caractéristiques des matériaux utilisés, la nature et les informations relatives à l'ouvrage, les données sismique de la zone...

Durant notre étude, on a mis les hypothèses de calcul, le pré dimensionnement de la structure, ensuite nous avons calculé les éléments secondaires. Lors de l'étude dynamique nous avons tenu compte de l'aspect architectural lors de la disposition des voiles tout en respectant le volet sécuritaire, sachant que la disposition joue un rôle déterminant dans le comportement de la structure lors d'un séisme, et elle est plus importante que la quantité des voiles. Et parmi les problèmes que nous avons rencontrés c'était l'effet de torsion dans les étages supérieurs de notre structure, un problème qu'on a réglé en choisissant une bonne disposition des voiles.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous a été très bénéfique, il nous a permis de mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre cursus de génie civil.

En résumé une structure doit être conçue d'une telle façon qu'elle soit résistante aux aléas naturels, et doit assurer les fonctions pour laquelle elle a été destinée, qu'elle soit durable, tout en donnant une importance pour le volet économique.

Références bibliographiques

- [7] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93. Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-41. P. 188.
- [5] Règles parasismiques algériennes R.P.A99/version 2003. Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2 - 48.
- [3] A. Kassoul, Polycopié de cours Bâtiment 1. Université Hassiba Benbouali, Chlef. 2016 p. 76.
- [8] http://www.cours-genie-civil.com/IMG/pdf/Cours-PLANCHER_procedes-generaux-de-construction.pdf plancher.
- [2] B. Boudarba, Bâtiment (Cours avec Exercices corrigés). Polycopié de cours, Centre Universitaire El-Wancharissi, Tissemsilt. p. 108.
- [6] J. P. Mougin, calcul des éléments simples et des structures en béton armé. Cours de béton armé BAEL.91 modifié 99 et DTU associés, 2ème Edition, Eyrolles. 2000.
- [14] http://btscm.fr/dicocm/G/Construire_en_acier/LES_ELEMENTS_DE_LA_STRUCTURE.pdf.
- [15] https://www.academia.edu/7896180/Dimensionnement_des_voiles_en_B.A.
- [16] M. Labidi, Polycopié de cours les fondations. Ecole mohammadia d'ingénieurs. p. 43.

Annexes

ANNEXE 1 :

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEURS CONTOURS

$\rho =$	$\nu = 0$		$\nu = 0,20$		$\rho =$	$\nu = 0$		$\nu = 0,20$	
	$\frac{l_x}{l_y}$	μ_x	μ_y	μ_x		μ_y	$\frac{l_x}{l_y}$	μ_x	μ_y
0,40	0,1094	0,250	0,1115	0,293	0,70	0,0683	0,436	0,0743	0,585
0,41	0,1078	0,250	0,1100	0,301	0,71	0,0670	0,450	0,0731	0,596
0,42	0,1062	0,250	0,1086	0,309	0,72	0,0658	0,464	0,0719	0,608
0,43	0,1047	0,250	0,1072	0,317	0,73	0,0646	0,479	0,0708	0,620
0,44	0,1032	0,250	0,1059	0,325	0,74	0,0634	0,494	0,0696	0,632
0,45	0,1017	0,250	0,1046	0,333	0,75	0,0622	0,509	0,0685	0,644
0,46	0,1002	0,250	0,1032	0,341	0,76	0,0610	0,525	0,0674	0,657
0,47	0,0988	0,250	0,1019	0,349	0,77	0,0598	0,542	0,0663	0,670
0,48	0,0974	0,250	0,1006	0,357	0,78	0,0587	0,559	0,0652	0,683
0,49	0,0960	0,250	0,0993	0,365	0,79	0,0576	0,577	0,0642	0,696
0,50	0,0946	0,250	0,0981	0,373	0,80	0,0565	0,595	0,0632	0,710
0,51	0,0932	0,250	0,0969	0,382	0,81	0,0553	0,613	0,0621	0,723
0,52	0,0918	0,250	0,0957	0,391	0,82	0,0542	0,631	0,0610	0,737
0,53	0,0905	0,250	0,0945	0,400	0,83	0,0531	0,649	0,0600	0,750
0,54	0,0892	0,250	0,0933	0,410	0,84	0,0520	0,667	0,0589	0,764
0,55	0,0879	0,250	0,0921	0,420	0,85	0,0509	0,685	0,0579	0,778
0,56	0,0865	0,253	0,0909	0,431	0,86	0,0498	0,693	0,0569	0,791
0,57	0,0852	0,266	0,0897	0,442	0,87	0,0488	0,721	0,0559	0,804
0,58	0,0838	0,279	0,0885	0,453	0,88	0,0478	0,740	0,0549	0,818
0,59	0,0825	0,292	0,0873	0,465	0,89	0,0468	0,759	0,0539	0,832
0,60	0,0812	0,305	0,0861	0,476	0,90	0,0458	0,778	0,0529	0,846
0,61	0,0798	0,317	0,0849	0,487	0,91	0,0448	0,798	0,0519	0,861
0,62	0,0785	0,330	0,0837	0,497	0,92	0,0438	0,819	0,0510	0,875
0,63	0,0772	0,343	0,0825	0,508	0,93	0,0428	0,841	0,0500	0,891
0,64	0,0759	0,356	0,0813	0,519	0,94	0,0419	0,864	0,0491	0,906
0,65	0,0746	0,369	0,0801	0,530	0,95	0,0410	0,888	0,0483	0,923
0,66	0,0733	0,382	0,0789	0,541	0,96	0,0401	0,911	0,0475	0,939
0,67	0,0720	0,395	0,0777	0,552	0,97	0,0393	0,934	0,0467	0,954
0,68	0,0707	0,408	0,0766	0,563	0,98	0,0385	0,956	0,0459	0,970
0,69	0,0695	0,422	0,0754	0,574	0,99	0,0377	0,978	0,0451	0,985
					1,00	0,0368	1,000	0,0442	1,000

ANNEXE 2 :

Valeurs de M_1 et M_2 pour $\rho = 1$

U/Lx	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
V/Ly											
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V

ANNEXE 3 :

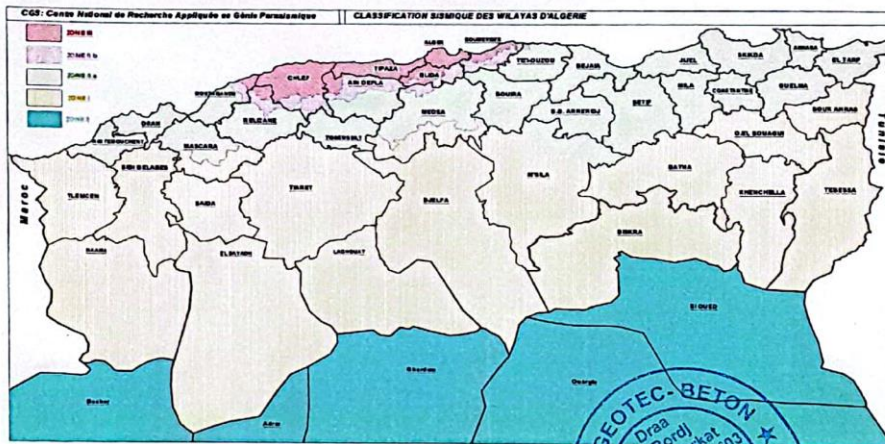
SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de n^{br} armature, ϕ en mm

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE 4 :
RAPPORT D'ETUDE DE SOL FINAL

Carte de Zonage Sismique du Territoire Nationale
(D'après CGS 2003)

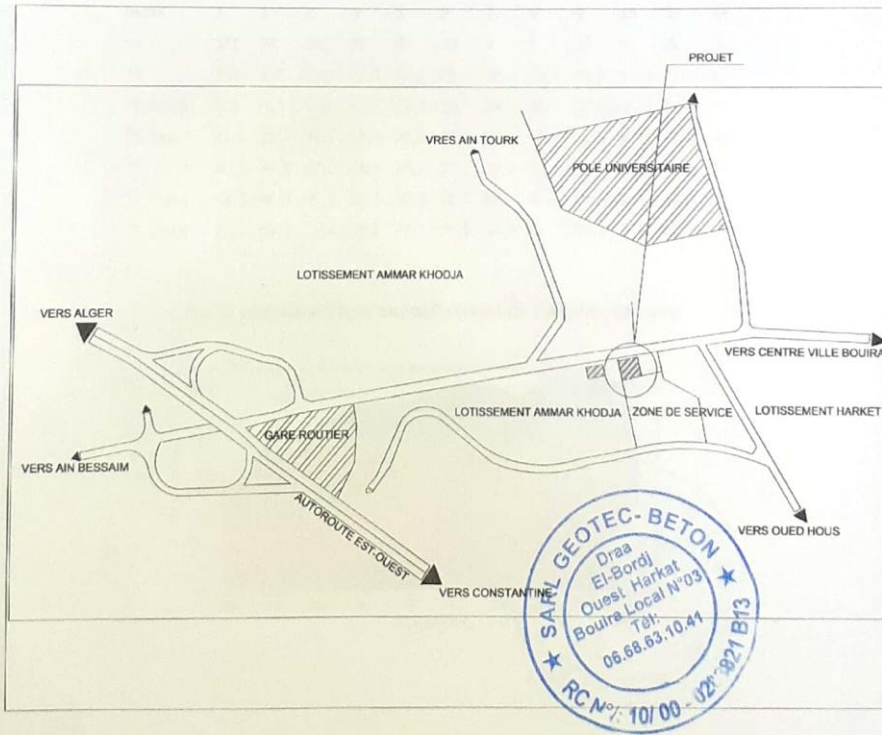


Carte de
Zonage
Sismique

SARL GEOTEC BETON



Plan de situation



Plan de
situation

SARL GEOTEC BETON



I) INTRODUCTION :

Suite à la demande de la EURL SERVIA SYS, la SARL GEOTEC BETON (Laboratoire d'étude de sol-étude suivi et contrôle des bétons et routes-expertises) à entrepris l'étude géotechnique du terrain devant servir d'assise au projet : Centre de remise en forme à BOUIRA

II) GENERALITES :

a) Géologie régionale :

La région de BOUIRA, est située dans le domaine interne de la chaîne des Maghrébins, tronçon Alpin de la chaîne périméditerranéenne (D .Delga 1969). Cette chaîne résulte de la tectonisation d'un domaine paléogéographique constitué par les bordures de la plaque Eurasiatique et Africaine et par le domaine intermédiaire dit microplaque d'Alboran. D'après la carte géologique d'Algérie, feuille n°66 de BOUIRA au 1/50.000 ème (E .FICHEUR 1911), le site se trouve situé, sur les alluvions anciennes de la plaine de HAMZA (q1) , décrite comme « ... une vaste nappe d'alluvions caillouteuses , qui a nivelé la grande plaine inclinée du Nord - Ouest vers l'Est.... ».

b) Sismicité :

Suivant la carte de zonage sismique du territoire national (RPA 99 version 2003), la région de BOUIRA est classée dans la zone II a (moyenne sismicité).

c) Climatologie :

Le climat y est chaud et tempéré. L'été, à Bouira, les pluies sont moins importantes qu'elles ne le sont en hiver. La carte climatique de Köppen-Geiger y classe le climat comme étant de type Csa. Bouira affiche une température annuelle moyenne de 16.2 °C. Chaque année, les précipitations sont en moyenne de 659 mm.

- Juillet est le mois le plus sec, avec seulement 4 mm. Les précipitations record sont enregistrées en Janvier. Elles sont de 111 mm en moyenne (voir Diagramme climatique).
- Au mois d'Aout, la température moyenne est de 26.1 °C. Aout est de ce fait le mois le plus chaud de l'année. Le mois le plus froid de l'année est celui de Janvier avec une température moyenne de 7.6 °C.(voir courbe de température).
- les précipitations varient de 107 mm entre le plus sec et le plus humide des mois. Une variation de 18.5 °C est enregistrée sur l'année (voir table climatique).

d) Hydrogéologie :

Le plateau de BOUIRA est une partie intégrante du bassin de la Soummam, subdivisé en dix sous bassins versants, dont celui de BOUIRA, le sous-bassin versant de l'Oued ED- DOUS.



e) Zonage neige et vent :

- Selon le RNVA 99 la zone de BOUIRA est classé dans Zone 1 vent et A neige

f) Situation, description et topographie du site d'étude :

- D'après la visite du site et le plan de masse qui nous a été remis l'assiette du projet se situe au lieu dit Amar khoja dans la ville de Bouira, elle constitue une surface rectangulaire avec une topographie inclinée (présence d'un talus) et elle est limitée comme suit :

- Au Nord par talus qui donne sur la RN18
- A l'Est par un projet en cours de construction (clinique)
- Au Sud et A l'Ouest par une route

III) RECONNAISSANCE IN -SITU :

Dans le cadre de cette étude et en fonction de l'accessibilité du site, nous avons réalisé une campagne de pénétration dynamique et deux sondages carottée (afin de prélever des échantillons intacts pour d'éventuels essais de laboratoire).

a) Campagne de pénétration dynamique :

Quinze (15) essais de pénétration dynamique ont été effectués à l'aide d'un pénétromètre dynamique lourd type APAGEO. Cet essai a pour but de déterminer la résistance à la pénétration par battage du sol, de vérifier le degré d'homogénéité du sous sol et de localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.

a.1) Exploitation des résultats :

Grâce à l'analogie avec des pieux réels, on peut appliquer à ces essais la formule dite des Hollandais pour calculer la résistance de points R_p en fonction de la profondeur :

$$R_p = \frac{N}{L} \frac{M^2 H}{P + M} \frac{1}{A}$$

Avec :

M : Masse du mouton en Kg.

H : Hauteur de chute en cm.

P : Section de pointe en cm².

L : Enfoncement de référence en cm.

N : Nombre de coups nécessaires pour enfoncer la pointe d'une profondeur

L.



- L'analyse des courbes pénétrométriques est homogène et montre des résistances en pointe assez appréciables dépassant généralement les 40 bars à partir du premier mètre de profondeur avec des refus superficiels n'excédant pas les 5.20 mètre de profondeur (voir les pénétrogrammes joints en annexe).
- Nous signalons des tiges humides à partir de 0.40 mètre de profondeur.

b) Sondages carottés :

Un (01) sondage carotté de quinze (15) mètres de profondeur chacun à été réalisé dans le but de reconnaître les formations lithologiques constituant le sous sol du terrain d'étude et d'accéder ainsi à des prélèvements d'échantillons devant servir à la réalisation d'éventuels essais de laboratoire.

La description lithologique du sondage carotté nous a permis d'établir les coupes lithologiques suivantes :

Sondage S1:

- De 0.00 m à 0.80 m : Remblais.
- De 0.80 m à 10.00 m : Argile marneuse ocre graveleuse à caillouteuse par endroit devenant compacte à feuilleté vers la base.
- De 10.00 m à 15.00 m : Alluvions.

Les coupes décrites précédemment montrent que le sol d'assise, est constitué de formations détritiques type alluvionnaires surmonté d'une couche d'Argile marneuse ocre graveleuse à caillouteuse par endroit devenant compacte à feuilleté vers la base. L'ensemble de ces formations est recouvert par une couche de Remblais.

IV) ESSAIS DE LABORATOIRE :

Sur la base des échantillons prélevés du sondage carotté, nous avons ordonné une campagne d'essais et d'analyse au laboratoire ; servant à la fois à l'identification physique et à l'étude des propriétés mécaniques et chimiques (voir tableau récapitulatif des essais de laboratoire joint en annexe).

- Les essais de laboratoire ont concernés la formation d'Argile marneuse



a) Interprétation des essais :

a.1) LES ESSAIS PHYSIQUES :

a.1.1) Identification physiques :

- La densité sèche γ_d (t/m³) varie de 1.55 à 1.69
- La teneur en eau naturelle W(%) varié de 8.60 à 9.02.
- Le degré de saturation S_r (%) varie de 54.03 à 55.20

L'analyse granulométrique détermine une fraction importante de fines (le pourcentage des grains de dimension inférieure à 80μ est plus de 50 %). Il s'agit d'un sol fin.

- Une limite de liquidité de l'ordre moyenne de 36.50 et un indice de plasticité avoisinant les 14.50%
- Ces résultats indiquent un sol à moyenne plasticité
- Un indice de consistance supérieur à l'unité indiquant un sol à consistance ferme.
- Un indice de vide compris entre 0.370 et 0.511 tandis que la porosité est supérieure à 0.30.
- La compacité (1-n) est comprise entre 0.62 et 0.70.
- L'activité A_c est toujours inférieure à 1.26, indiquant un sol non actif.

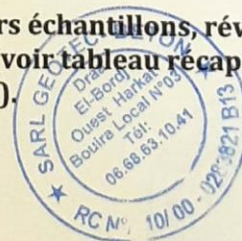
a.2) LES ESSAIS MECANIQUES :

- Des essais de cisaillement rectiligne de type consolidés non drainés (CU) (voir tableau récapitulatif des essais de laboratoire) ; ont été réalisés et donnent les résultats suivants :
- $20.50 \leq \varphi_{cu} \leq 20.01^\circ$
- $0.21 \leq C_{cu} \leq 0.30$.
- Les essais de compressibilité œnométriques effectués ont donné les résultats suivants :
- Un Indice de compression $0.217 \leq C_t \leq 0.228$
- Un indice de gonflement $0.0121 \leq C_g \leq 0.0148$.

Ces résultats montrent un sol moyennement compressible et non gonflant.

a.3) Analyse chimique :

- Les analyses chimiques pratiquées sur divers échantillons, révèlent une agressivité nulle vis-à-vis des sulfates (voir tableau récapitulatif des résultats de laboratoire joint en annexe).



V) CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS :

- calcule de la contrainte à partir de l'essai au pénétromètre dynamique :
 - Cet essai permet d'obtenir un profil de pénétration dynamique RP en fonction de la profondeur
 - La contrainte limitée de calcul qL est obtenue par :
 - $qL = RP / (5a \cdot 7)$ (D.T.U.13.12) Règle pour le calcul des fondations superficielles.
 - De cette formule, nous pouvons estimer la contrainte qui est donner par :
 - $Qa = qL / FS$ avec $FS = 3$ (coefficient de sécurité).
 - On retient : $Qa = RP / 20$ avec RP est la résistance en pointe.
 - En se basant sur l'ensemble des résultats pénétrométriques, nous avons retenue la résistance en point minimum de 30 bars.
 - On aura : $Qa = 1.5 \text{ bars}$.
 - Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire :
 - Pour des fondations superficielles, TERZAGUI a préconisé la formule suivante :
 - Cas d'une semelle carrée de coté B :
 - $Q_{adm} = \gamma h D + 1/3 [0.8 \gamma h B/2 N_{\gamma} + \gamma h D(N_{q-1}) + 1.3 C_{nc}]$
- Hypothèses de calcul :
On prend :
- $\gamma_d = 2.00 \cdot 10^{-3} \text{ Kg/cm}^3$.
 - $D = 2.00 \text{ m}$.
 - $B = 2.00$
 - $\varphi = 21^\circ$ } $N_{\gamma} = 5.76$
 $N_q = 7.07$
 $N_c = 15.8$
 - $c = 0.30 \text{ bars}$.

A.N : $Q_{adm} = 3.03 \text{ bars}$



VI) CALCUL DES TASSEMENTS :

- Le calcul de tassement est basé généralement sur les résultats de l'essai de compressibilité oedométrique. Les calculs sont fait au droit de l'essai le plus défavorable, en utilisant la méthode des tranches suivante :

$$\Delta H = \Delta e H / (1 + e_0)$$

Les calculs des tassements, selon les hypothèses de calcul suivantes :

- Semelle carrée de largeur $B=2.00$ m $\rightarrow B'=B/2$
- $q= 2.00$ bars. a une profondeur d'encre de $1,60$ m
- $\gamma_d = 2.00 \cdot 10^{-3}$ Kg/cm³
- $C_c = 0.21$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tranche N°	Prof. Z (m)	Z/B'	$\Delta\sigma_v/q'$	$\Delta\sigma_v$ (bar)	σ'_{vo} (bar)	$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma$ (bar)	e_0	e_1	ΔH (cm)
1	0.50	0.50	0,92	1,61	0,31	1,92	0,788	0,751	2,1
2	1.50	1.50	0,48	0,84	0,44	1,28	0,779	0,759	1,12
3	2.50	2.50	0,236	0,41	0,57	0,98	0,774	0,764	0,56
4	3.50	3.50	0,138	0,24	0,69	0,93	0,77	0,768	0,11

$$\Sigma\Delta H = 3.87 \text{ cm}$$

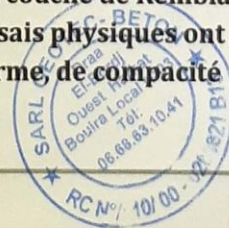
La valeur de tassement ainsi calculée est admissible, ce qui nous amène à opter, pour une contrainte admissible de l'ordre de 2.00 bars.

VII) STABILITE D'ENSEMBLE :

- L'état actuel des lieux n'indique aucun signe d'instabilité apparent, Toutefois il serait toujours utile de rappeler la nécessité de réaliser le projet en question suivant les règles de l'art et normes en vigueur. Et prendre les mesures de sécurité nécessaires lors de la réalisation des terrassements et ce afin d'éviter tout risque d'instabilité

VIII) CONCLUSION :

Le terrain devant servir d'assise au projet : Centre de remise en forme à BOUIRA , est constitué à la base de formations détritiques type alluvionnaires surmontée d'une couche d'Argile marneuse ocre graveleuse à caillouteuse par endroit devenant compacte à feuilleté vers la base. L'ensemble de ces formations est recouvert par une couche de Remblais. Les courbes granulométriques sont étalées et les essais physiques ont révélé un sol cohérent et frottant, de consistance ferme, de compacité moyenne et non actif.



- Les essais oedométriques révèlent un sol non gonflant et des tassements admissibles de l'ordre de 3.87cm selon l'hypothèse de calcul et pour une contrainte admissible de l'ordre de 2.00 bars.
- L'allure des pénétrogrammes est homogène et montre des résistances en pointe assez appréciables dépassant généralement les 40 bars à partir du premier mètre de profondeur avec des refus superficiels n'excédant pas les 5.20 mètre de profondeur (voir les pénétrogrammes joints en annexe).
- Nous signalons des tiges humides à partir de 0.40 mètre de profondeur.
- Les analyses chimiques effectuées ont révélé une agressivité nulle vis-à-vis des sulfates.

En tenant compte des essais réalisés in -situ, notre visite sur site et de la nature du projet nous vous suggérons :

- Des fondations superficielles de type Un radier nervuré ou générale (le choix est laissé au BET).
- La contrainte à adopter pour le calcul des fondations sera de l'ordre de 2.00 bars et un ancrage de 1.60 mètres en dépassant toute épaisseur de remblais
- Pour tout calcul de soutènement, les caractéristiques intrinsèques du sol sont les suivantes :
 - Une masse volumique de l'ordre de 1.9 g/cm³.
 - Un angle de frottement ϕ compris entre 20° et 25°.
 - Une cohésion C de l'ordre de 0.30 bars.

Recommandation :

- En tenant compte de la géomorphologie du site, la nature de l'ouvrage à réaliser et la présence d'eau (tiges humides + terrain en amont d'un talus avec présence de sous sol) il est impératif de faire des protections adéquates et d'éviter toute venue des eaux au voisinage immédiat des fondations et ce en préconisant un drainage approprié avec des soutènements adéquats et des barbacanes fonctionnelles
- Etant donné la nature des ouvrages à réaliser il est conseillé d'éviter les terrassements pendant les périodes des intempéries et de soutenir toute dénivelée résultante de l'excavation.
- les terrassements doivent être exécutés avec soins afin d'éviter toute déstabilisation du site.

GERANT
KASMI RABAH

Gérant / L'ingénieur chargé d'étude
Kasmi Rabah



TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS D'ESSAIS

Intitulé du projet		Centre de remise en forme à BOUIRA .			
Sondage / Puits		S1	S1		
Profondeur (m)		5.50-6.00	6.00-6.50		
Densité sèche	γ_d (t/m ³)	1.55	1.69		
Teneur en eau pondérale	W (%)	8.60	9.02		
Degré de saturation	Sr (%)	54.03	55.20		
Densité humide	γ_h (t/m ³)	2.60	2.10		
Granulométrie	5mm	07	08		
	2mm	12	11		
	0.1mm	20	21		
Sédimentométrie	20 μ m	26	24		
	2 μ m	13	16		
	<2 μ m	22	21		
Limites d'Atterberg	WL (%)	36	37		
	IP	14.20	14.82		
	LR (%)				
Indice de consistance	IC				
Équivalent de sable	E.S				
Poids spécifique	γ_s (t/m ³)				
Résultats oedométriques	Pc (kg/cm ²)	2.21	1.94		
	Ct	0.217	0.228		
	Cg	0.0121	0.0148		
Perméabilité	K (cm/s)				
Courbe de consolidation	E				
	Cv (cm ² /s)				
Gonflement Libre	GL (bars)				
Résistance à la compression	R.C.S (bars)				
Cisaillement rectiligne ou Triaxial	Essai	CU/sat	CU/sat		
	C (bars)	0.30	0.21		
	ϕ (°)	20.01	20.50		



SARL GEOTEC BETON

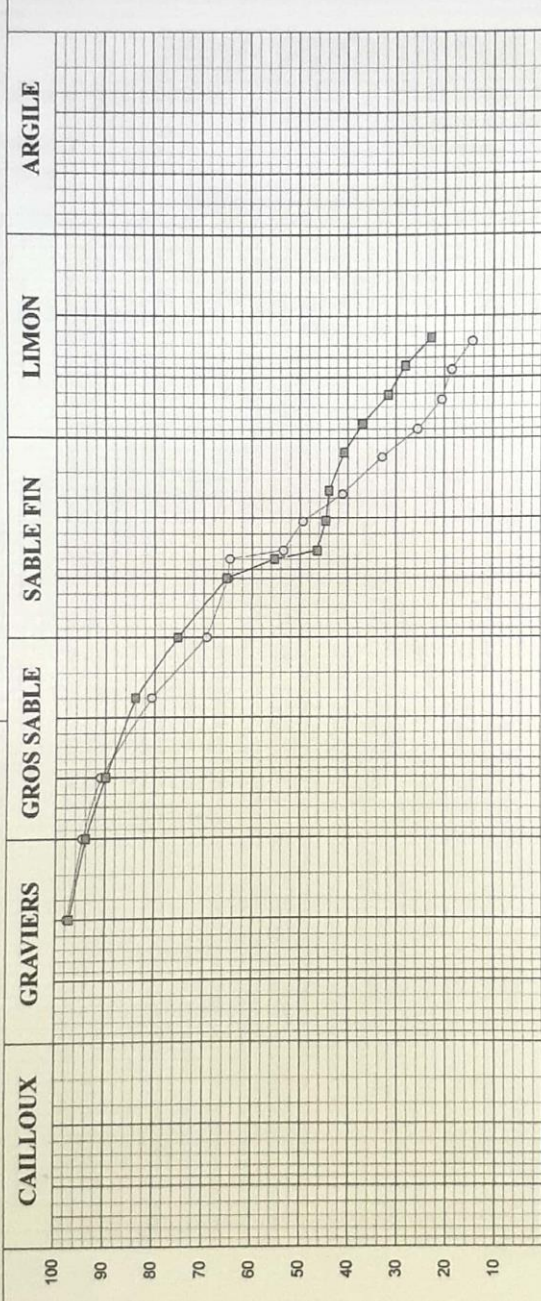


Laboratoire d'étude de sol-étude suivi et contrôle des bétons-expertises
Adresse : HARKAT (face ex BETECOB) BOUIRA Tél/Fax : 026 .93.75.28

ETUDE : Centre de remise en forme à BOUIRA
CLIENT : EURL SERVIS SYS
LIEU : BOUIRA
DATE ESSAIS :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056 & NFP 94-057

○ S 01 Prof : 5.50m / 6.00m
■ S 01 Prof : 6.00m / 6.50 m



200 100 90 80 70 60 50 40 30 20 10
200 100 50 20 10 5 2 1 0.5 0.2 0.1 0.05 0.02 0.01 5 μ 2 μ 1 μ 0.5 μ 0.2 μ

Ouverture intérieure des mailles des tamis (Tamisage) Diamètre équivalent (sédimentométrie)

Echantillon	LIMITES D'ATTERBERG		Classificatif	D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu
	W.L (%)	I.P (%)						
Ech 1	64.67	55.33						
Ech 2								



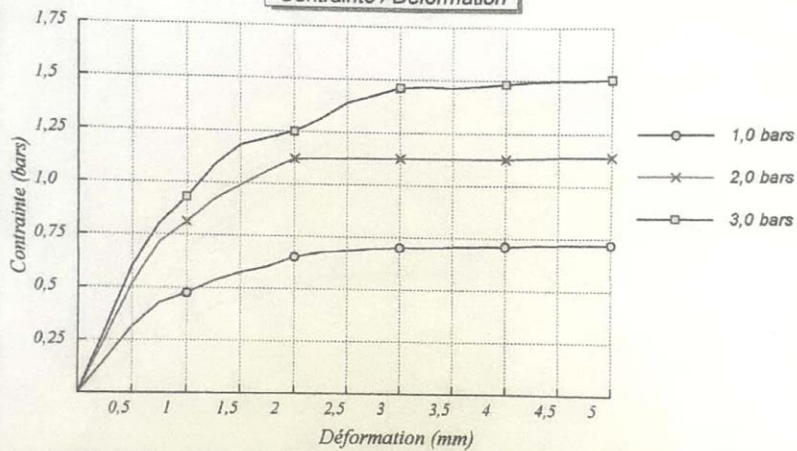
Laboratoire d'étude de sol-étude suivi et contrôle des bétons-expertises
Adresse : HARKAT (face ex BETECOB) BOUIRA Tél/Fax : 026 .93.75.28

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE
Selon NF P94-071-1

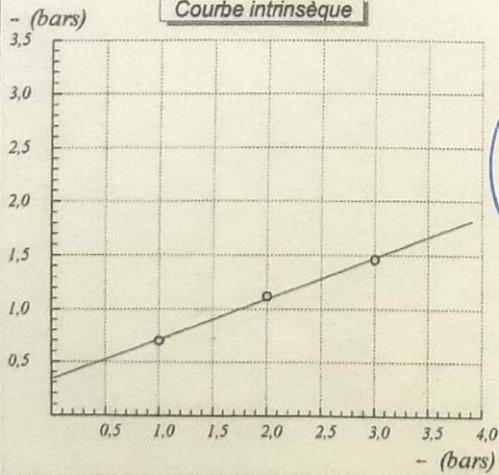
Etude : Centre de remise en forme à BOUIRA
Dossier N° :
N° Sond : S 01
Prof : 5.50m / 6.00m
Nature sol : Argile marnreuse

Date essai :
Type d'essai : CU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Opérateur :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



SARL GEOTEC-BETON
Cohésion = 0,30 bars
Frottement = 20,01 degrés
Bouira Local. Tél. 026.93.75.28
19/07/03

1 = 1,0 bars → 0,70
2 = 2,0 bars → 1,12
3 = 3,0 bars → 1,46

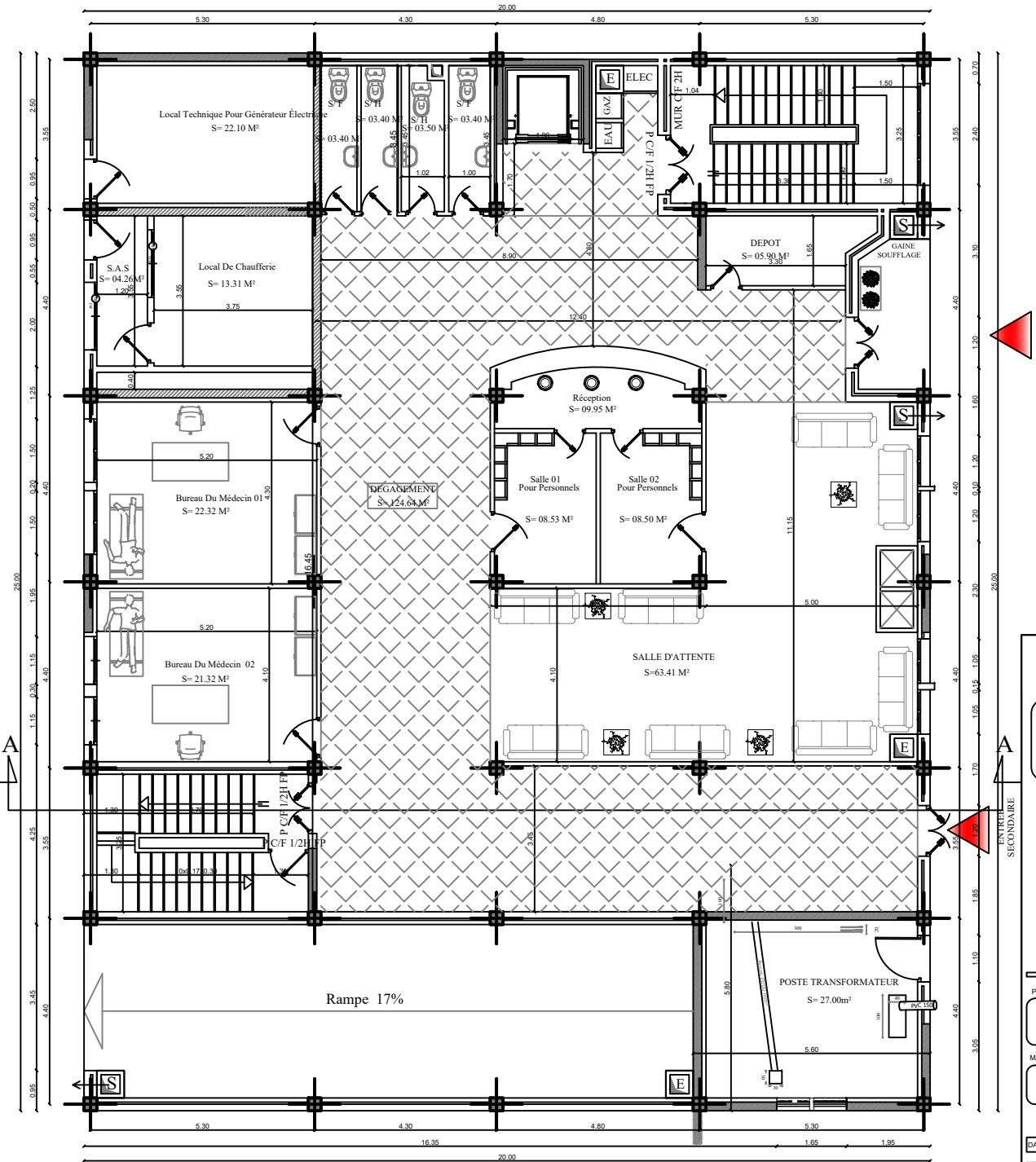
Rapport d'Analyse chimique
Projet : Centre de remise en forme à BOUIRA

Sondage N°	Profondeur (en m)	Sulfates So ₄ ⁻	Carbonates CaCo ₃	Chlorures Cl ⁻	Matières organiques
S01	4.50	Traces	30.21	Traces	0.13
S01	6.00	Traces	34.16	Traces	0.11
S01	6.50	Traces	35.01	Traces	0.11
S01	8.00	Traces	34.12	Traces	0.18



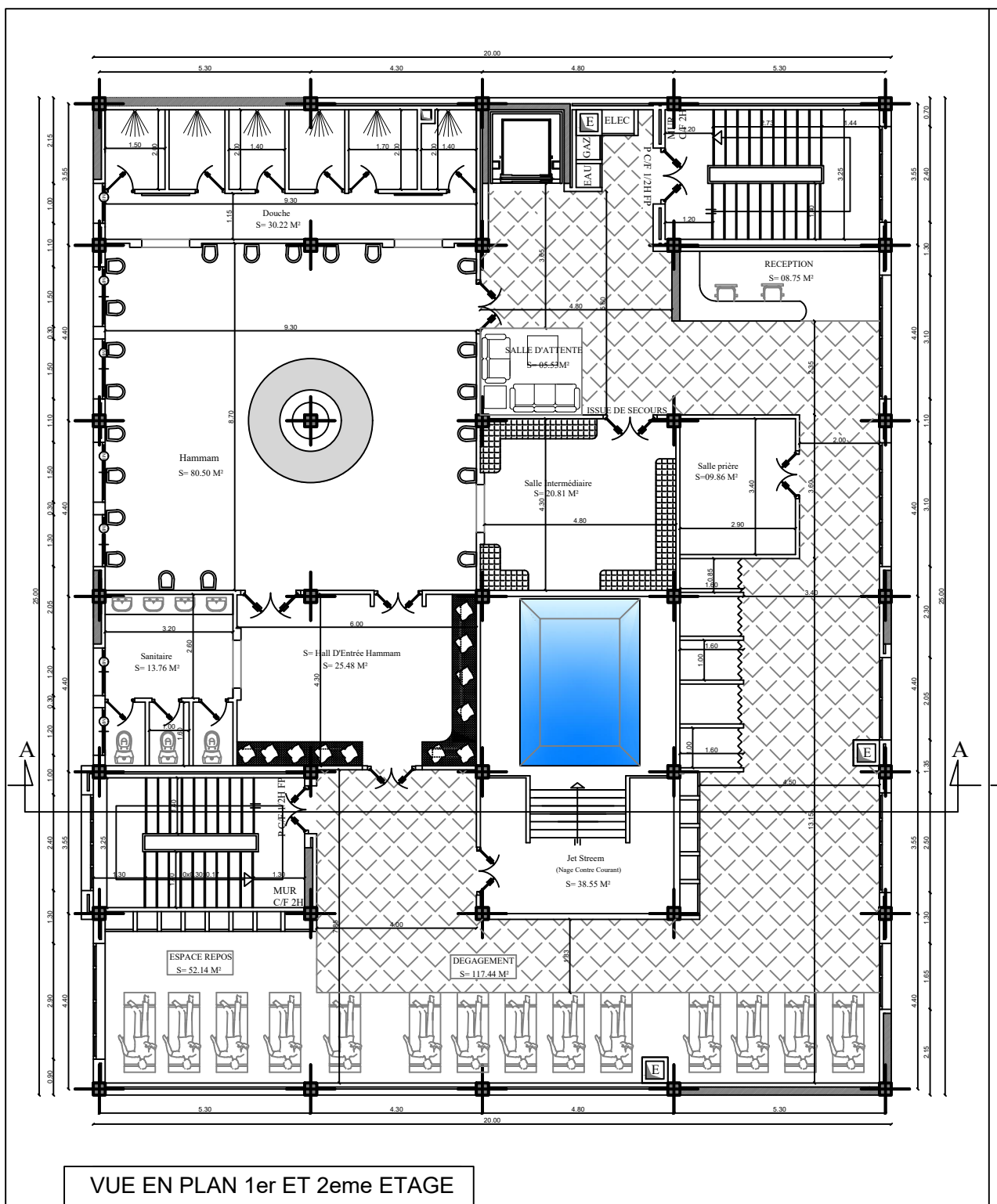
Observation : Agressivité nulle selon NPF 18-011 du 06/92

Plans de la structure

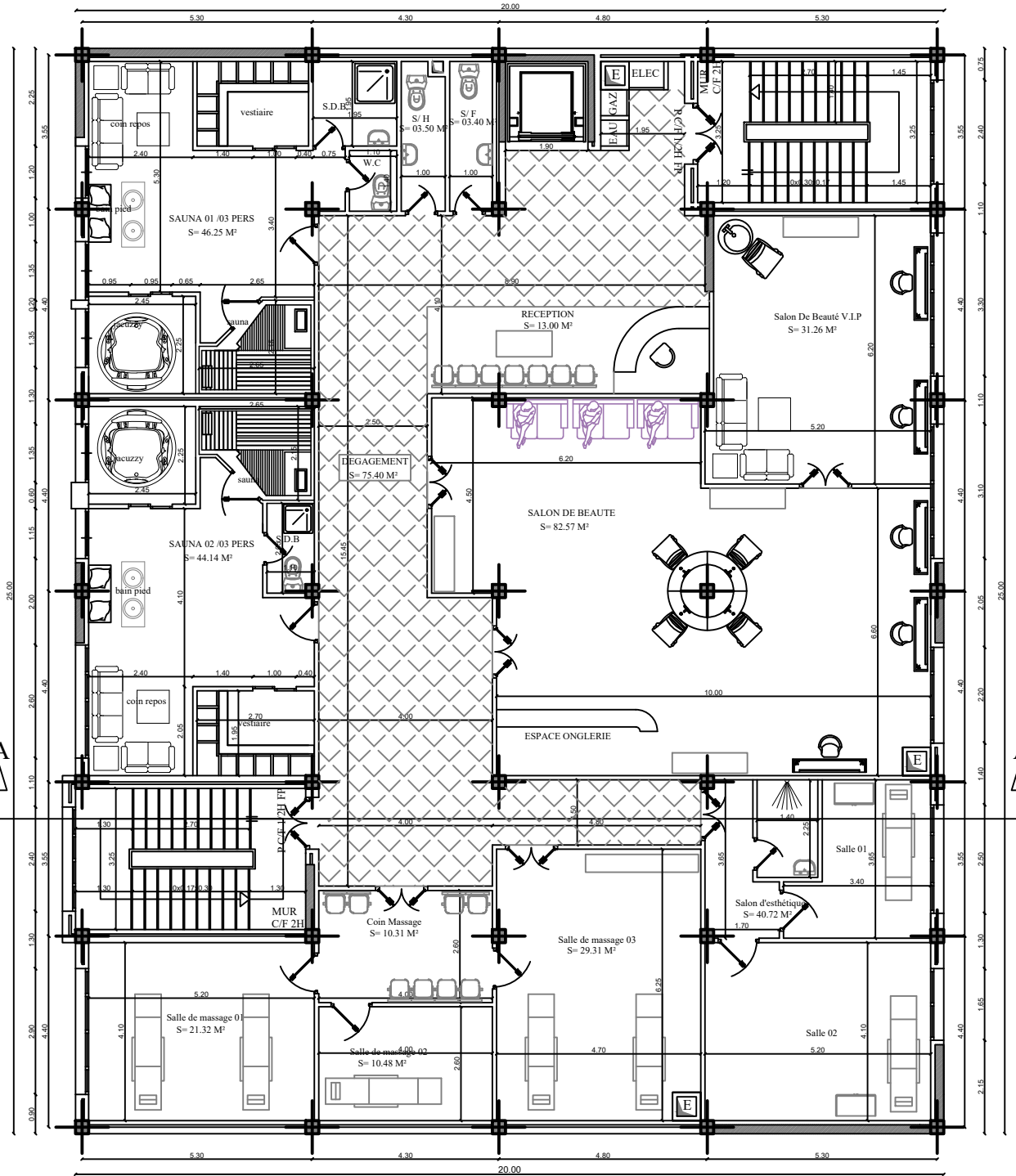


VUE EN PLAN REZ-DE-CHAUSSEZ.

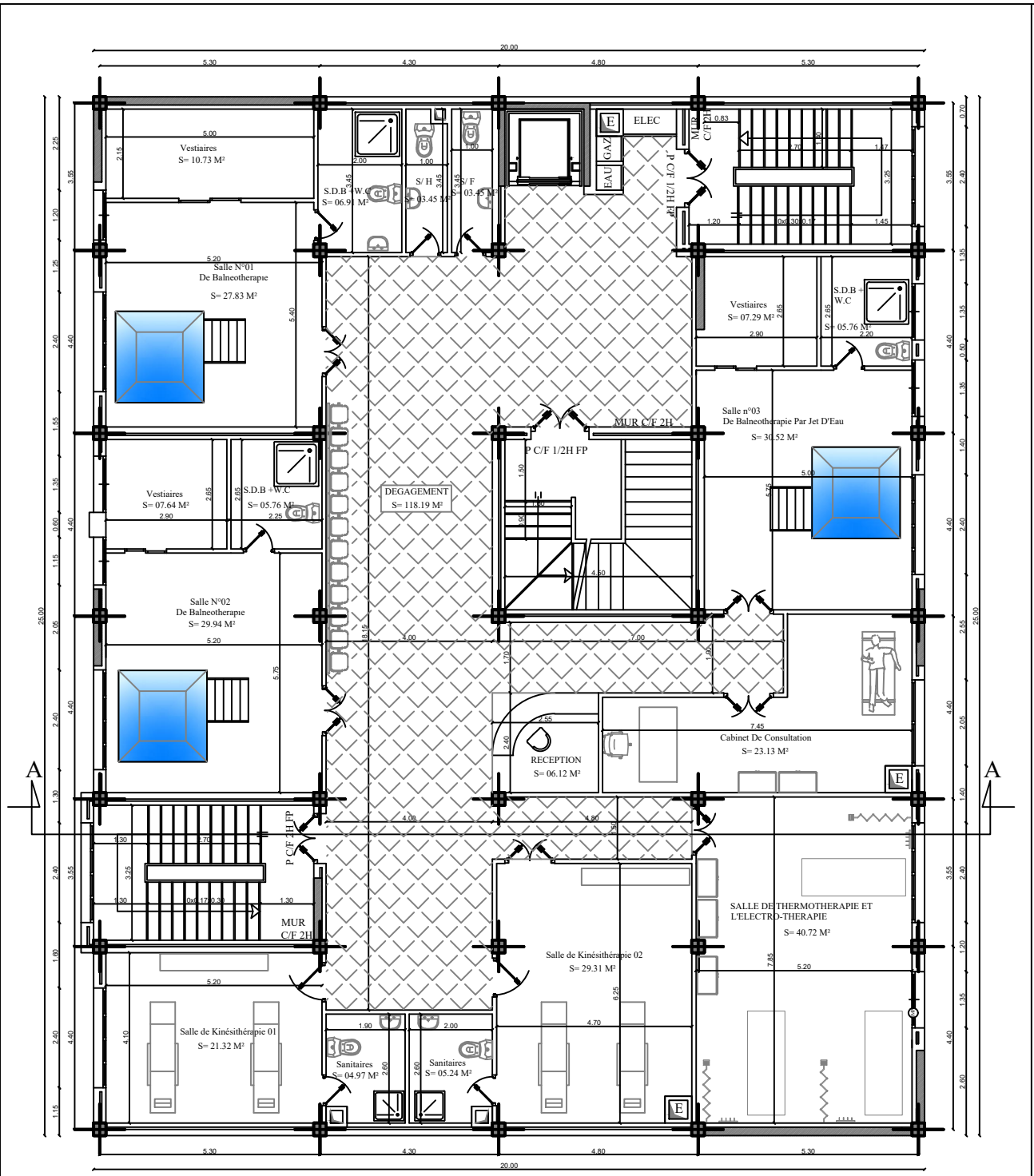
ENTREE SECONDAIRE



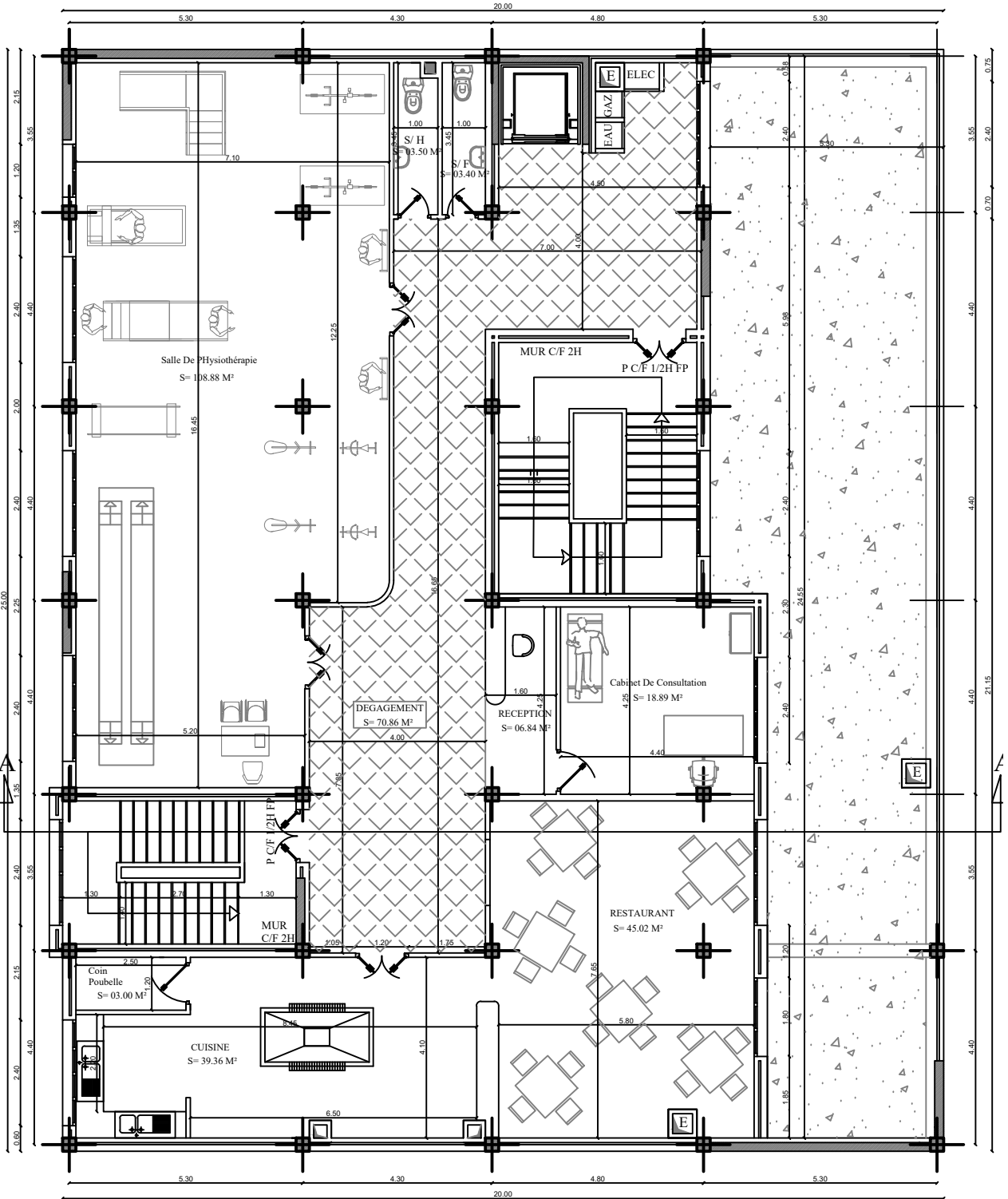
VUE EN PLAN 1er ET 2eme ETAGE



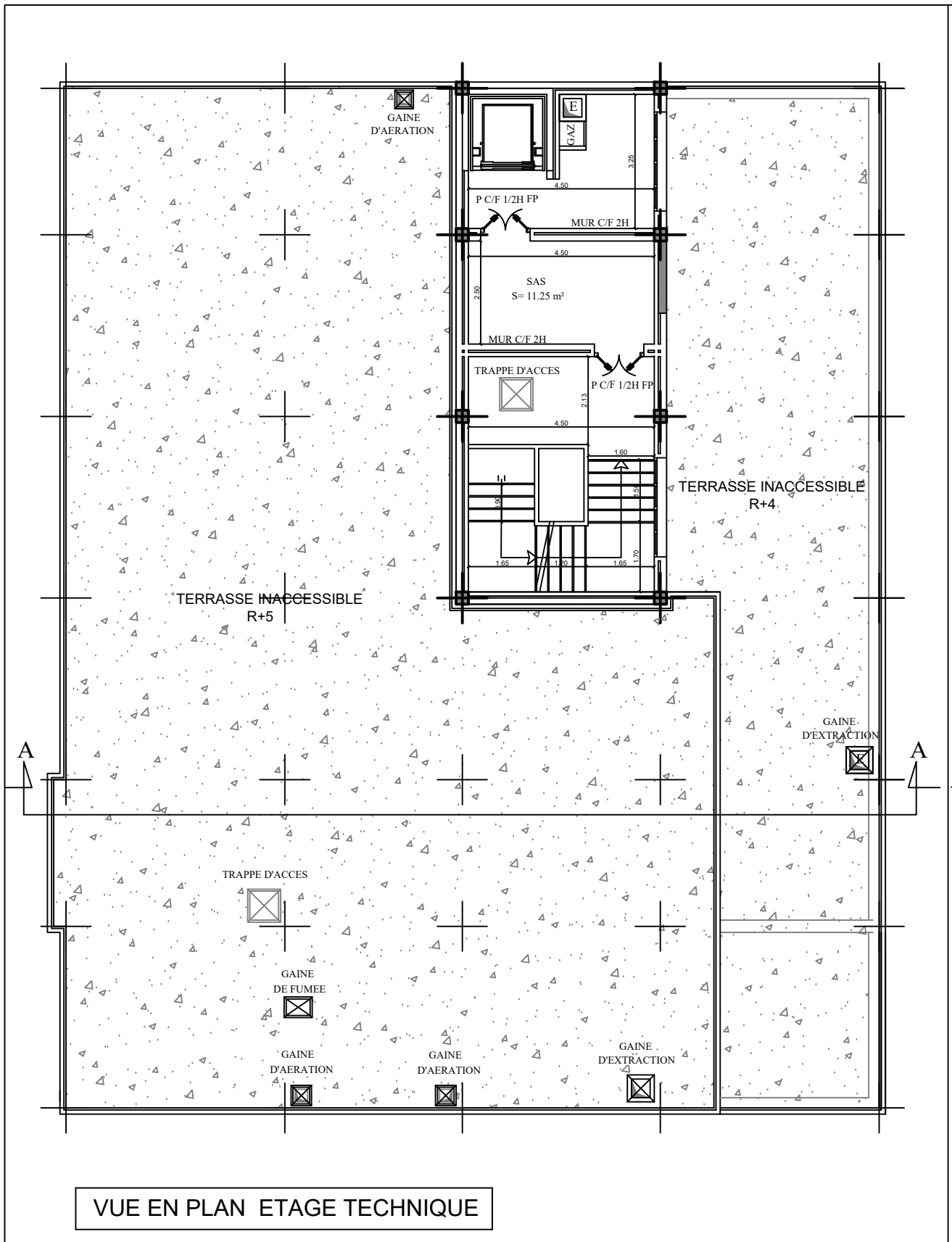
VUE EN PLAN 3eme ETAGE



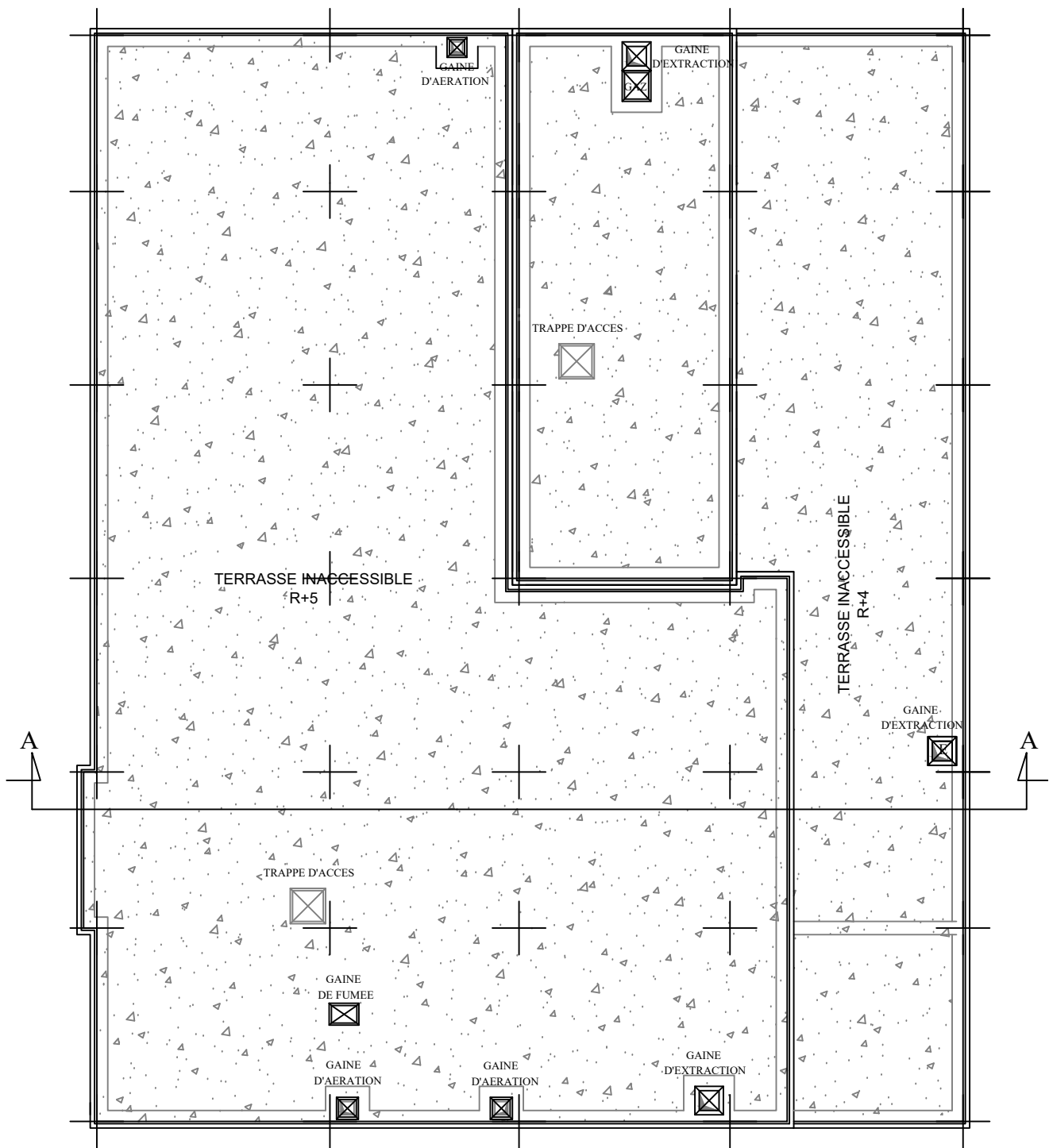
VUE EN PLAN 4eme ETAGE



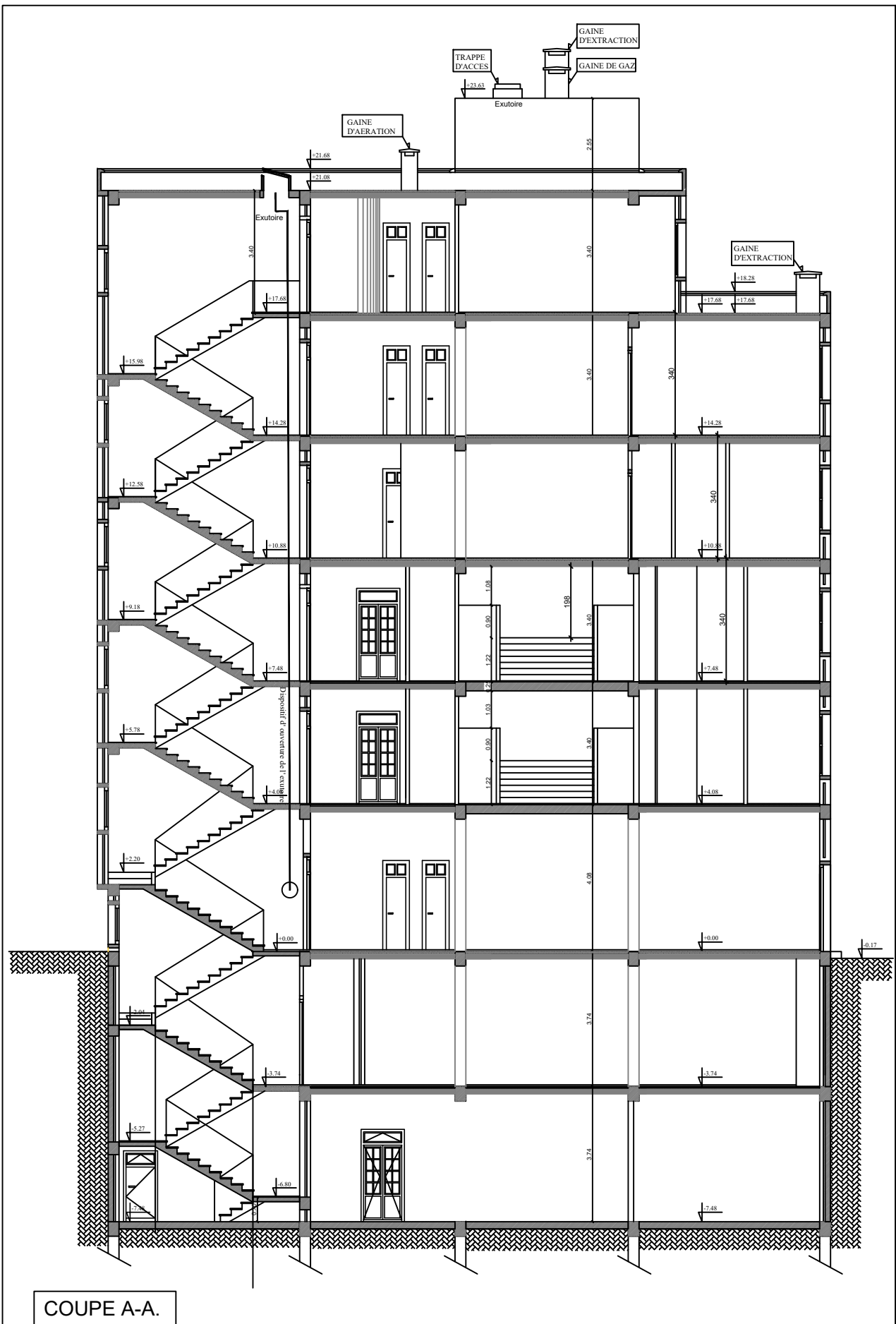
VUE EN PLAN 5eme ETAGE



VUE EN PLAN ETAGE TECHNIQUE

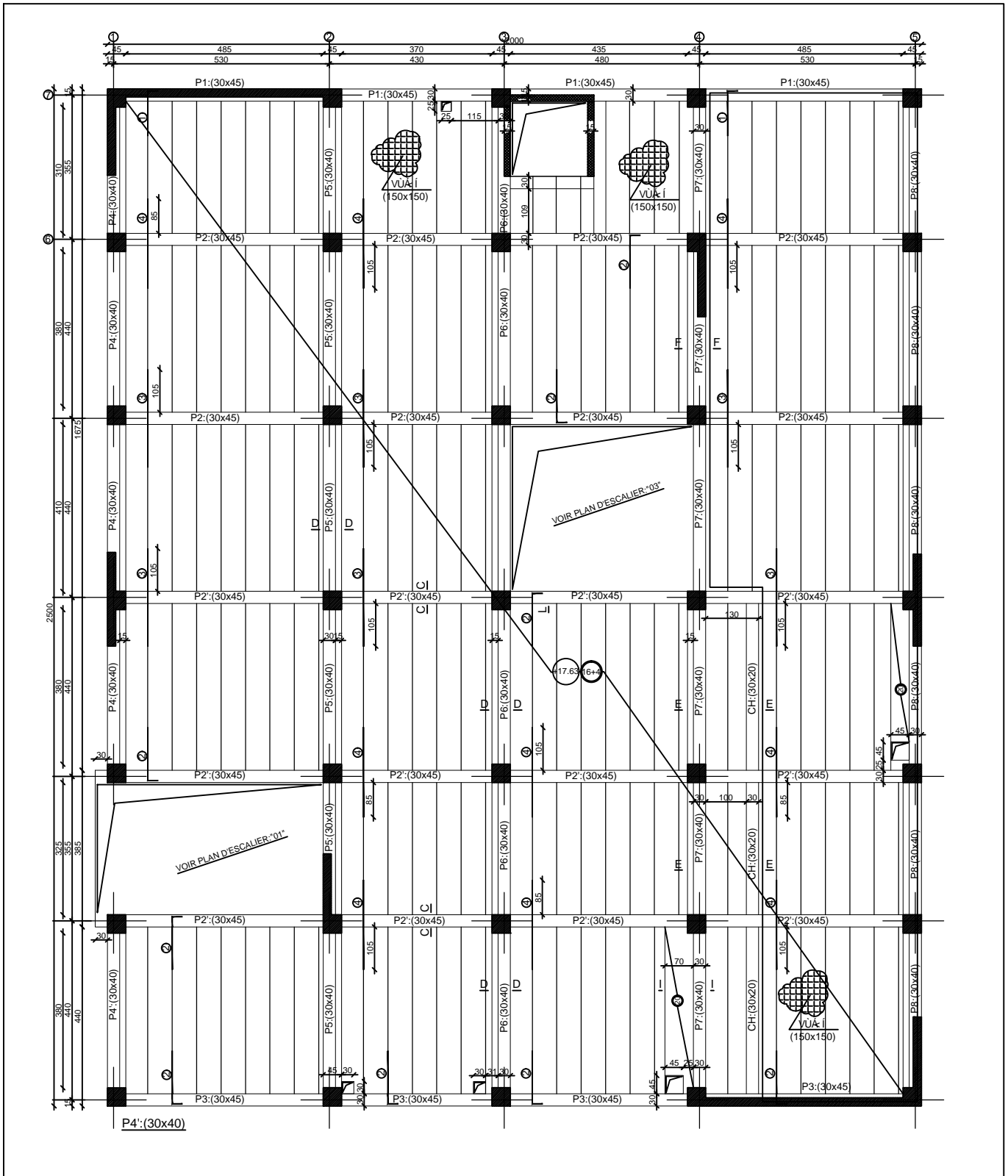


VUE EN PLAN TERRASSE.

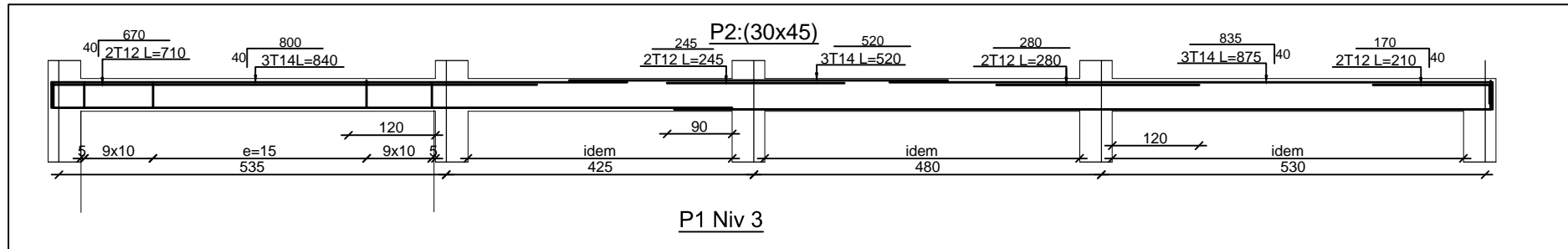
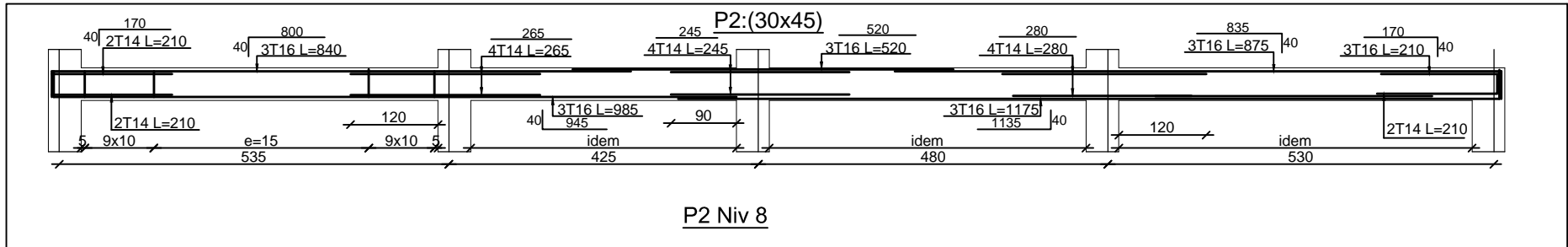


COUPE A-A.

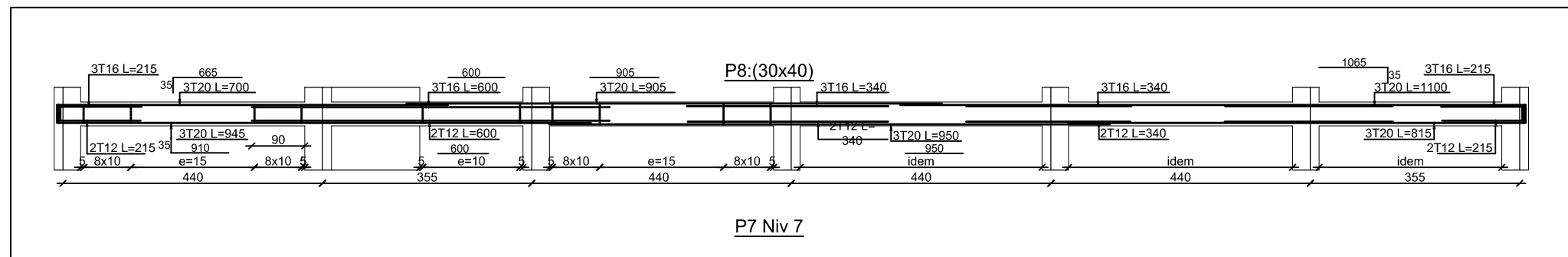
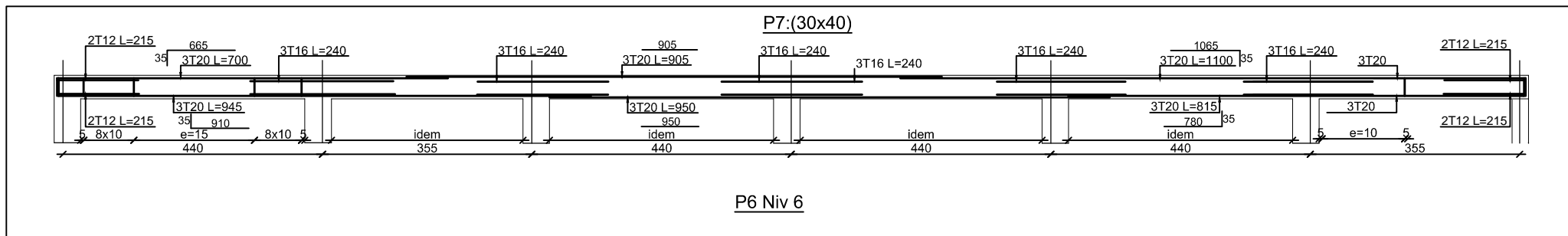




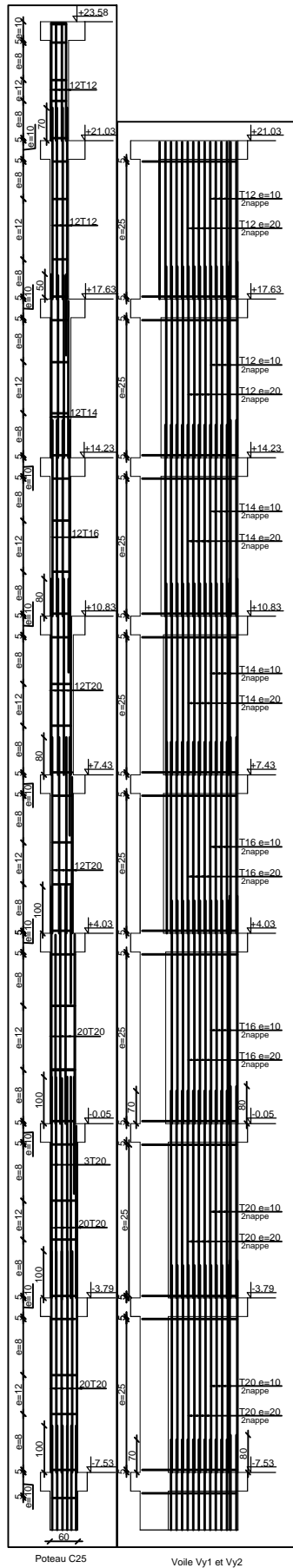
Plan de coffrage



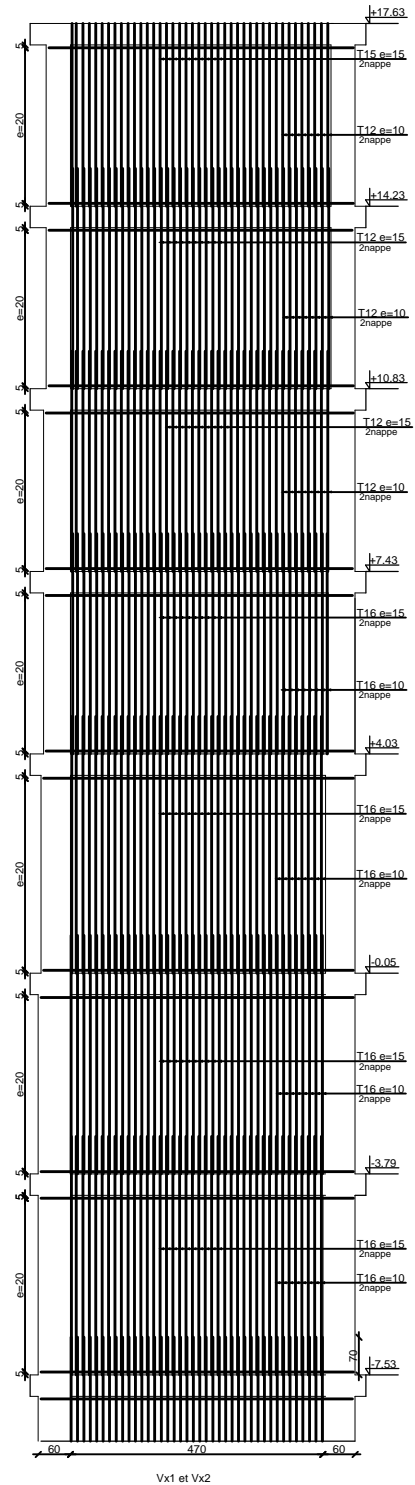
Plan ferrailage poutres principales



Plan ferrillage poutres secondaires

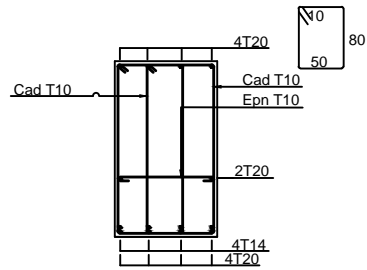


Plan ferrailage poteau et voile



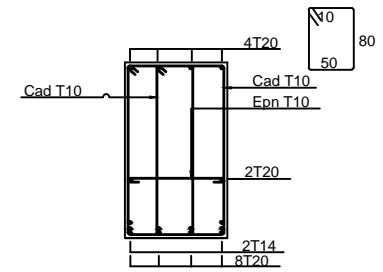
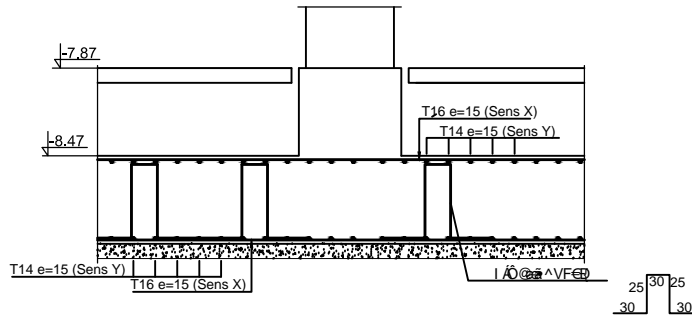
Plan ferrailage voile

Plan ferrailage poteaux et voiles

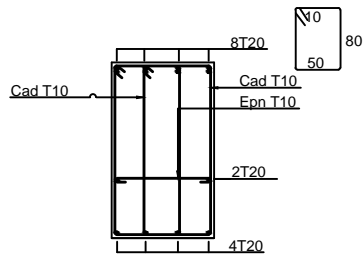


Nervure Y-Y Appuis

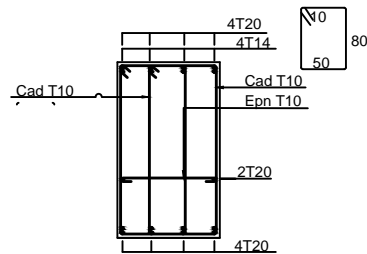
FERRAILLAGE LE RADIER



Nervure X-X Appuis



Nervure Y-Y Appuis



Nervure X-X Appuis

Plan ferrailage radier