

SOMMAIRE

Remerciement	
Dédicaces	
Résumé	
Abstract	
ملخص	
CHAPITRE 1: PRESENTATION DU PROJET.....	1
1.1. Histoire du béton armé	1
1.2. Introduction.....	1
1.3. Présentation de l’ouvrage	1
1.4. Description géométrique	1
1.5. Conception de l’ouvrage	2
1.5.1. Ossature	2
1.5.2. Plancher	2
1.5.3. Escaliers	2
1.5.4. Revêtement.....	3
1.5.5. La maçonnerie.....	3
1.5.6. Local d’ascenseur.....	3
1.5.7. Acrotères	3
1.5.8. Les fondations.....	3
1.6. Caractéristique des matériaux	3
1.6.1. Béton.....	3
1.-6.1.1. Résistance caractéristique à la compression.....	4
1.6.1.2. Résistance caractéristique à la traction.....	4
1.6.1.3. Les états limitent.....	4
1.6.1.4. Coefficient de poisson.....	6
1.6.1.5. Module de déformation longitudinale.....	6
1.6.2. Acier.....	7
1.6.2.1. Contrainte de calcul.....	7
1.6.3. Diagramme de déformation d'une section en béton arme.....	8
1.6.4. Contrainte ultime de cisaillement.....	9
1.7. Les sollicitations de calcul vis-à-vis les états limitent	9
1.8. Méthodes de calcul.....	10
1.9. Hypothèse de calcul	10
CHAPITRE 2 : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES.....	11
2.1. Introduction	11
2.2. Pré dimensionnement	11

2.2.1. Plancher	11
2.2.1.1 Plancher corps creux	12
2.2.1.2 Nervure	12
2.2.2. Les poutres	13
2.2.2.1 Poutre principal.....	14
2.2.2.2 Poutre Secondaire.....	14
2.2.2.3 Poutre palière.....	15
2.2.3. Les poteaux	15
2.2.4. Pré-dimensionnement des voiles de contreventement.....	18
2.2.5. Pré-dimensionnement des escaliers	19
2.2.6. Pré-dimensionnement de la rampe d'accès	20
2.3. Évaluation des charges et surcharges	21
2.3.1. Plancher terrasse inaccessible	21
2.3.2. Plancher étage courant (Habitation)	22
2.3.3. Plancher RDC (Commercial).	22
2.3.4. Plancher sous-sol	22
2.3.5. Escalier.....	23
2.3.6. Acrotère	23
2.4 Conclusion.....	24
CHAPITRE 3: ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	25
3.1. Introduction.....	25
3.2.Étude du plancher.....	25
3.2.1. Calcul des poutrelles.....	25
3.2.1.1 Type de poutrelles	25
3.2.1.2 Détermination des efforts internes.....	26
3.2.1.3 Détermination des armatures des poutrelles	34
3.2.1.3.1. Ferrailage des poutrelles (20+5)	34
3.2.1.3.2. Vérification des contraintes	36
3.2.1.3.3. Vérification au cisaillement	37
3.2.1.3.4. Détermination des armatures transversales.....	38
3.2.1.3.5. Calcule de l'espacement.....	39
3.2.1.3.6. Vérification au glissement	39
3.2.1.3.7. Vérification de la flèche.....	39
3.2.1.3.8. Ancrage des armatures.....	40
3.2.1.4. Ferrailage de la dalle de compression	41
3.2.1.5. Dessin de ferrailage	41
3.3.Étude de la poutre palière.....	42

3.3.1 Diagrammes des moments et l'effort tranchant.....	42
3.3.2 Calcul du ferrailage.....	43
3.3.3. Vérification des contraintes du béton.....	45
3.3.4. Vérification au cisaillement	47
3.3.5. Détermination des armatures transversales	47
3.3.6. Calcul de l'espacement.....	47
3.3.7. Vérification de la flèche.....	47
3.3.8. Ancrage des armatures.....	48
3.4.Étude de l'escalier.....	49
3.4.1 Combinaison d'action	50
3.4.2 Diagrammes des moments et l'effort tranchant.....	50
3.4.3 Calcul du ferrailage.....	51
3.4.4. Vérification des contraintes du béton.....	53
3.4.5. Vérification au cisaillement	54
3.4.6. Vérification de la flèche.....	54
3.5.Étude de la rampe d'accès au sous-sol	55
3.5.1. Pré dimensionnement	55
3.5.2. Les charges	56
3.5.3. Les combinaisons	56
3.5.4. Calcul des moments fléchissant.....	56
3.5.5. Détermination du ferrailage.....	57
3.5.5.1. Ferrailage sens x-x	57
3.5.5.2. Ferrailage sens y-y	59
3.5.6. Section minimale.....	60
3.5.7. Effort tranchant max.....	61
3.5.8. Vérification à l'ELS.....	61
3.5.8.1. Vérification des contraintes.....	61
3.6. Étude de L'acrotère.....	62
3.6.1. Introduction	62
3.6.2. Poids propre de l'acrotère.....	63
3.6.3. Combinaisons des actions	63
3.6.4. Calcul de l'excentricité.....	63
3.6.5. Détermination du ferrailage.....	64
3.6.5.1. Moment de flexion fictif (Ma)	64
3.6.5.2. Moment réduit (μ)	64
3.6.5.3. Condition de non fragilité	65
3.6.5.4. Armature de répartition	65

3.6.5.5. Calcule d'espacement.....	65
3.6.5.6. Vérification des contraintes	65
3.6.5.7. La méthode des itérations successives.....	66
3.6.5.8. Calcul des contraintes	67
3.7. Ascenseur.....	68
3.7.1. Introduction.....	68
3.7.2. Etude de la dalle d'ascenseur.....	68
3.7.3. Charge limite.....	69
3.7.4. Détermination des sollicitations	69
3.7.5. Les moments appliqués à la dalle.....	71
3.7.6. Les moments retenus.....	72
3.7.7. Détermination du ferrailage de la dalle.....	72
3.7.8. Section minimale.....	74
3.7.9. Vérification des armatures transversales	74
3.7.10. Les moments appliqués à la dalle.....	77
3.7.11. Les moments retenus.....	77
3.7.12. Vérification des contraintes dans le béton	78
3.7.13. Vérification de la flèche.....	78
3.7.14. Conclusion	79
CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE.....	80
4.1. Etude dynamique de la structure.....	80
4.1.1. Introduction	80
4.1.2. OBJECTIF DE L'ÉTUDE DYNAMIQUE.....	80
4.1.3. Présentation du programme sap2000.....	80
4.1.4. MODELISATION DE LA STRUCTURE.....	81
4.2. Méthodes de calculs	82
4.2.1. Méthode statique équivalente	82
4.2.1.1. Domaine d'application	82
4.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale	83
4.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	83
4.3. Combinaison d'action	83
4.4. Détermination de la force sismique totale [V]	83
4.4.1. Coefficient d'accélération [A].....	83
4.4.2. Coefficient de comportement de la structure [R]	84
4.4.3Facteur de qualité [Q]	84
4.4.4Facteur de correction d'amortissement [η]	88
4.4.5. Période [T1] et [T2] du site considérée	88

4.4.6. Facteur d'amplification dynamique [D]	89
4.5. Estimation de la période fondamentale de la structure.....	89
4.6. Les différentes variantes de disposition des voiles.....	90
4.7. Modélisation.....	97
4.8. Caractéristique géométrique et massique de la structure.....	98
4.9. Détermination de l'effort tranchant et de la force sismique de chaque niveau.....	101
4.10. Vérification du coefficient de comportement R	101
4.11. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente	102
4.12. Résultante des forces sismiques de calcul.....	103
4.13. Vérification des déplacements	104
4.14. Justification vis à vis des renversements.....	105
4.15. Vérification de l'effet P- Δ	107
4.16. Les vérifications après le changement des sections des poteaux.....	108
4.17. Vérification du coefficient de comportement R	109
4.18. Résultante des forces sismiques de calcul.....	109
4.19. Vérification des déplacements.....	110
4.20. Justification vis à vis des renversements.....	110
4.21. Vérification de l'effet P- Δ	111
4.22. Conclusion	112
CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	113
5.1. INTRODUCTION.....	113
5.2. Les poteaux.....	113
5.2.1. Combinaisons des charges	113
5.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales	113
5.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	115
5.2.4. Calcul le ferrailage longitudinal.....	116
5.2.4.1. Calcul de l'excentricité	117
5.2.4.2. Moment fictive (Ma)	117
5.2.4.3. Calcul des armatures transversales	119
5.3. Les poutres	121
5.3.1 Introduction.....	121
5.3.2. Combinaisons des charges.....	121
5.3.3. Recommandation du RPA99.....	121
5.3.4. Les résultats des sollicitations sont donnés par SAP2000	122
5.3.5. Poutre principale	122
5.3.5.1. Ferrailage longitudinale	122
5.3.5.2. Armatures minimales	124

5.3.5.3. Armatures maximales	124
5.3.5.4. Choix des Armatures	124
5.3.5.5. Vérification de l'effort tranchant	125
3.3.5.6. Vérification de la flèche.....	125
3.3.5.7. Détermination des armatures transversales	125
5.3.5.8. L'espace des armatures transversales	126
5.3.5.9. La longueur minimale de recouvrement	126
5.3.6. Poutre secondaire	127
5.3.6.1. Ferrailage longitudinale	127
5.3.6.2. Armatures minimales	129
5.3.6.3. Armatures maximales	129
5.3.6.4. Choix des Armatures	129
5.3.6.5. Vérification de l'effort tranchant	129
5.3.6.6. Vérification de la flèche.....	130
5.3.6.7. Détermination des armatures transversales	130
5.3.6.8. L'espace des armatures transversales	130
5.3.6.9. La longueur minimale de recouvrement	131
5.4. Les voiles	132
5.4.1. Introduction	132
5.4.2. Calcul des voiles.....	132
5.4.3. Détermination des sollicitations.....	133
5.4.4. Ferrailage longitudinale	133
5.4.5. Calcul des contraintes	134
5.4.6. Vérification des contraintes tangentielles.....	135
5.4.7. Diamètre max et Espacement.....	136
5.4.8. Calcul des armatures transversales	136
5.4.9. Conclusion	137
CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	138
6.1. Introduction	138
6.2. Critère de choix.....	138
6.3. Choix de type de fondation	138
6.4. Hypothèses de calcul.....	138
6.5. Semelle isole	139
6.6. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles.....	140
6.7. Radier général	141
6.8. Pré dimensionnement	142
6.9. Vérification au poinçonnement	143

6.10. Débordement « D »	143
6.11. Vérification de la contrainte du sol	144
6.12. Vérification de la stabilité au renversement.....	145
6.13. Condition de résistance au cisaillement	145
6.14. Les différentes sollicitations	146
6.15. Ferrailage radier.....	147
6.15.1 la dalle.....	147
6.15.2 Vérification au cisaillement	152
6.15.3 Calcul de l'espacement.....	153
6.15.4. Calcul de Ferrailage de la nervure.....	153
6.15.5. Vérification au cisaillement	157
6.15.6. Calcul de l'espacement.....	158
6.16. Conclusion.....	158
CHAPITRE 7 : ETUDE ECONOMIQUE.....	159
7.1. Introduction	159
7.2. Le management de projet	159
7.3. Objectif à atteindre	159
7.4. Cycle de vie	160
7.5. Planification	161
7.6. Types de systèmes d'élaboration	161
7.6.1. Avantage du système conception/construction.....	162
7.7. Mode de paiement	162
7.7.1. Description du mode de paiement au prix de revient majoré.....	162
7.8. Les différents intervenants dans le projet	163
7.9. Les ressource	164
7.9.1. Les ressources humaines	164
7.9.2. Les ressources matérielles et matériaux.....	165
7.10. Résultats obtenus	166
7.11. Diagramme de GANTT	166
7.12. Courbe S	168
7.13. Conclusion	168
CONCLUSION GENERAL.....	169
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE.....	170

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Plancher corps creux	2
Figure 1.2 : Diagramme contrainte de compression, déformation à l'ELU.....	5
Figure 1.3 : Diagramme contrainte, déformation à ELS.	6
Figure 1.4 : Diagramme déformation, contrainte de l'acier.	8
Figure 1.5 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	8
Figure 2.1 : Plancher corps creux.....	12
Figure 2.2 : Nervure.....	13
Figure 2.3 : Poutre principal.....	14
Figure 2.4 : Poutre Secondaire.....	14
Figure 2.5 : Poutre palière	15
Figure 2.6 : Section du poteau le plus sollicité.....	16
Figure 2.7 : Escalier à 2 volés	19
Figure 2.8 : schéma statique de l'escalier.....	20
Figure 2.9 : Dalle de la rampe d'accès.....	21
Figure 2.10 : Acrotère	23
Figure 3.1: Les types des poutrelles.....	26
Figure 3.2: poutrelle type2 RDC.....	27
Figure.3.3 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles type 2 (RDC) de la méthode des trois moments (ELU)	29
Figure 3.4 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles type 2 (RDC) SAP 2000 (ELU)	29
Figure 3.5: poutrelle type2 RDC.....	29
Figure 3.6 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles type 2 (RDC) de la méthode des trois moments (ELS)	32
Figure 3.7 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles type 2 (RDC) SAP 2000 (ELS)	32
Figure 3.8 : Une coupe en travée	42
Figure 3.9 : Une coupe en appui.....	42
Figure 3.10 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant SAP 2000 (ELU)	43
Figure 3.11 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant SAP 2000 (ELS)	43
Figure 3.12 : Ferrailage d'une coupe en travée et en appui de la poutre palière.	49
Figure 3.13 : schéma statique de l'escalier.....	50
Figure 3.14 : Schéma statique de l'escalier à (ELU) et (ELS).	50
Figure 3.15 : Diagrammes des sollicitations à l'ELU & ELS.	51

Figure 3.16 : Diagrammes des moments à l'ELU & ELS.	51
Figure 3.17 : dalle pleine d'escalier	51
Figure 3.18 : dalle pleine de la rampe	55
Figure 3.19 : Section de calcul de la rampe.....	56
Figure 3.20 : Diagrammes des moments à l'ELU.	57
Figure 3.21 : Coupe transversal de l'acrotère	63
Figure 3.22 : Section de calcul d'acrotère.....	64
Figure 3.23 : Ferrailage de l'acrotère.....	67
Figure 3.24 : Schéma d'un ascenseur mécanique.	68
Figure 3.25 : Chargement supporté par la dalle.	69
Figure 3.26 : Diagrammes des moments à l'ELU.	72
Figure 3.27 : Section de calcul de la dalle pleine.....	72
Figure 3.28 : Diagrammes des moments à l'ELS.	77
Figure 4.1 : Modélisation 3D de la structure sur le << sap 2000 >>.....	81
Figure 4.2 : Représentation d'un plancher sens(X-Y)	85
Figure 4.3 : La courbe de spectre de réponse R=4.....	89
Figure 4.4 : La courbe de spectre de réponse R=5.....	89
Figure 4.5 : Variante N°1(témoin)	91
Figure 4.6 : Variante N°2.....	92
Figure 4.7 : Variante N°3.....	92
Figure 4.8 : Variante N°4.....	93
Figure 4.9 : Variante N°5.....	93
Figure 4.10 : Variante N°6.....	94
Figure 4.11 : Variante N°7.....	94
Figure 4.12 : Variante N°7 final.....	95
Figure 4.13 : Modélisation 3D de la structure avec voiles sur le << sap 2000 >>.....	96
Figure 5.1: Ferrailage des poteaux	121
Figure 5.2 : Ferrailage de la poutre principale.....	126
Figure 5.3 : Ferrailage de la poutre secondaire.....	131
Figure 5.4 : diagramme des contraintes	134
Figure 6.1 : semelle isolé	139
Figure 6.2 : dimensions du radier.....	143
Figure 6.3 : déplacement maximum selon l'axe Z.....	145
Figure 6.4: Moment: M_{11} «ELU»	146
Figure 6.5: Moment: M_{22} «ELU»	147

Figure 6.6: Ferrailage de la nervure dans les deux sens	158
Figure 7.1 : Modèle à 4 phases d'un projet de développement.	160
Figure 7.2 : Cycle de vie d'un projet	161
Figure 7.3 : Calendrier du diagramme de GANTT.	167
Figure 7.4 : Une partie du diagramme de GANTT.	167
Figure 7.5: Courbe S.....	168

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1: récapitulation du pré dimensionnement.....	18
Tableau 2.2 : Dimensions minimales des voiles	18
Tableau 2.3: Charge du plancher terrasse inaccessible.....	21
Tableau 2.4: Charge du plancher étage courant.....	22
Tableau 2.5: Charge du plancher RDC.....	22
Tableau 2.6: Charge du plancher sous-sol.....	22
Tableau 2.7: Charge du palier.....	23
Tableau 2.8: Charge de la volée.....	23
Tableau 3.1: Charges supportées par les poutrelles.	25
Tableau 3.2 : Sollicitation à ELU et ELS des poutrelles (16+5) avant le changement	33
Tableau 3.3 : Sollicitation à ELU et ELS des poutrelles (20+5) après le changement.....	33
Tableau 3.4 : Ferrailage des poutrelles (16+5)	34
Tableau 3.5 : Sollicitation à ELU et ELS des poutrelles (20+5)	34
Tableau 3.6 : Ferrailage des poutrelles (20+5)	38
Tableau 3.7 : Tableau récapitulative du ferrailage des poutrelles.....	38
Tableau 3.8 : Tableau récapitulative des sollicitations à ELU et ELS de la poutre palière... ..	42
Tableau 3.9 : Tableau récapitulative du ferrailage de la poutre palière.....	49
Tableau 3.10 : Tableau récapitulative des efforts	51
Tableau 3.11 : Tableau récapitulative du ferrailage d'escalier.	55
Tableau 3.12 : moment isostatique des rectangles.....	70
Tableau 3.13 : moment isostatique des rectangles.....	76
Tableau 3.14 : Tableau récapitulative du ferrailage d'escalier.	78
Tableau 4.1 : Pénalité correspondante au critère.....	88
Tableau 4.2 : tableau de vérification des masses modales.....	96
Tableau 4.3 tableau de vérification des conditions du RPA.....	97
Tableau 4.4: Poids des différents niveaux.....	98
Tableau 4.5 : Centre de torsion des planchers.	99
Tableau 4.6 : Centre de masse de chaque niveau.	99
Tableau 4.7 : Les excentricités théoriques des planchers.....	100
Tableau 4.8 : Les excentricités accidentelles.....	101
Tableau 4.9: Les forces sismiques et l'effort tranchant de chaque niveau (pour R=4) avec programme MSE.	101
Tableau 4.10: Les forces sismiques et l'effort tranchant de chaque niveau (pour R=5) avec programme MSE.	101
Tableau 4.11: Les forces sismiques et l'effort tranchant de chaque niveau (pour R=5).... ..	103

Tableau 4.12: Les réactions à la base obtenue par SAP2000 (R=5).	104
Tableau 4.13 : Comparaison entre l'effort statique et dynamique.	104
Tableau 4.14 : Vérification des déplacements avec R = 5.....	105
Tableau 4.15 : Vérification au renversement(x-x).	106
Tableau 4.16 : Vérification au renversement (y-y).	106
Tableau 4.17 : Vérification de l'effet P- Δ (x-x)	107
Tableau 4.18 : Vérification de l'effet P- Δ (y-y)	108
Tableau 4.19 : tableau de vérification des masses modales et la période après le changement des poteaux.....	108
Tableau 4.20: Les forces sismiques et l'effort tranchant après le changement des poteaux de chaque niveau (pour R=5) avec programme MSE.	109
Tableau 4.21 : Comparaison entre l'effort statique et dynamique.	110
Tableau 4.22 : Vérification des déplacements avec (R = 5) après le changement des poteaux.....	110
Tableau 4.23 : Vérification au renversement(x-x) après le changement des poteaux.....	111
Tableau 4.24 : Vérification au renversement (y-y) après le changement des poteaux.....	111
Tableau 4.25: Vérification de l'effet P- Δ (x-x) après le changement des poteaux.	112
Tableau 4.26: Vérification de l'effet P- Δ (y-y) après le changement des poteaux.	112
Tableau 5.1 : vérification des poteaux sous les sollicitations normales.	114
Tableau 5.2 : vérification des nouveaux poteaux sous les sollicitations normales.	114
Tableau 5.3 : Sollicitations des poteaux de différents niveaux.....	115
Tableau 5.4 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	116
Tableau 5.5 : Calcul de l'excentricité et le moment fictif.....	118
Tableau 5.6 : Calcule des ferraillements longitudinaux des poteaux.....	118
Tableau 5.7 : Tableau récapitulatif du ferraillement longitudinal avec le minimum RPA.....	118
Tableau 5.8 : longueur de la zone nodale.....	119
Tableau 5.9 : La section des armatures transversal des poteaux.....	120
Tableau 5.10 : Ferraillement transversale des poteaux.....	120
Tableau 5.11: sollicitations des poutres principales.....	122
Tableau 5.12: Tableau récapitulatif du ferraillement des poutres.....	131
Tableau 5.13 : Sollicitations des voiles ($e_p=15\text{cm}$)	133
Tableau 5.14 : tableau du ferraillement des voiles avec différents combinaisons.....	135
Tableau 5.15 : Vérification des contraintes tangentielles.....	136
Tableau 6.1 : Calcule de surface des semelles isolées.....	140
Tableau 6.2 : Calcule de surface des semelles filantes.....	141
Tableau 6.3: Sollicitations du radier.	147
Tableau 6.4: ferraillements de la nervure et la dalle d'un radier nervuré	158

NOTATION

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\overline{\sigma_{bc}}$	Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma_{st}}$	Contrainte admissible d'acier
$\overline{\tau_u}$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression
f_{tj}	Résistance à la traction
f_{c28}	Résistance caractéristique a 28jours
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
Θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
I_y, i_y	Rayon de giration
μ_u	Moment ultime réduite
α	Position relative de la fibre neutre
z	Bras de levier
d	Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre
C_p	Facteur de force horizontal
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
W_i	Poids sismique au niveau « i »
CT	Coefficient de période
β	Coefficient de pondération

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET

1.1. Histoire du béton armé :

Il y a plus de deux mille ans, bien avant l'invention du béton armé, les Romains utilisaient déjà de la chaux vive comme liant.

Le jardinier français Joseph-Louis Lambot a été le premier à avoir l'idée d'utiliser une armature de métal dans les mortiers. S'inspirant des techniques de moulage en sculpture, il fabriqua avec du fil de fer et du mortier des caisses pour orangers et des réservoirs (en 1845), puis une barque (en 1849).

En 1855, il déposa un brevet pour cette combinaison de fer et de mortier qu'il baptisa le "fercement". Avec cette nouvelle technique, il construisit un canot qui passa inaperçu à l'Exposition universelle de Paris (en 1885).

1.2. Introduction :

Toute étude de projet d'un bâtiment a pour but d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage, afin d'assurer la sécurité des usagers.

Dans notre pays, on utilise souvent le béton armé comme matériaux de construction, parce qu'il est le moins cher par rapport aux autres matériaux et le mieux maîtrisé.

En plus, des méthodes de renforcements ont été développées dans le monde dans ce domaine-là tel que le renforcement par les matériaux composites.

1.3. Présentation de l'ouvrage :

Notre travail consiste à étudier un bâtiment relativement élancé (R+7+Sous-Sol) à usage multiple constitué de :

- Le sous-sol destiné comme un parking.
- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Du 1er au 7ème étage à usage d'habitation.

Le bâtiment est implanté à TLEMCEM classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de faible sismicité (Zone I)

1.4. Description géométrique :

Dimensions en élévation :

- Hauteur du bloc 26.24 m.
- Hauteur du sous-sol 3.20 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée et étage courant 2.88 m.

Dimensions en plan :

- Longueur totale 20.30 m.
- Largeur totale 17.19 m.

1.5. Conception de l'ouvrage :

1.5.1. Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisée en système de portiques « poteaux poutres».

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

1.5.2. Plancher :

- Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux (Figure 1.1)
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

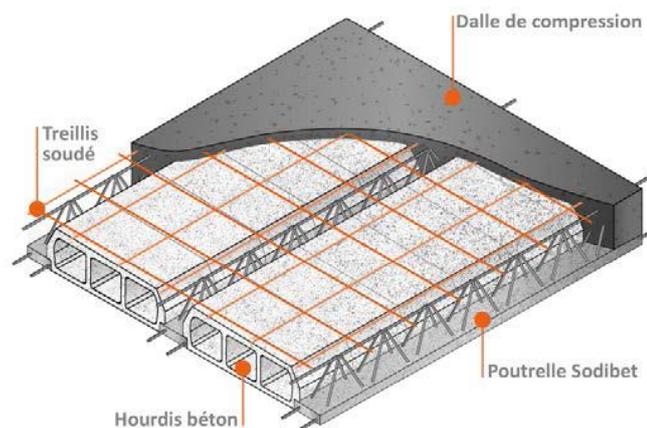


Figure 1.1 : Plancher corps creux.

1.5.3. Escaliers :

Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

1.5.4. Revêtement :

Le revêtement est constitué de:

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

1.5.5. La maçonnerie :

a. Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm, d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

b. Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

1.5.6. Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettent le déplacement vertical (elle fait le mouvement de va-et-vient) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

1.5.7. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60 cm et 65 cm et de 10 cm d'épaisseur.

1.5.8. Les fondations:

La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par un radier nervuré

1.6. Caractéristique des matériaux :

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE.

1.6.1. Béton:

On appelle béton, le matériau constitue par mélanges dans les proportions convenables

de ciment, de granulats et d'eau, le béton armé obtenu en enrobant dans du béton des aciers.

La masse volumique de béton armé est de 2.50 t/m³.

1.6.1.1. Résistance caractéristique à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPJ 42.5, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

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

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} * F_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ F_{cj} = 1.1 * F_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} * F_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ F_{cj} = F_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

1.6.1.2. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

D'après BAEL 91 modifiée 99 :

$$\text{Si : } f_{c28} \leq 60 \text{ MPA} \Rightarrow f_{tj} = 0,6 + 0,06 * f_{cj}$$

$$\text{Si : } f_{c28} > 60 \text{ MPA} \Rightarrow f_{tj} = 0,275 * (f_{cj})^{2/3}$$

Pour notre étude on va prendre :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA.}$$

1.6.1.3. Les états limites :

Une structure doit être conçue et calculée de telle manière qu'elle doit résister à toutes les sollicitations durant sa vie, elle doit aussi présenter des sécurités vis-à-vis de sa ruine ou d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité ou son aspect.

- Etat Limite Ultime de Résistance(E.L.U) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre

statique, rupture, flambement.

Le comportement réel du béton est modélisé par la (figure 1.2), d'après BAEL 91 modifié 99 :

Si : $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$ \Rightarrow La courbe est sous forme d'une parabole, avec :

$$\sigma_{bc} = 0,25 * f_{bc} * 10^3 * \varepsilon_{bc} * (4 - 10^3 * \varepsilon_{bc})$$

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

Si : $t > 24$ heures $\Rightarrow \varepsilon_{bc} = 1$

Si : $1 < t < 24$ heures $\Rightarrow \varepsilon_{bc} = 0,9$

Si : $t < 1$ heure $\Rightarrow \varepsilon_{bc} = 0,85$

Si : $2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$ \Rightarrow la courbe est sous forme d'une droite constante.

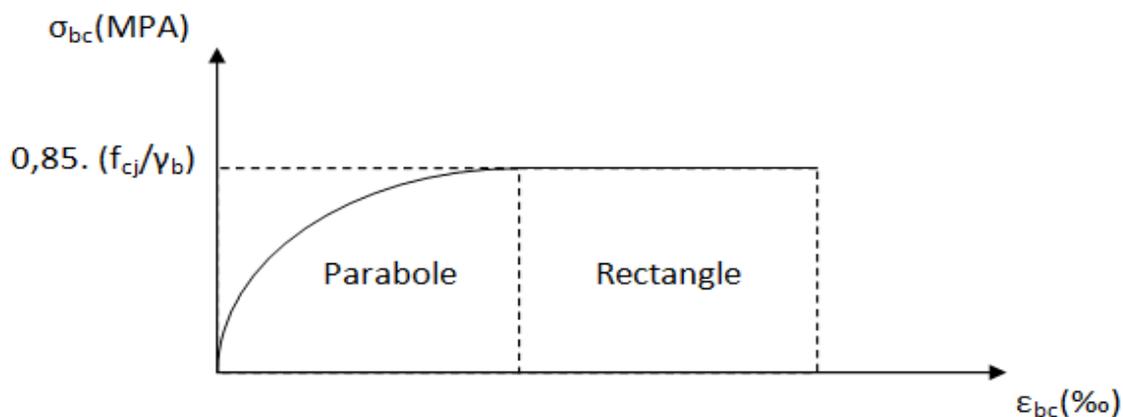


Figure 1.2 : Diagramme contrainte de compression, déformation à l'ELU.

NB : Pour notre cas la valeur : $0,85 * (f_{cj} / \gamma_b) = 14,17$ MPA

- Etat Limite de Service (E.L.S) (Figure 1.3) :

Consiste à équilibrer les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

Plus que les déformations sont faibles, alors on suppose que le béton reste dans le domaine élastique et on adopte la loi de Hooke, avec $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

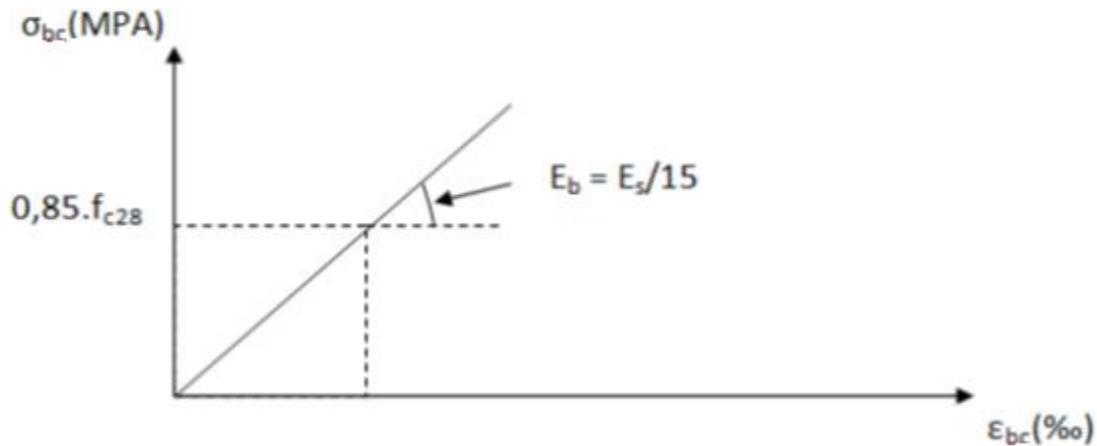


Figure 1.3 : Diagramme contrainte, déformation à ELS.

1.6.1.4. Coefficient de poisson :

(CBA 93 [ART 2.1.2.3] P8)

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.

$\nu = 0$ (zéro) pour le calcul des sollicitations.

1.6.1.5. Module de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantané, pour un chargement de courte durée, est donné par :

$E_{ij} = 11000 * (f_{cj}) * 1/3$, Avec $f_{cj} = f_{c28} = 25$ MPA.

$E_{ij} = 32164,195$ MPA.

Le module de déformation longitudinale différé, pour un chargement de longue durée, est donné par :

$E_{vj} = 3700 * (f_{cj}) * 1/3 = 10818.865$ MPA.

L'état limite service :

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

-Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

-Fissuration préjudiciable :

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 \times f_e; 110 \sqrt{(\eta * f_{tj})})$

$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63$ MPa

-Fissuration très préjudiciable :

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (1/2 \times f_e; 90 \sqrt{(\eta * f_{tj})})$

$\bar{\sigma}_{st} = \min (200; 164,97) = 164,97$ MPa

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses RL.

$\eta = 1,6$ Pour les armatures à haute adhérence HA.

1.6.2. Acier :

L'acier est l'association de Fer et Carbone. Le pourcentage de Carbone est de 0,5% à 2%, et en fonction de ce pourcentage on peut définir plusieurs qualités.

Les aciers présentent une grande ductilité et une forte résistance à la traction. Sa température de fusion varie de 1400° à 1600°, la densité varie entre 7,8 à 7,9 kg/dm³. Sa limite d'élasticité garantie est désignée par f_e .

On prévoit des aciers :

- Acier Ha FeE400 ($f_e = 400$ MPa), pour les armatures longitudinales.
- Acier RL FeE235 ($f_e = 235$ MPa), pour les armatures transversales.
- Acier TSL ($f_e = 500$ MPa), pour les treillis soudés.

L'acier est caractérisé par un module d'élasticité longitudinal pris égale à $E_s = 200000$ MPa.

1.6.2.1. Contrainte de calcul :

- L'état limite ultime :

Le diagramme ci-dessus (Figure 1.4) représente les variations contrainte-déformation de l'acier.

D'où : $\epsilon_s = \sigma_s / E_s$ avec $\sigma_s = f_e / \gamma_s$.

γ_s : est le coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1$ dans le cas accidentel.

$\gamma_s = 1,15$ dans cas durable ou transitoire

Avec : $E_s = 200000$ MPA (Module d'élasticité).

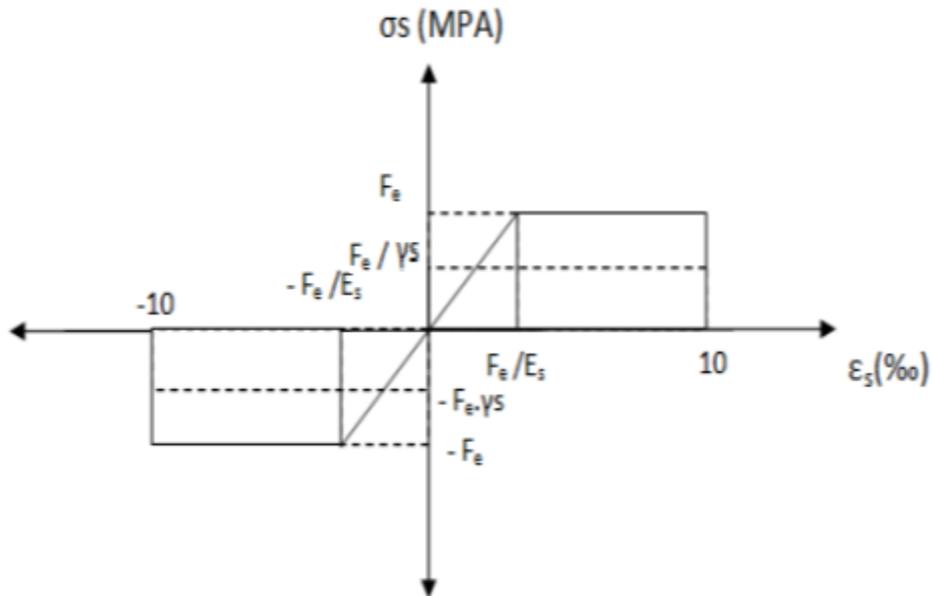


Figure 1.4 : Diagramme déformation, contrainte de l'acier.

Le diagramme de calcul des aciers à l'ELU se déduit en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport.

1.6.3. Diagramme de déformation d'une section en béton armé :

On distingue les trois domaines 1, 2 et 3 et les trois pivots A, B et C représentatifs de la déformation par l'un des quels doivent passer les diagrammes de déformation (Figure 1.5)

Les calculs sont effectués à l'aide de la méthode des trois pivots écrite dans le code CBA93 (Art, A.4.3.3, P22).

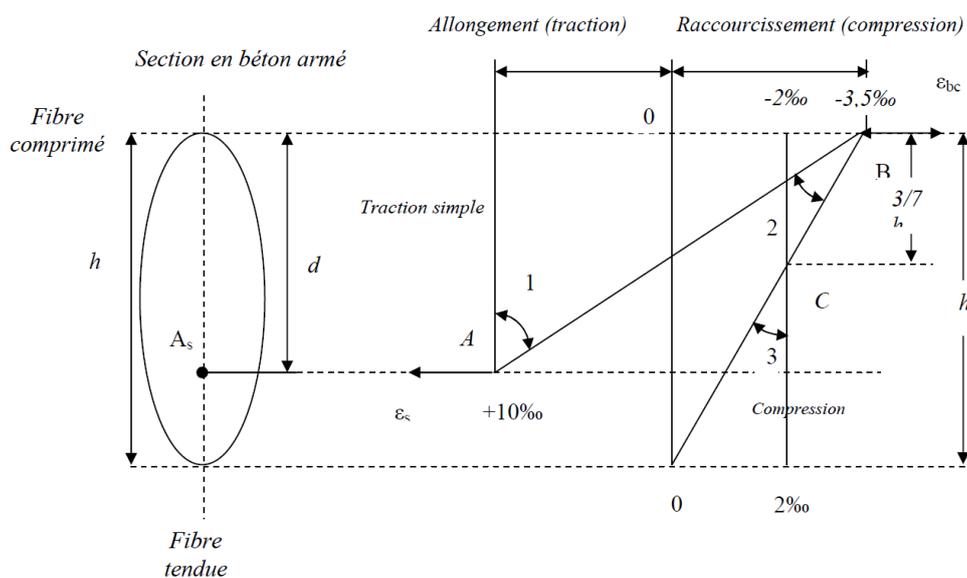


Figure 1.5 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

A. Pivot (A) region1 :

Allongement de l'acier le plus tendu : $\epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$.

Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

B. Pivot (B) region2 :

Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\epsilon = 3,5 \cdot 10^{-3}$.

Pièces soumises à la flexion simple ou composée.

C. Pivot (C) region3 :

Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée:

$\epsilon_{bc} = 2 \cdot 10^{-3}$.

Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple

1.6.4. Contrainte ultime de cisaillement :

- Cas d'armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) :

$\tau_u < \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2F_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow$ Fissuration peu préjudiciable.

- Cas d'armatures inclinées ($\alpha = 45^\circ$) :

$\tau_u < \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15F_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

1.7. Les sollicitations de calcul vis-à-vis les états limites :

- Etats limites ultimes :

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

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

S'il y a une intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, alors il faudra appliquer les règles parasismiques Algériennes qui ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$G + Q \pm E$

$0,8 \cdot G \pm E \Rightarrow$ (Pour les poutres).

$G + Q \pm 1,2 \cdot E \Rightarrow$ (Pour les poteaux).

Avec:

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: effort de séisme.

- Etat limite de service :

La combinaison d'action suivante : $G+Q$.

1.8. Méthodes de calcul :

Il y a deux méthodes de calcul retenues par le RPA :

a. Méthode statique équivalente :

Seuls les coefficients D et R (coefficient de comportement) ont été modifiés, et introduction d'une nouvelle formule empirique pour l'estimation de la période d'un ouvrage.

c. Méthode dynamique modale spectrale :

Introduite comme méthode de calcul à adopter dans tous les cas, en particulier dans les situations où la première méthode ne s'applique pas.

1.9. Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818,865 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$
- Limite d'élasticité des armatures longitudinales : $f_e = 400 \text{ MPa}$ [HA].
- Limite d'élasticité des armatures transversales : $f_e = 235 \text{ MPa}$ [RL].

CHAPITRE 2 : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

2.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des sections des différents éléments résistants sera fait selon les règles du BAEL91 et le RPA99 version 2003, pour déterminer des dimensions économiques et d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- ❖ Sollicitations verticales : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- ❖ Sollicitations horizontales : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

2.2. Pré dimensionnement :

2.2.1. Plancher :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement...) , et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...).

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003.

Dans ce projet les planchers sont des corps creux.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- ❖ La facilité de réalisation.
- ❖ Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 4.92 m).
- ❖ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- ❖ Jouer sur les critères économiques.

2.2.1.1. Plancher corps creux : (Figure 2.1)

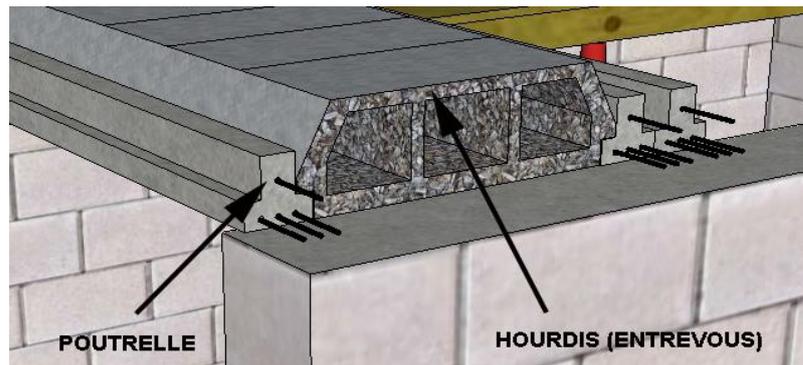


Figure 2.1 : Plancher corps creux

On utilise la condition de la flèche pour déterminer l'épaisseur des planchers h_p .

$$h_p \geq \frac{L}{22.5}$$

L : plus grande portée dans le sens considéré.

$$L = 4.62 \text{ m} \rightarrow h_p \geq \frac{L}{22.5} = \frac{462}{22.5} = 20.53 \text{ cm}$$

$h_p \geq 20.53 \text{ cm}$ donc on prend un plancher (16+5)

Après le ferrailage des poutrelles on a augmenté la hauteur en (20+5 cm) pour minimiser le ferrailage en appuis de (T20+T16) vers 2T16. [Chapitre 3 (Tableau 3.4) (P34)]

Donc :

$$h = (20 + 5) \text{ cm}$$

20 cm pour le corps creux.

5 cm pour la dalle de compression.

2.2.1.2. Nervure :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) (Figure 2.2) de caractéristique géométrique suivant :

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2 * b_1$

Avec $8 \leq b_0 \leq 14$ on prend $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 = \min\left(\frac{b - b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

Avec : L : la plus petite portée des poutrelles

$$b = 65 \text{ cm} \quad b_0 = 12 \text{ cm} \quad L_{\min} = 280 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{65 - 12}{2}; \frac{280}{10}\right)$$

$$b_1 = \min(26.5; 28)$$

$b_1=26.5 \text{ cm}$

Le min b_1 doit satisfaire aux conditions de RPA99 Version 2003.

$$\begin{cases} b_1 \leq b - \frac{b_0}{2} = 65 - \frac{12}{2} = 59 & \rightarrow 26.5 \leq 59 & \text{CV} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{462}{10} = 46.2 & \rightarrow 26.5 \leq 46.2 & \text{CV} \\ b_1 \leq \min(6h_0; 8h_0) = \min(6 * 5; 8 * 5) = \min(30; 40) & \rightarrow 26.5 \leq 30 & \text{CV} \end{cases}$$

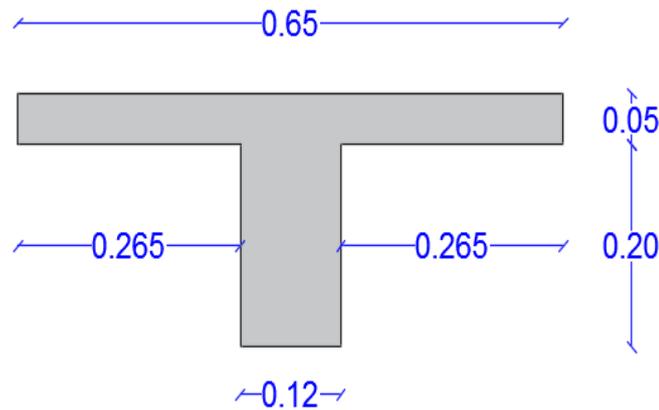


Figure 2.2 : Nervure

2.2.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec des armatures en acier chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.

Le chargement ou encore les charges agissant sur les poutres de plancher sont essentiellement des charges verticales (poids propre, et surcharges d'exploitation, ou de neige).

A noter que ces surcharges sont supposées uniformément réparties mais parfois ces mêmes charges peuvent être ponctuelles.

D'après le R.P.A99 et BAEL 91 les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes:

BAEL91 :

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

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

Vérification d'après RPA99 V 2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4$$

2.2.2.1. Poutre principal : (Figure 2.3)

$L_{max} = 5.55$ m (entre axe)

$$\frac{555}{15} \leq h \leq \frac{555}{10} \rightarrow 37 \leq h \leq 55.5 \rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

$$0.3 * 50 \leq b \leq 0.7 * 50 \rightarrow 15 \leq b \leq 35 \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$h/b \leq 4 \quad 1.66 \leq 4 \quad \text{CV}$$

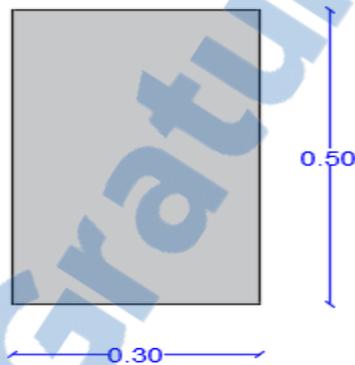


Figure 2.3 : Poutre principal.

2.2.2.2. Poutre Secondaire : (Figure 2.4)

$L_{max} = 4.92$ m

$$\frac{492}{15} \leq h \leq \frac{492}{10} \rightarrow 32.8 \leq h \leq 49.2 \rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$0.3 * 35 \leq b \leq 0.7 * 35 \rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$h/b \leq 4 \quad 1.17 \leq 4 \quad \text{CV}$$

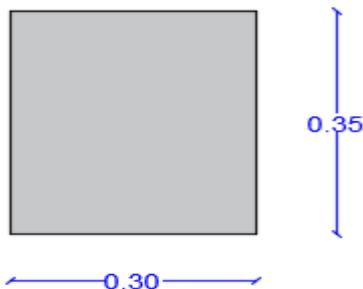


Figure 2.4 : Poutre Secondaire.

2.2.2.3. Poutre palière : (Figure 2.5)

$$L_{\max} = 4.08 \text{ m}$$

$$\frac{408}{15} \leq h \leq \frac{408}{10} \rightarrow 27.2 \leq h \leq 40.8 \rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$0.3 * 30 \leq b \leq 0.7 * 30 \rightarrow 9 \leq b \leq 21 \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$h/b \leq 4 \quad 1.17 \leq 4 \quad \text{CV}$$

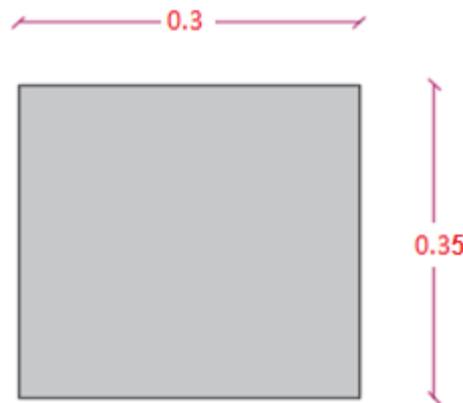


Figure 2.5 : Poutre palière.

2.2.3. Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S comme le montre la (figure 2.6).

Avec : S est la surface supporté par le poteau le plus défavorable.

On suppose une charge moyenne de $1 \text{ (t/m}^2\text{)}$ par étage.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions

Suivantes :

- $\text{Min (a, b)} \geq 25 \text{ cm}$ en zones I et II (art, 7.4.1, P65, RPA 99 V03)

- $\text{min(a, b)} \geq \frac{h_e}{20}$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

h_e : hauteur d'étage

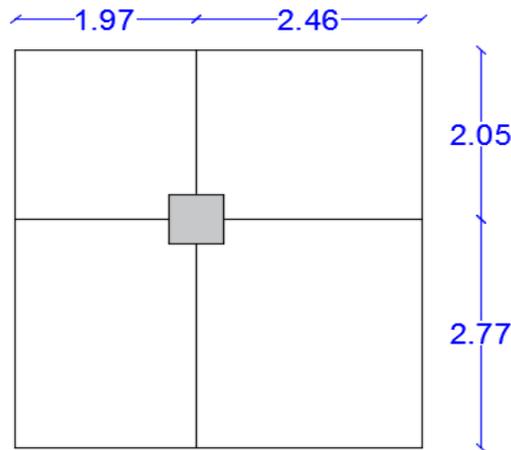


Figure 2.6 : Section du poteau le plus sollicité.

N_u : étant la charge verticale a l'ELU.

Avec : $N_u = P_u * S * n$

P_u : charge du plancher

$P_u = 1 \text{ t/m}^2$

S :surface supporté par le poteau le plus sollicité

$S = 4,82 * 4,425 = 21,33 \text{ m}^2$

n : nombre d'étage. ($n = 9$)

$N_u = 1 * 21,33 * 9 = 191,97 \text{ t.}$

$N_u = 1,92 \text{ MN.}$

➤ Section réduite

$$B_r \geq \frac{\beta * N_u}{\frac{F_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 * f_e}{100 * \gamma_s}}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 * (\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = (0,85 * \lambda^2) / 1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe sur un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1,15$ (cas générale)

$$f_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

Avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1.5$ Cas générale

$\theta = 1$ (charge > 24 heures)

$$f_{bc} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$B_r \geq \frac{1.2 * 1.92}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 * 400}{100 * 1.15}} = 0.12 \text{ m}^2$$

$$a \geq \sqrt{B_r}$$

$$a \geq 35 \text{ cm}$$

On prend $a = b = 45 \text{ cm}$

➤ Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003:

$$\text{Min}(45, 45) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\text{min}(45, 45) \geq \frac{320}{20} = 16 \quad \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4 \quad \text{CV}$$

➤ Vérification du poteau au flambement :

– Calcul de moment d'inertie

$$A = b$$

$$I_x = I_y = \frac{a^4}{12} = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4$$

– Rayon de giration i_x, i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{341718.75}{2025}} = 12.99 \text{ cm}$$

– Calcul de l'élancement

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

$$l_f = 0.7 * L_0 \text{ (cas générale)}$$

$$L_0 = 3.20 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7 * 3.20 = 2.24 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{224}{12.99} = 17.24 < 50$$

Donc le flambement est vérifié.

Niveau	N°	he [cm]	a, b [cm]	Nu [MN]	λ_x, λ_y [cm]	$\lambda < 50$
ss	9	320	45	1,92	17,24	CV
RDC	8	288	45	1,71	15,36	CV
1	7	288	40	1,49	17,27	CV
2	6	288	40	1,28	17,27	CV
3	5	288	35	1,07	19,75	CV
4	4	288	35	0,85	19,75	CV
5	3	288	30	0,64	23,04	CV
6	2	288	30	0,43	23,04	CV
7	1	288	30	0,21	23,04	CV

Tableau 2.1: récapitulation du pré dimensionnement

Remarque :

Il y'a un changement de pré-dimensionnement des poteaux après étude dynamique dans le Chapitre 5.

2.2.4. Pré-dimensionnement des voiles de contreventement :

Selon RPA99V2003, notre bâtiment appartient à la zone I (TLEMCEN).

- Nombre d'étage ≥ 5 étages on a 9 Niveaux

- La hauteur ≥ 17 m Ht = 26.24 m

❖ Vérification des conditions

$L \geq 4a$

L : Longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

$a \geq he/20$

$a \geq 15$ cm

he : Hauteur d'étage.

- Voile pour sous-sol

he=320-25 = 295 cm

$a \geq 295/20 = 14.75$ cm

Donc on prend $a = 15$ cm

$L > 4*15 = 60$ cm

Niveau	he [cm]	a [cm]	Lmin [cm]
SS	295	15	60
RDCEt7	260	15	60

Tableau 2.2 : Dimensions minimales des voiles.

2.2.5. Pré-dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. (Figure 2.7)

Un escalier est déterminé par :

- La montée (hauteur à gravir) H ;
- L'emmarchement (largeur utile) E ;
- Son giron g ;
- Sa hauteur de marche h;

Hauteur de marche (valeur moyenne) : $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

On prend $h = 16 \text{ cm}$

Avec :

$H = 2.88 \text{ m}$

– Relation de Blondel :

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel:

$$0.59 \leq 2 \cdot h + g \leq 0.66 \quad [\text{m}]$$

$$0.27 \leq g \leq 0.34$$

Donc on prend $g = 30 \text{ cm}$

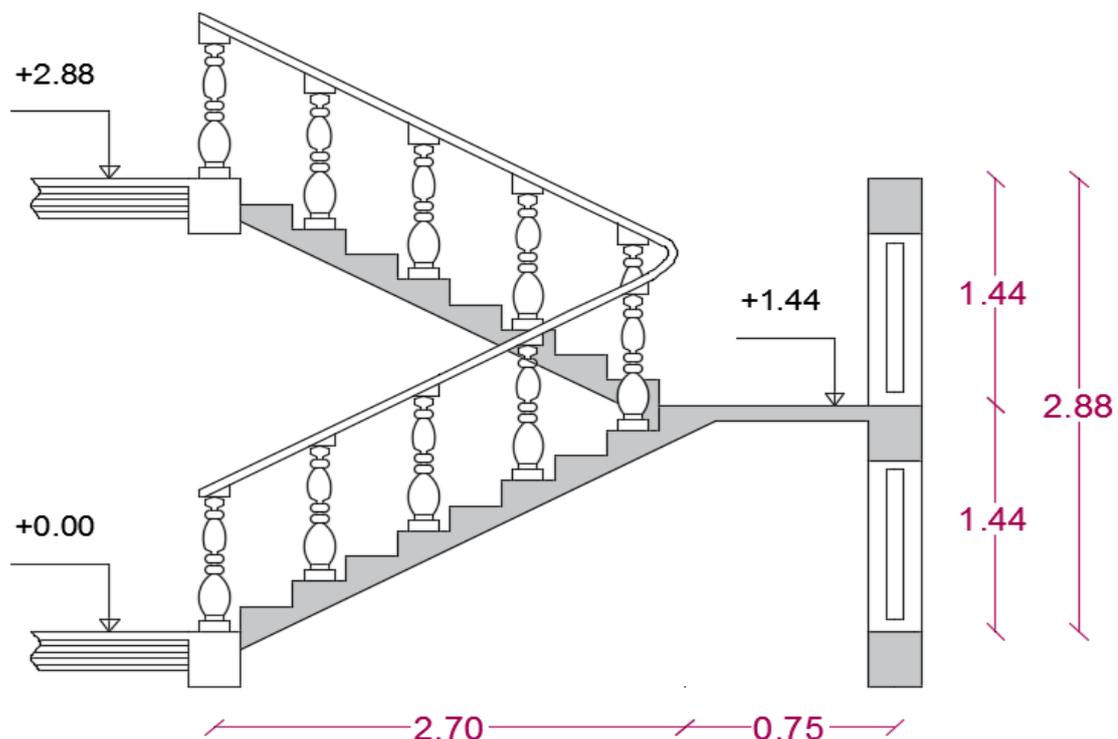


Figure 2.7 : Escalier à 2 volés.

Etude des escaliers:

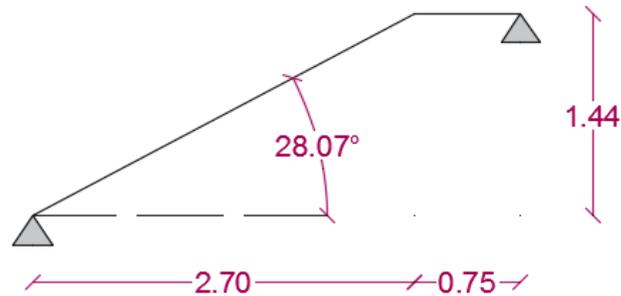


Figure 2.8 : schéma statique de l'escalier.

- Hauteur d'étage : $h_e = 288$ cm
- Hauteur de gravir : $H_1 = H_2 = 144$ cm
- Choix de la hauteur marches : $h = 16$ cm
- le giron $g = 30$ cm
- Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{H_1}{h} = \frac{144}{16} = 9 \text{ marches}$$

$$L = 270 \text{ cm}$$

$$\text{-- Inclinaison } \operatorname{tg} \alpha = \frac{H_1}{L} = \frac{144}{270} = 0.53 \rightarrow \alpha = 28.07^\circ$$

- épaisseur du volé

$$\frac{L}{20 \cos \alpha} \leq EP \leq \frac{L}{15 \cos \alpha} \Leftrightarrow \frac{270}{20 \cos 28.07} \leq EP \leq \frac{270}{15 \cos 28.07}$$

$$15.30 \leq EP \leq 20.40$$

Donc on prend $EP = 16$ cm

-Epaisseur palier

$$L = 75 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{20} \leq EP \leq \frac{L}{15} \Leftrightarrow \frac{75}{20} \leq EP \leq \frac{75}{15}$$

$$3.75 \leq EP \leq 5$$

Donc on prend $EP = 12$ cm

2.2.6. Pré-dimensionnement de la rampe d'accès : (Figure 2.9)

$$L_x = 2.5 \text{ m}$$

$$L_y = 3.82 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2.5}{3.82} = 0.65$$

$$0.4 \leq 0.65 \leq 1$$

Donc la dalle est considérée comme portant dans les deux directions.

$$h \geq \frac{L_x}{40} = \frac{250}{40} = 6.25 \text{ cm}$$

Donc on prend le minimum $h = 0.15 \text{ m}$

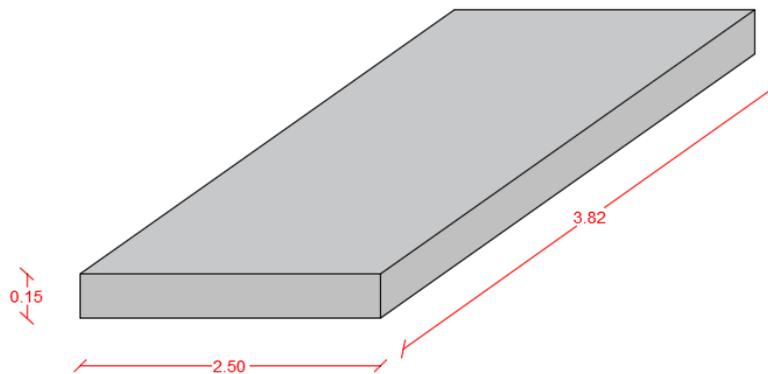


Figure 2.9. Dalle de la rampe d'accès.

2.3. Évaluation des charges et surcharges DTR (B.C2-2) :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Pour dimensionner les éléments (planchers, acrotère, poteaux,) on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

2.3.1. Plancher terrasse inaccessible :

N°	Désignation	Epaisseur [m]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Protection gravillon	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	/	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique	0,04	0,5	0,02
5	Dalle de compression	0,05	25	1,25
6	corps creux	0,2	/	2,6
7	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
			G	7,24
			Q	1

Tableau 2.3: Charge du plancher terrasse inaccessible.

2.3.2. Plancher étage courant (Habitation) :

N°	Désignation	épaisseur [m]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)	
1	cloison d'intérieure	0,1	/	0,9	
2	carrelage	0,02	20	0,4	
3	mortier de pose	0,02	20	0,4	
4	couche de sable	0,02	18	0,36	
5	Dalle de compression	0,05	25	1,25	
6	corps creux	0,2	/	2,6	
7	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2	
				G	6,11
				Q	1,5

Tableau 2.4: Charge du plancher étage courant.

2.3.3. Plancher RDC (Commercial) :

N°	Désignation	épaisseur [m]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)	
1	cloison d'intérieure	0,1	/	0,9	
2	carrelage	0,02	20	0,4	
3	mortier de pose	0,02	20	0,4	
4	couche de sable	0,02	18	0,36	
5	Dalle de compression	0,05	25	1,25	
6	corps creux	0,2	/	2,6	
7	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2	
				G	6,11
				Q	4

Tableau 2.5: Charge du plancher RDC.

2.3.4. Plancher sous-sol :

N°	Désignation	épaisseur [m]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)	
1	cloison d'intérieure	0,1	/	0,9	
2	Dalle de compression	0,07	25	1,25	
3	Chape	0,04	25	1	
				G	3,15
				Q	2,5

Tableau 2.6: Charge du plancher sous-sol.

2.3.5. Escalier :

❖ Palier pour 1 ml

N°	Désignation	épaisseur [m]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	carrelage	0,02	20	0,4
2	mortier de pose	0,02	20	0,4
3	poids propre du palier	0,12	25	3
4	Enduit en Ciment	0,02	20	0,4
			G	4,2
			Q	2,5

Tableau 2.7: Charge du palier.

❖ volée pour 1 ml

N°	Désignation	épaisseur [m]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Garde-corps	0,1	10	1
2	carrelage horizontal	0,02	20	0,4
3	mortier de pose H	0,02	20	0,4
4	carrelage vertical	0,02	$20 * 16/30$	0,21
5	mortier de pose V	0,02	$20 * 16/30$	0,21
6	Marche BA	0,08	$25/\cos 28.07$	2,67
7	Volée BA	0,16	$25/\cos 28.07$	4,53
8	Enduit en Ciment	0,02	$20/\cos 28.07$	0,45
			G	9,87
			Q	2,5

Tableau 2.8: Charge de la volée.

2.3.6. Acrotère :

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

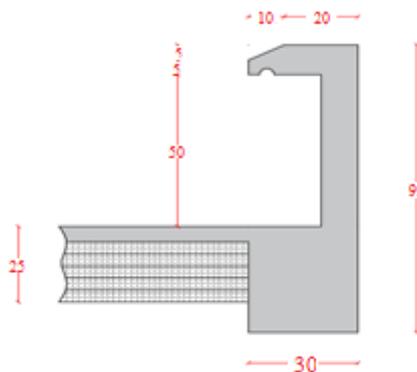


Figure 2.10: Acrotère.

$$S = (0.6 \times 0.10) + (0.05 \times 0.02) + (0.05 \times 0.05 / 2) + (0.05 \times 0.1) = 0.076 \text{ m}^2$$

$$G_{acr} = 25 \times 0.076 = 1.90 \text{ KN/m}$$

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

2.4. Conclusion

Cette partie du projet nous a permis d'avoir une idée sur les dimensions des éléments structuraux afin d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

CHAPITRE 3: ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

3.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, donc l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

3.2.Étude du plancher :

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux (16+5 = 21 cm)

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression

Après le ferrailage des poutrelles on a augmenté la hauteur en (20+5 cm) pour minimiser le ferrailage en appuis de (T20+1T16) vers (2T16). [Chapitre 3 (Tableau 3.4)(P34)]

D'après le B.A.E.L 91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments

Fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

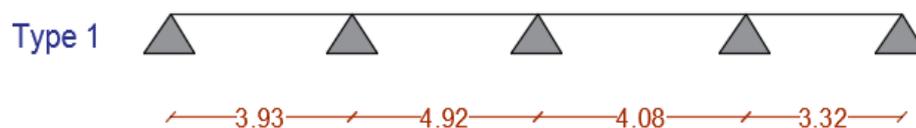
On a opté pour la méthode des trois moments ainsi que le logiciel SAP2000, pour évaluer les moments et les efforts tranchants.

Niveau	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	b [m]	Combinaisons	
				ELU $Q_u = b * (1,35G + 1,5Q)$	ELS $Q_s = b * (G + Q)$
Terrasse inaccessible	7,24	1	0,65	7,33	5,36
étage courant	6,11	1,5	0,65	6,82	4,95
RDC	6,11	4	0,65	9,26	6,57

Tableau 3.1: Charges supportées par les poutrelles.

3.2.1. Calcul des poutrelles:

3.2.1.1. Type de poutrelles :



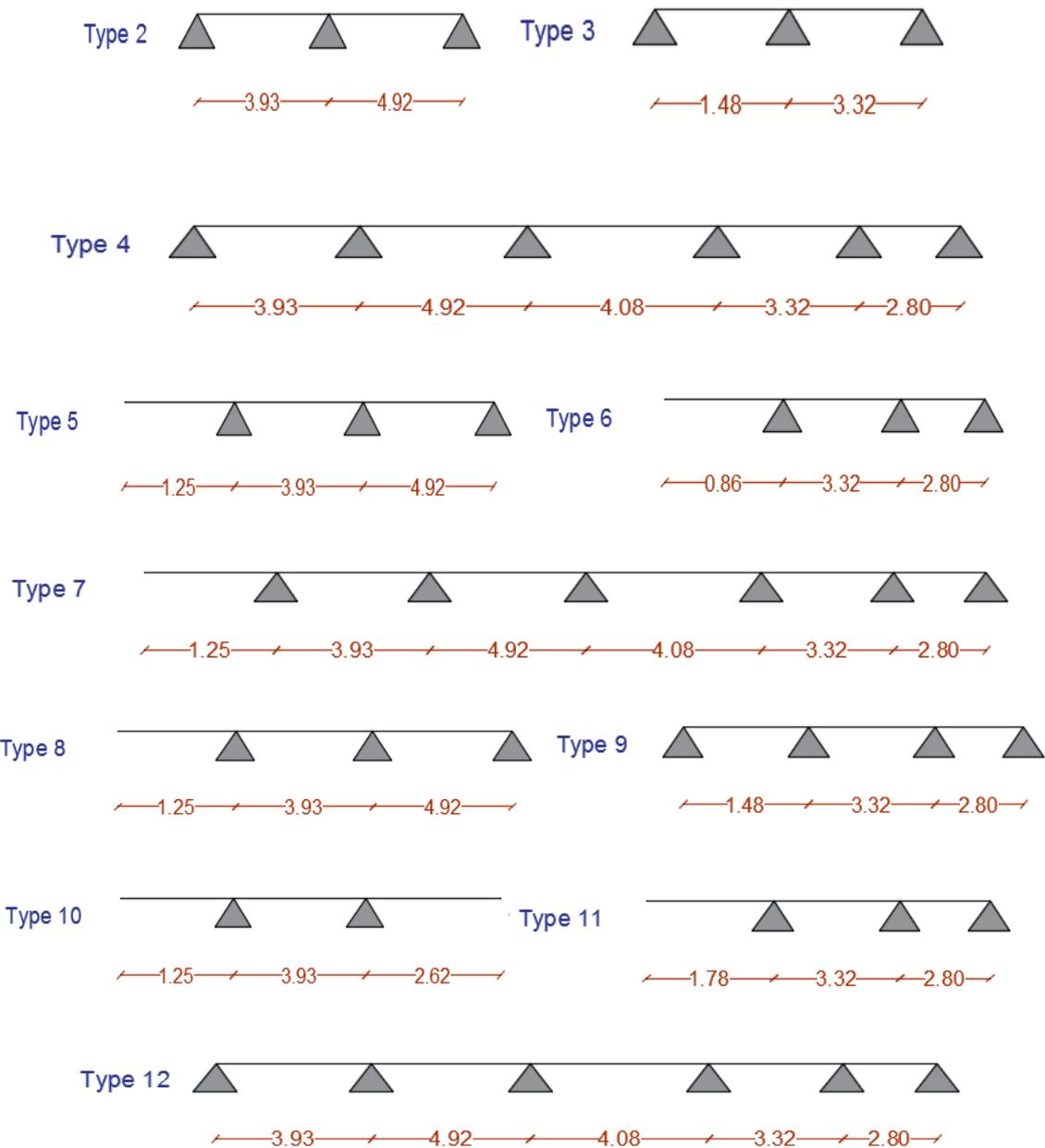


Figure 3.1: Les types des poutrelles.

3.2.1.2. Détermination des efforts internes :

Par la méthode des trois moments

Après le changement de la hauteur on applique cette méthode sur la poutrelle (20+5)

[Chapitre 3 (Tableau 3.4) (P34)].

*ELU

- ❖ Calcule du moment en appui : (Figure 3.2)



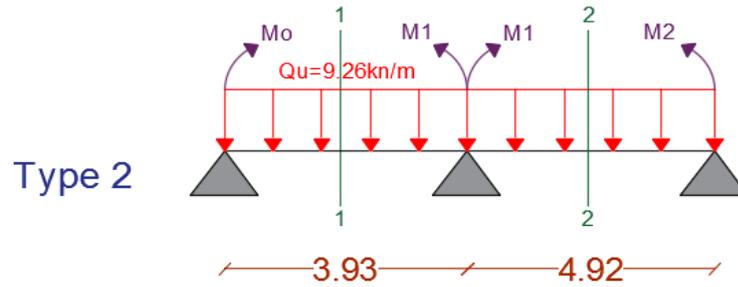


Figure 3.2: poutrelle type 2 RDC.

$$M_0 * L_1 + 2M_1 * (L_1 + L_2) + M_2 * L_2 = -6EI * (W_{g1} + W_{d1})$$

Avec :

$$W_{g1} = \frac{-P_w * L_{1w}^3}{24 EI}$$

$$W_{d1} = \frac{-P_e * L_{1e}^3}{24 EI}$$

Et $M_0 = M_2 = 0$

$L_1 = 3.93 \text{ m}$

$L_2 = 4.92 \text{ m}$

$Qu = 9.26 \text{ KN/m}$

$$M_1 = \frac{-(P_w * L_1^3 + P_e * L_2^3)}{8 * (L_1 + L_2)} = \frac{-(9.26 * 3.93^3 + 9.26 * 4.92^3)}{8 * (3.93 + 4.92)}$$

$M_1 = -23.52 \text{ KN.m}$

❖ Calcul M_f et ET

✓ Travée (0,1)

$R_0 + R_1 - Qu * L_1 = 0$

$R_0 + R_1 = 36.392 \text{ KN}$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow R_0 * L - Qu * \frac{L^2}{2} - M_1 = 0$$

$$R_0 = 9.26 * \frac{3.93}{2} - \frac{23.52}{3.93}$$

$R_0 = 12.21 \text{ KN}$

$R_1 = 36.392 - 12.21$

$R_1 = 24.182 \text{ KN}$

Travée (1-1) $0 \leq x \leq 3.93$

$$M(x) = R_0 * x - Qu * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(3.93) = -23.52 \text{ KN.m}$$

$$T(X) = R_0 - Q_u * x$$

$$T(x) = 12.21 - 9.26 * x$$

$$T(0) = 12.21 \text{ KN}$$

$$T(3.93) = -24.18 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_0 - Q_u * x = 0$$

$$x = \frac{R_0}{Q_u} = \frac{12.21}{9.26}$$

$$X = 1.32 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.32) = 12.21 * 1.32 - 9.26 * 1.32^2 / 2$$

$$M_{\max} = 8.05 \text{ KN.m}$$

✓ Travée (1,2)

$$R_1 + R_2 - Q_u * L_2 = 0$$

$$R_1 + R_2 = 45.56 \text{ KN}$$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow R_2 * L_2 - Q_u * \frac{L_2^2}{2} - M_1 = 0$$

$$R_2 = 9.26 * \frac{4.92}{2} - \frac{23.52}{4.92}$$

$$R_2 = 18.00 \text{ KN}$$

$$R_1 = 45.56 - 18$$

$$R_1 = 27.56 \text{ KN}$$

Travée (2-2) $0 \leq x \leq 4.92$

$$M(x) = R_1 * x - Q_u * \frac{x^2}{2} + M_1$$

$$M(0) = -23.52 \text{ KN.m}$$

$$M(4.92) = 0 \text{ KN.m}$$

$$T(X) = R_1 - Q_u * x$$

$$T(x) = 27.56 - 9.26 * x$$

$$T(0) = 27.56 \text{ KN}$$

$$T(4.92) = -18.00 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_1 - Q_u * x = 0$$

$$x = \frac{R_1}{Q_u} = \frac{27.56}{9.26}$$

$$x = 2.98 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(2.98) = 27.56 * 2.98 - 23.52 - 9.26 * 2.89^2 / 2$$

$$M_{max} = 17.49 \text{ KN.m}$$

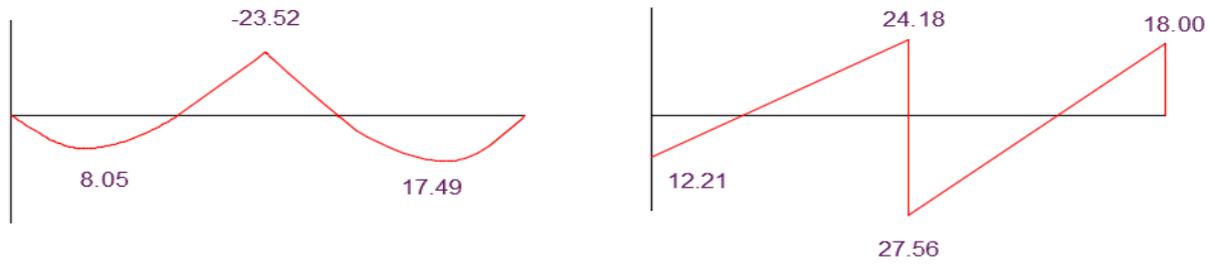


Figure 3.3 : Diagrammes des moments et l’effort tranchant des poutrelles type 2 (RDC) de la méthode des trois moments (ELU).

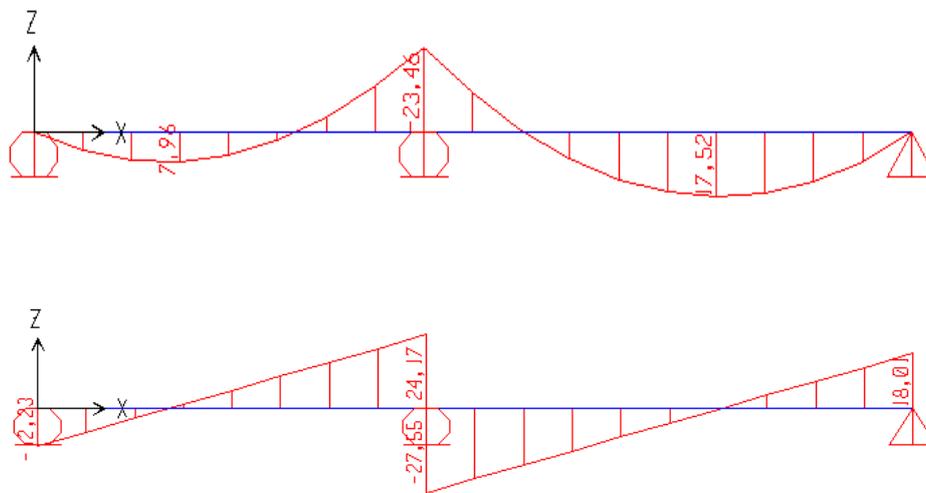


Figure3.4 : Diagrammes des moments et l’effort tranchant des poutrelles type 2 (RDC) SAP 2000 (ELU).

*ELS

❖ Calcul de moment en appui :

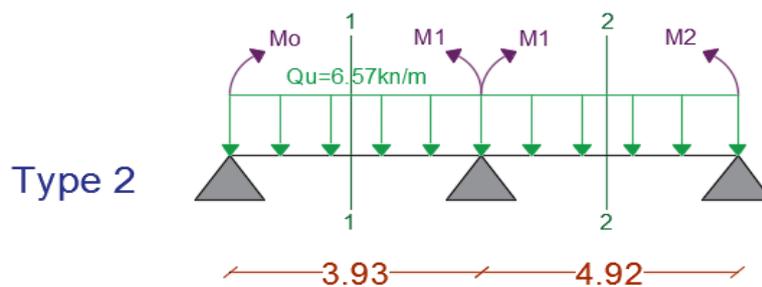


Figure 3.5: poutrelle type 2 RDC.

$$M_0 * L_1 + 2M_1 * (L_1 + L_2) + M_2 * L_2 = -6EI * (W_{g1} + W_{d1})$$

Avec :

$$W_{g1} = \frac{-P_w * L_{1w}^3}{24 EI}$$

$$W_{d1} = \frac{-P_e * L_{1e}^3}{24 EI}$$

$$\text{Et } M_0 = M_2 = 0$$

$$L_1 = 3.93 \text{ m}$$

$$L_2 = 4.92 \text{ m}$$

$$Q_s = 6.57 \text{ KN/m}$$

$$M_1 = \frac{-(P_w * L_1^3 + P_e * L_2^3)}{8 * (L_1 + L_2)} = \frac{-(6.57 * 3.93^3 + 6.57 * 4.92^3)}{8 * (3.93 + 4.92)}$$

$$M_1 = -16.68 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul Mf et ET

✓ Travée (0,1)

$$R_0 + R_1 - Q_s * L_1 = 0$$

$$R_0 + R_1 = 25.82 \text{ KN}$$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow R_0 * L - Q_s * \frac{L^2}{2} - M_1 = 0$$

$$R_0 = 6.57 * \frac{3.93}{2} - \frac{16.68}{3.93}$$

$$R_0 = 8.67 \text{ KN}$$

$$R_1 = 25.82 - 8.67$$

$$R_1 = 17.15 \text{ KN}$$

Travée (1-1) $0 \leq x \leq 3.93$

$$M(x) = R_0 * x - Q_s * \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(3.93) = -16.66 \text{ KN.m}$$

$$T(X) = R_0 - Q_s * x$$

$$T(x) = 8.67 - 6.57 * x$$

$$T(0) = 8.67 \text{ KN}$$

$$T(3.93) = -17.15 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_0 - Q_s * x = 0$$

$$x = \frac{R_0}{Q_s} = \frac{8.67}{6.57}$$

$$X = 1.32 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.32) = 8.67 * 1.32 - 6.57 * 1.32^2 / 2$$

$$M_{\max} = 5.72 \text{ KN.m}$$

✓ Travée (1,2)

$$R1 + R2 - Q_s * L2 = 0$$

$$R1 + R2 = 32.32 \text{ KN}$$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow R2 * L2 - Q_s * \frac{L2^2}{2} - M1 = 0$$

$$R2 = 6.57 * \frac{4.92}{2} - \frac{16.68}{4.92}$$

$$R2 = 12.77 \text{ KN}$$

$$R1 = 32.32 - 12.77$$

$$R1 = 19.55 \text{ KN}$$

Travée (2-2) $0 \leq x \leq 4.92$

$$M(x) = R1 * x - Q_s * \frac{x^2}{2} + M1$$

$$M(0) = -16.68 \text{ KN.m}$$

$$M(4.92) = 0 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R1 - Q_s * x$$

$$T(x) = 19.55 - 6.57 * x$$

$$T(0) = 19.55 \text{ KN}$$

$$T(4.92) = -12.77 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R1 - Q_s * x = 0$$

$$x = \frac{R1}{Q_s} = \frac{19.55}{6.57}$$

$$X = 2.98 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2.98) = 19.55 * 2.98 - 16.68 - 6.57 * 2.98^2 / 2$$

$$M_{\max} = 12.41 \text{ KN.m}$$

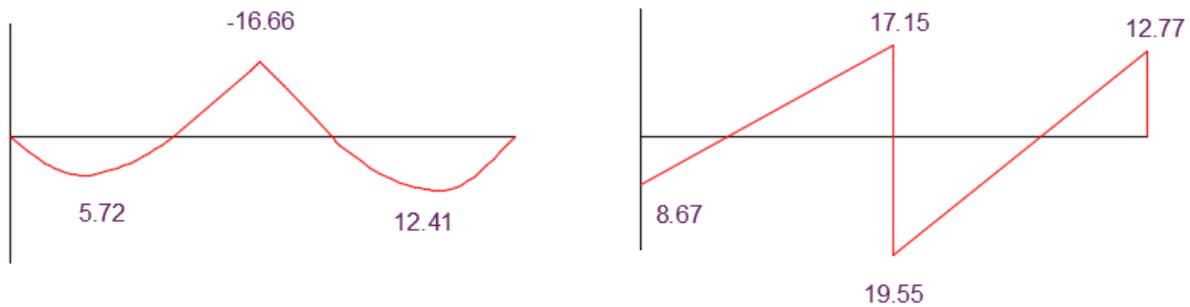


Figure 3.6 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles type 2 (RDC) de la méthode des trois moments (ELS).

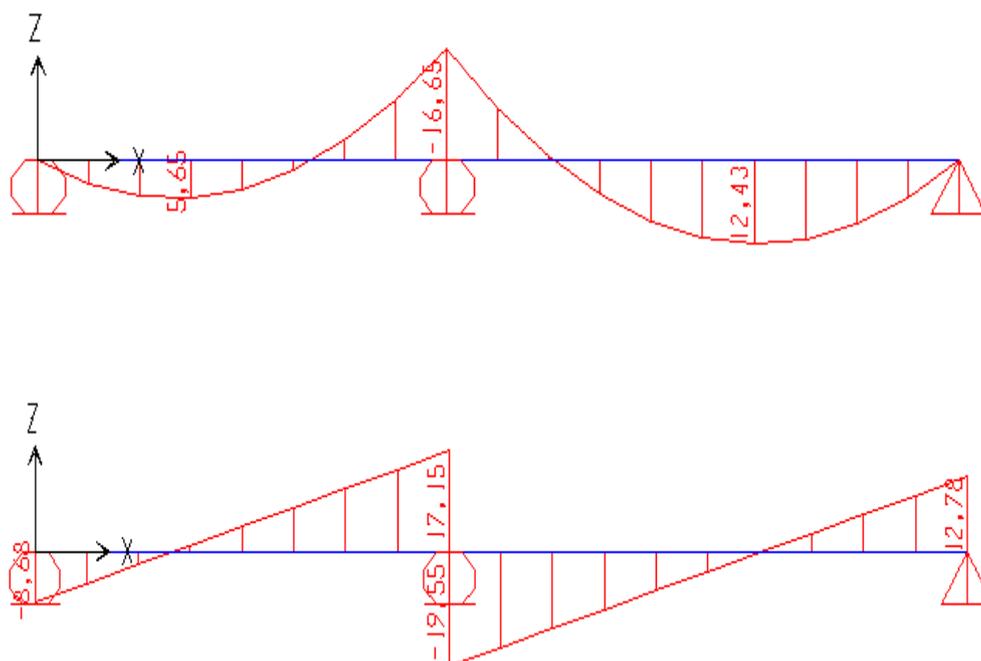


Figure 3.7: Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles type 2 (RDC) SAP 2000 (ELS).

Remarque

On les comparant avec les résultats du sap 2000 on remarque qu'ils sont presque identiques à cause de la négligence des chiffres après la virgule.

Les tableaux ci-après représentent une récapitulation des moments fléchissant et efforts tranchants agissant sur les poutrelles, en utilisant le logiciel SAP2000.

16+5							
	TYPE	M APP(KN.m)		MT(KN.m)		T(KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Rdc	1	18,29	12,95	10,04	7,11	-22,48	-15,92
	2	22,59	16	16,85	11,93	-26,51	-18,78
	3	9,19	6,51	8,09	5,73	-17,56	-12,44
	4	18,16	12,86	9,87	6,99	-22,35	-15,83
étagé	5	17,04	12,43	13,74	9,96	18,9	13,68
	6	7,07	5,12	4,34	3,14	12,15	8,8
	7	17,04	12,43	8,62	6,29	18,9	13,68
	8	17,04	12,43	13,74	9,96	18,9	13,68
	9	10,3	7,46	8,72	6,32	15,73	11,39
	10	22,22	12,43	-7,15	-5,22	18,9	13,68
	11	17,12	12,4	4,79	3,47	-14,97	-10,84
terrasse inc	7	13,19	9,64	8,52	6,22	17,41	12,72
	10	23,95	17,49	0,24	-1,58	18,42	-13,35
	11	18,45	13,48	5,16	3,77	-16,13	-11,78
	12	19,18	13,7	10,43	7,45	-23,62	-16,86

Tableau 3.2 : Sollicitation à ELU et ELS des poutrelles (16+5) avant le changement

[Chapitre 3 (Tableau 3.4) (P34)].

20+5							
	TYPE	M APP(KN.m)		MT(KN.m)		T(KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Rdc	1	19	13,48	10,44	7,41	-23,36	-16,57
	2	23,46	16,65	17,52	12,43	-27,55	-19,55
	3	9,52	6,75	18,42	15,98	-18,24	-12,94
	4	18,86	13,38	10,27	7,28	-23,23	-16,48
étagé	5	17,32	12,63	14,43	10,47	-19,53	-14,15
	6	7,44	5,4	4,58	3,32	12,81	9,29
	7	17,32	12,63	9,03	6,56	19,34	14,01
	8	17,32	12,63	14,43	10,47	-19,53	-14,15
	9	10,85	7,86	9,2	6,67	16,58	12,02
	10	23,42	16,98	-7,2	-5,26	19,34	14,01
	11	18,05	13,08	5,04	3,66	-15,77	-11,43
terrasse inc	7	13,84	10,12	8,93	6,53	18,27	13,36
	10	25,15	18,38	0,25	-1,58	19,34	13,42
	11	19,38	14,17	5,42	3,96	-16,94	-12,38
	12	19,89	14,22	10,82	7,74	-24,56	-17,51

Tableau 3.3 : Sollicitation à ELU et ELS des poutrelles (20+5) après le changement

[Chapitre 3 (Tableau 3.4) (P34)].

3.2.1.3. Détermination des armatures des poutrelles :

16+5											
	TYPE	μ		α		z		Ast		Asa	
		TRAV	APP	TRAV	APP	TRAV	APP	TRAV (cm ²)	Fer (cm ²)	APP (cm ²)	Fer (cm ²)
Rdc	1	0,031	0,301	0,039	0,462	0,186	0,154	1,55	2T12=2,26	3,41	T16+T14=3,55
	2	0,051	0,372	0,066	0,617	0,184	0,142	2,63	2T14=3,08	4,56	T20+T16=5,15
	3	0,025	0,151	0,031	0,206	0,187	0,173	1,25	2T12=2,26	1,52	T14=1,54
	4	0,030	0,299	0,038	0,457	0,186	0,154	1,52	2T12=2,26	3,38	T16+T14=3,55
étage	5	0,042	0,281	0,053	0,422	0,185	0,157	2,14	2T12=2,26	3,12	T14+T16=3,55
	6	0,013	0,116	0,017	0,155	0,188	0,177	0,66	2T12=2,26	1,15	T14=1,54
	7	0,026	0,281	0,033	0,422	0,186	0,157	1,33	2T12=2,26	3,12	T14+T16=3,55
	8	0,042	0,281	0,053	0,422	0,185	0,157	2,14	2T12=2,26	3,12	T14+T16=3,55
	9	0,027	0,170	0,034	0,234	0,186	0,171	1,34	2T12=2,26	1,73	T16=2,01
	10	-0,022	0,366	-0,027	0,602	0,191	0,143	1,08	2T12=2,26	4,45	T20+T16=5,15
	11	0,015	0,282	0,018	0,424	0,188	0,157	0,73	2T12=2,26	3,14	T14+T16=3,55
terrasse inc	7	0,026	0,217	0,033	0,310	0,187	0,166	1,31	2T12=2,26	2,29	T14+T12=2,67
	10	0,001	0,394	0,001	0,675	0,189	0,138	0,04	2T12=2,26	4,99	T20+T16=5,15
	11	0,016	0,304	0,020	0,467	0,188	0,154	0,79	2T12=2,26	3,45	T14+T16=3,55
	12	0,032	0,316	0,040	0,491	0,186	0,152	1,61	2T12=2,26	3,63	2T16=4,02

Tableau 3.4 : Ferrailage des poutrelles (16+5).

REMARQUE

Puis que le ferrailage des poutrelles en appui est grand (T20+T16) donc on augmente la hauteur en (20+5).

3.2.1.3.1. Ferrailage des poutrelles (20+5) :

20+5							
	TYPE	M APP(KN.m)		MT(KN.m)		T(KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Rdc	1	19	13,48	10,44	7,41	-23,36	-16,57
	2	23,46	16,65	17,52	12,43	-27,55	-19,55
	3	9,52	6,75	18,42	15,98	-18,24	-12,94
	4	18,86	13,38	10,27	7,28	-23,23	-16,48
étagé	5	17,32	12,63	14,43	10,47	-19,53	-14,15
	6	7,44	5,4	4,58	3,32	12,81	9,29
	7	17,32	12,63	9,03	6,56	19,34	14,01
	8	17,32	12,63	14,43	10,47	-19,53	-14,15
	9	10,85	7,86	9,2	6,67	16,58	12,02
	10	23,42	16,98	-7,2	-5,26	19,34	14,01
	11	18,05	13,08	5,04	3,66	-15,77	-11,43
terrasse inc	7	13,84	10,12	8,93	6,53	18,27	13,36
	10	25,15	18,38	0,25	-1,58	19,34	13,42
	11	19,38	14,17	5,42	3,96	-16,94	-12,38
	12	19,89	14,22	10,82	7,74	-24,56	-17,51

Tableau 3.5: Sollicitation à ELU et ELS des poutrelles (20+5).

Type 2 (RDC)

*ELU

➤ En travée :

$$b = 0.65 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$M_u = 18.42 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_t = b * h_o * f_{bc} * \left(d - \frac{h_o}{2} \right)$$

$$M_t = 0.65 * 0.05 * 14.17 * \left(0.9 * 0.25 - \frac{0.05}{2} \right)$$

$$M_t = 0.092 \text{ MN.m}$$

$M_u < M_t \rightarrow$ l'axe neutre est dans la table donc c'est une section rectangulaire $b * h$ soumise à

$$M_u = 18.42 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{18.42 * 10^{-3}}{0.65 * (0.9 * 0.25)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.04$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.051$$

$$Z = 0.9 * 0.25 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.22 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{St} = \frac{18.42 * 10^{-3}}{0.22 * 347.83}$$

$$A_{St} = 2.41 \text{ cm}^2$$

On prend 2T14 = 3.08 cm²

- Condition de non fragilité

$$A_{St_{min}} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{St_{min}} \geq 0.23 * 0.65 * 0.9 * 0.25 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st_{min}} \geq 1.765 \text{ cm}^2$$

$$3.08 > 1.765 \quad \text{CV}$$

➤ En appui:

$$b = 0.12 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$M_{ua} = 25.15 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{25.15 * 10^{-3}}{0.12 * (0.9 * 0.25)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.29$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.439$$

$$Z = 0.9 * 0.25 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.185 \text{ m}$$

$$A_{Sa} = \frac{M_a}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{Sa} = \frac{25.15 * 10^{-3}}{0.185 * 347.83}$$

$$A_{Sa} = 3.91 \text{ cm}^2$$

On prend 2T16 = 4.02 cm²

- Condition de non fragilité

$$A_{s_{min}} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s_{min}} \geq 0.23 * 0.12 * 0.9 * 0.25 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{s_{min}} \geq 0.326 \text{ cm}^2$$

$$3.08 > 0.326 \quad \text{CV}$$

*ELS

3.2.1.3.2. Vérification des contraintes :

➤ En travée :

Rapport-gratuit.com 

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{18.42}{15.98} = 1.15$$

$$\alpha \leq \frac{1.15 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.325 \quad \Leftrightarrow \quad 0.051 < 0.325 \quad \text{CV}$$

➤ En appui:

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{25.15}{18.38} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.44 \quad \Leftrightarrow \quad 0.439 < 0.44 \quad \text{CV}$$

3.2.1.3.3. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_o * d} = \frac{27.55 * 10^{-3}}{0.12 * 0.9 * 0.25}$$

$$\tau_u = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.02 < \bar{\tau}_u = 3.33 \quad \text{CV}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement.

20+5											
	TYPE	μu		α		z		Ast		Asa	
		TRAV	APP	TRAV	APP	TRAV	APP	TRAV (cm²)	Fer (cm²)	APP (cm²)	Fer (cm²)
Rdc	1	0,022	0,221	0,028	0,316	0,222	0,197	1,35	2T12=2,26	2,78	2T14=3,08
	2	0,038	0,273	0,048	0,407	0,221	0,188	2,28	T14+T14=3,08	3,58	2T16=4,02
	3	0,040	0,111	0,050	0,147	0,220	0,212	2,40	T14+T12=2,67	1,29	2T12=2,26
	4	0,022	0,219	0,028	0,313	0,222	0,197	1,33	2T12=2,26	2,75	2T14=3,08
étage	5	0,031	0,201	0,039	0,284	0,221	0,199	1,87	2T12=2,26	2,50	T14+T12=2,67
	6	0,010	0,086	0,012	0,113	0,224	0,215	0,59	2T12=2,26	1,00	T12=1,13
	7	0,019	0,201	0,024	0,284	0,223	0,199	1,17	2T12=2,26	2,50	T14+T12=2,67
	8	0,031	0,201	0,039	0,284	0,221	0,199	1,87	2T12=2,26	2,50	T14+T12=2,67
	9	0,020	0,126	0,025	0,169	0,223	0,210	1,19	2T12=2,26	1,49	T14=1,54
	10	-0,015	0,272	-0,019	0,406	0,227	0,188	0,91	2T12=2,26	3,57	2T16=4,02
	11	0,011	0,210	0,014	0,298	0,224	0,198	0,65	2T12=2,26	2,62	T14+T12=2,67
terrasse inc	7	0,019	0,161	0,024	0,220	0,223	0,205	1,15	2T12=2,26	1,94	T12+T12=2,26
	10	0,001	0,292	0,001	0,444	0,225	0,185	0,03	2T12=2,26	3,91	2T16=4,02
	11	0,012	0,225	0,015	0,323	0,224	0,196	0,70	2T12=2,26	2,84	2T14=3,08
	12	0,023	0,231	0,029	0,333	0,222	0,195	1,40	2T12=2,26	2,93	2T14=3,08

Tableau 3.6 : Ferrailage des poutrelles (20+5)

	As calculé		As choisie	
	Travée [cm]	Appui [cm]	Travée [cm]	Appui [cm]
Rdc	2,4	3,58	2T14 = 3,08	2T16 = 4,02
étage courant	1,87	3,57	2T12 = 2,26	2T16 = 4,02
terrasse inc	1,4	3,91	2T12 = 2,26	2T16 = 4,02

Tableau 3.7 : Tableau récapitulative du ferrailage des poutrelles.

3.2.1.3.4. Détermination des armatures transversales :

$$\phi t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{\min}\right)$$

$$\phi t \leq \min\left(\frac{25}{35} ; \frac{12}{10} ; 1.4\right) = \min(0.71 ; 1.2 ; 1.4)$$

Donc on prend $\phi t = 6 \text{ mm}$

3.2.1.3.5. Calcule de l'espacement

D'après RPA 99 V 2003 on a :

Zone modale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 30; 1.4\right)$$

$$St \leq \min\left(\frac{25}{4}; 30; 1.4\right)$$

$$St \leq \min(6.25; 30; 1.4)$$

Donc on prend $St = 6 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S' \leq \frac{h}{2} \Leftrightarrow S' \leq \frac{25}{2} = 12.5$$

Donc on prend $S'=12 \text{ cm}$

3.2.1.3.6. Vérification au glissement :

➤ En appui:

$$T_{\text{max}} - \frac{M_{\text{ua}}}{0.9 * d} \leq 0$$

$$27.55 - \frac{25.15}{0.9 * 0.9 * 0.25} \leq 0$$

$$-96.67 \leq 0 \quad \text{CV}$$

3.2.1.3.7. Vérification de la flèche

$$f \leq f_{\text{adm}}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{492}{500} = 0.984 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b * h^3}{12} + 15 * A_{\text{st}} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = \frac{0.65 * 0.25^3}{12} + 15 * 3.08 * 10^{-4} * \left(\frac{0.25}{2} - 0.1 * 0.25\right)^2$$

$$I_0 = 8.93 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\varphi * \left(2 + 3 * \frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\varphi = \frac{A_{\text{st}}}{b_0 * d} = \frac{3.08 * 10^{-4}}{0.12 * 0.9 * 0.25}$$

$$\varphi = 0.01141$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * 2.1}{0.01141 * (2 + 3 * \frac{0.12}{0.65})}$$

$$\lambda_i = 3.60$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \varphi * \sigma_{st} + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.01141 * 347.83 + 2.1}$$

$$\mu = 0.80$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 * I_o}{1 + \lambda_i * \mu}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 * 8.93 * 10^{-4}}{1 + 3.60 * 0.80}$$

$$I_{fi} = 2.53 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{25}$$

$$E_i = 32164.195 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_s}{E_i * I_{fi}} \Leftrightarrow \frac{1}{\gamma} = \frac{15.98 * 10^{-3}}{32164.195 * 2.53 * 10^{-4}}$$

$$\frac{1}{\gamma} = 1.96 * 10^{-3}$$

$$f = \frac{1}{\gamma} * \frac{L^2}{10}$$

$$f = 1.96 * 10^{-3} * \frac{4.92^2}{10}$$

$$f = 4.745 * 10^{-3} \text{ m} < f_{adm} = 9.84 * 10^{-3} \text{ m} \quad \text{CV}$$

3.2.1.3.8. Ancrage des armatures :

L_s : Longueur de scellement.

φ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence ».

τ_s : contrainte d'adhérence.

$$\tau_s = 0.6 * \varphi^2 * f_{ij} = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\varnothing * f_e}{4 * \tau_{su}} = \frac{1.4 * 400}{4 * 2.835}$$

$$L_s = 50 \text{ cm}$$

– Rayon de courbure

On adopte un croché à 135° ; $\alpha=1.87$ et $\beta= 2.19$

$$r \geq 5.5 * \phi \Rightarrow r = 5.5 * 1.4 = 7.7 \text{ cm}$$

$$L_1 = 10 * \phi = 10 * 1.4 = 14 \text{ cm}$$

$$L_2 = L_s - \alpha * L_1 - \beta * r$$

$$L_2 = 50 - 1.87 * 14 - 2.19 * 7.7$$

$$L_2 = 6.957 \text{ cm}$$

$$L = L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

$$L = 6.957 + 7.7 + \frac{1.4}{2}$$

$$L = 15.357 \text{ cm}$$

3.2.1.4. Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm armée par treillis soudés de diamètre 5 mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_1 \geq \frac{4 * L}{f_e}$$

$$\text{Avec } L= 65 \text{ cm} \quad f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$A_1 \geq \frac{4 * 65}{500}$$

$$A_1 \geq 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{0.52}{2} = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : On adopte un treillis soude de $\phi 5$ espacement $(15*15) \text{ cm}^2$.

3.2.1.5. Dessin de ferrailage : (Figure 3.8 ; Figure 3.9)

En appui :

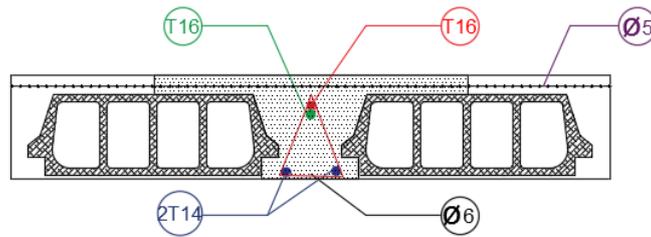


Figure 3.8 : Une coupe en appui.

En travée:

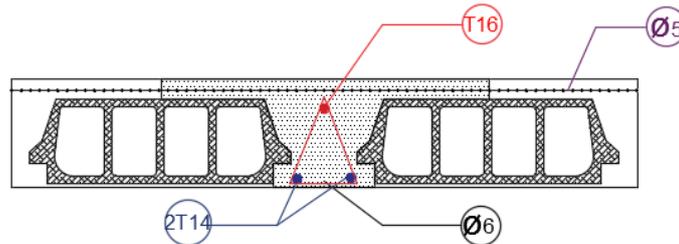


Figure 3.9 : Une coupe en travée,

3.3. Étude de la poutre palière :

Avec :

$$B = 0.3 \text{ m}$$

$$H = 0.35 \text{ m}$$

Charge supporté par la poutre

$$\text{Poids propre} = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.63 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids propre mur} = [(1.3 \times 2) + (0.02 \times 2 \times 20)] \times [(2.88/2) - 0.35]$$

$$\text{Poids propre mur} = 3.706 \text{ KN/ml}$$

Réaction du palier sur la poutre palière

$$R_b = T_{\text{max}}/L/2 = 24.34 \text{ KN/ml}$$

Donc on applique R_b directement sur la poutre palière.

$$G = 2.63 + 3.706 = 6.336 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0 \text{ KN/ml}$$

3.3.1. Diagrammes des moments et l'effort tranchant :

D'après les résultats retirer du sap2000

➤ ELU

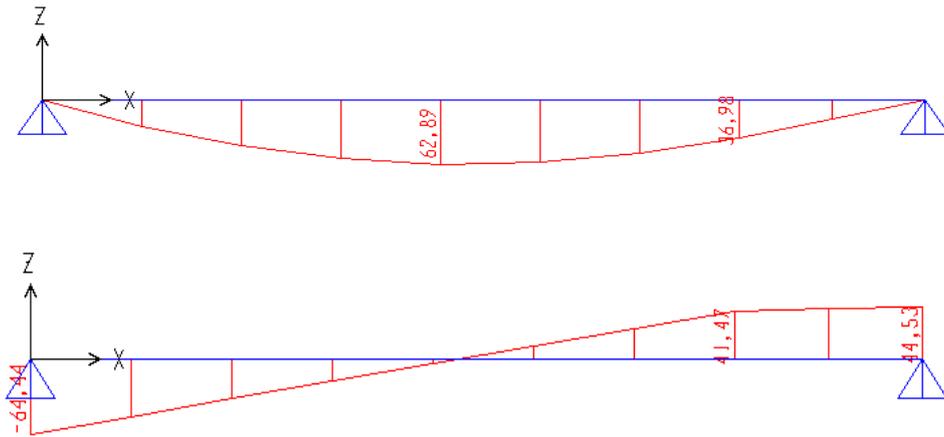


Figure 3.10 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant SAP 2000 (ELU)

➤ ELS

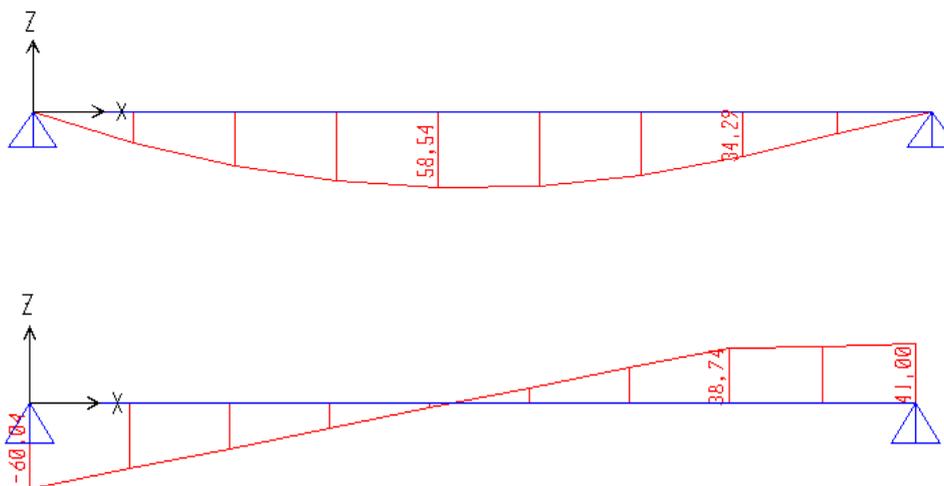


Figure 3.11 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant SAP 2000 (ELS).

3.3.2. Calcul du ferrailage

➤ En travée :

$b = 0.30 \text{ m}$

$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$

$M_{ut} = 60.89 * 10^{-3} \text{ MN.m}$

$M_{ut} = 0.85 * 60.89 * 10^{-3} \text{ MN.m}$

$M_{ut} = 53.46 * 10^{-3} \text{ MN.m}$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{53.46 * 10^{-3}}{0.30 * (0.9 * 0.35)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.127 < 0.392$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.17$$

$$Z = 0.9 * 0.35 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.294 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{M_{ut}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{St} = \frac{53.46 * 10^{-3}}{0.294 * 347.83}$$

$$A_{St} = 5.23 \text{ cm}^2$$

➤ En appui:

$$b = 0.12 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$M_{ua} = 62.89 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_{ua} = 0.2 * 62.89 * 10^{-3}$$

$$M_{ua} = 12.58 * 10^{-3}$$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{12.58 * 10^{-3}}{0.30 * (0.9 * 0.35)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.03$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.038$$

$$Z = 0.9 * 0.35 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.31 \text{ m}$$

$$ASa = \frac{Ma}{Z * \sigma_{st}}$$

$$ASa = \frac{12.58 * 10^{-3}}{0.31 * 347.83}$$

$$ASa = 1.17 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$Ast_{\min} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$Ast_{\min} \geq 0.23 * 30 * 0.9 * 35 * \frac{2.1}{400}$$

$$Ast_{\min} \geq 1.14 \text{ cm}^2$$

En travée

$$5.23 > 1.14 \quad \text{CV}$$

En appui

$$1.17 > 1.14 \quad \text{CV}$$

Ferraillage min RPA

$$A_{\min} = 0.5\% b * h = 5.25 \text{ cm}^2$$

Donc $Ast + Asa > A_{\min}$

$$5.23 + 1.17 > 5.25$$

$$6.4 > 5.25 \quad \text{CV}$$

Donc on prend

$$\text{En travée } 3T14 + T12 = 5.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui } 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

3.3.3. Vérification des contraintes du béton :

- En travée

Position de l'axe neutre

$$Ast = 5.75 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b * y^2}{2} - 15 * Ast * (d - y) = 0$$

$$\frac{30 * y^2}{2} - 15 * 5.75 * (0.9 * 35 - y) = 0$$

$$15 * Y^2 - 2716.875 + 86.25 * Y = 0$$

$$Y = 10.89 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b * Y^3}{12} + 15 * Ast * (d - Y)^2$$

$$I = \frac{30 * 10.89^3}{12} + 15 * 5.75 * (0.9 * 35 - 10.89)^2$$

$$I = 49551.27 \text{ cm}^4$$

$$Ms = 0.85 * 58.54 * 10^{-3}$$

$$Ms = 47.759 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} * Y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{47.759 * 10^{-3} * 10^2}{49551.27} * 10.89$$

$$\sigma_{bc} = 10.94 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.94 < 15 \quad \text{CV}$$

➤ En appui

Position de l'axe neutre

$$Ast = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b * y^2}{2} - 15 * Ast * (d - y) = 0$$

$$\frac{30 * y^2}{2} - 15 * 3.93 * (0.9 * 35 - y) = 0$$

$$Y = 8.78 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b * Y^3}{12} + 15 * Ast * (d - Y)^2$$

$$I = \frac{30 * 8.78^3}{12} + 15 * 3.39 * (0.9 * 35 - 8.78)^2$$

$$I = 33017.05 \text{ cm}^4$$

$$Ms = 0.2 * 58.54 * 10^{-3}$$

$$Ms = 11.701 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} * Y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.701 * 10^{-3} * 10^2}{33017.05} * 8.78$$

$$\sigma_{bc} = 0.36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.36 < 15 \quad \text{CV}$$

Rapport-gratuit.com 

3.3.4. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 * d} = \frac{66.44 * 10^{-3}}{0.3 * 0.9 * 0.35}$$

$$\tau_u = 0.703 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) \quad \text{FPP}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.703 < \bar{\tau}_u = 3.33 \quad \text{CV}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

3.3.5. Détermination des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.2\right) = \min(1.0 ; 3.0 ; 1.2)$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

3.3.6. Calcul de l'espacement :

D'après RPA 99 V 2003 on a :

Zone modale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 1.2 * \phi_{\min} ; 30 \text{ cm}\right)$$

$$St \leq \min\left(\frac{35}{4} ; 1.2 * 1.2 ; 30\right)$$

$$St \leq \min(8.75 ; 30 ; 1.44)$$

Donc on prend $St = 8 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S' \leq \frac{h}{2} \Leftrightarrow S' \leq \frac{35}{2} = 17.5$$

Donc on prend $S' = 17 \text{ cm}$

3.3.7. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{408} = 0.0857 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{408} = 0.0857 > \frac{M_t}{10 * M_o} = \frac{53.46}{10 * 62.89} = 0.085 \quad \text{CV}$$

– En travée

$$\frac{A_{st}}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.75}{30 * 0.9 * 35} < \frac{4.2}{400}$$

$$6.08 * 10^{-3} < 10.5 * 10^{-3} \quad \text{CV}$$

– En appui

$$\frac{A_{st}}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 * 0.9 * 35} < \frac{4.2}{400}$$

$$3.59 * 10^{-3} < 10.5 * 10^{-3} \quad \text{CV}$$

Puis que les conditions sont vérifiées donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche

3.3.8. Ancrage des armatures :

L_s : Longueur de scellement.

φ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence ».

τ_s : contrainte d'adhérence.

$$\tau_s = 0.6 * \varphi^2 * f_{tj} = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\varnothing * f_e}{4 * \tau_{su}} = \frac{1.2 * 400}{4 * 2.835}$$

$$L_s = 42.32 \text{ cm}$$

– Rayon de courbure

On adopte un croché à 135°; $\alpha=1.87$ et $\beta=2.19$

$$r \geq 5.5 * \varphi \Rightarrow r = 5.5 * 1.2 = 7 \text{ cm}$$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\varphi}{2} + r \right) = 31.5 - \left(2 + \frac{1.2}{2} + 7 \right)$$

$$L_2 = 21.9 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2.19 * r - L_2}{1.87} \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{42.32 - 2.19 * 7 - 21.9}{1.87} \text{ cm}$$

$$L_1 = 2.72 \text{ cm}$$

	Mmax = 62,89 KN.m		Mmax = 58,54 KN.m	
	ELU		ELS	
	Mt = 0,85Mmax	Ma = 0,2Mmax	Mt = 0,85Mmax	Ma = 0,2Mmax
M [KN.m]	53,46	12,58	49,76	11,71
T [KN]	64,44		60,04	

Tableau 3.8 : Tableau récapitulative des sollicitations à ELU et ELS de la poutre palière.

	Ast calculée	min RPA	As choisie	
appui	1,17	5,25	3T12	3,39
travée	5,23		3T14+1T12	5,75

Tableau 3.9 : Tableau récapitulative du ferrailage de la poutre palière.

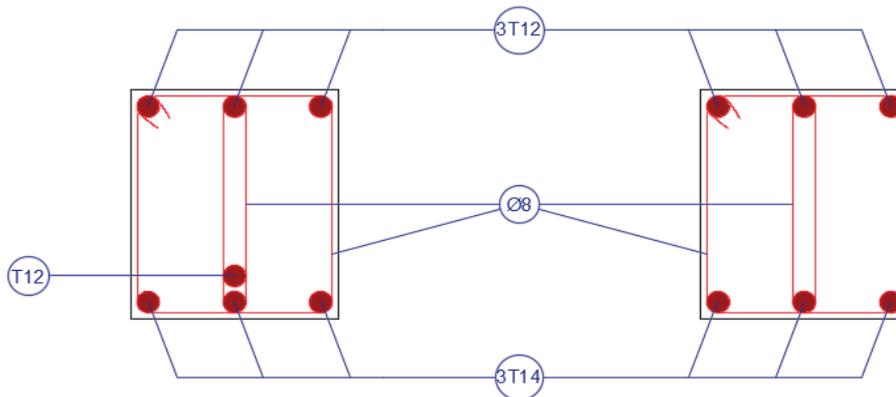


Figure 3.12 : Ferrailage d’une coupe en travée et en appui de la poutre palière.

3.4. Étude de l’escalier :

L’escalier est considéré comme un élément essentiel qui permet la circulation entre les différents niveaux d’une structure, comme il constitue une issue de secours importante en cas d’incendie.

L’escalier se compose d’un certain nombre de marche dont la longueur est l’embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s’appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marche qu’on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d’un escalier entre deux volées est un palier.

Dons notre cas on a un seule type d’escalier (volée/palier/volée).

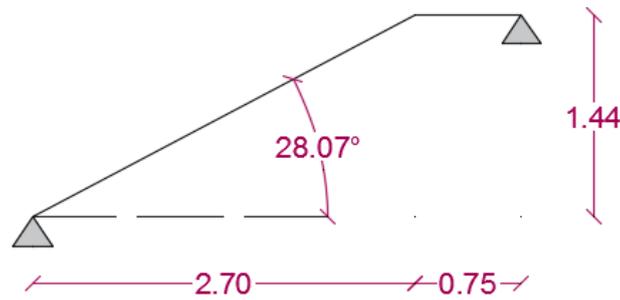


Figure 3.13 : schéma statique de l'escalier.

3.4.1 Combinaison d'action :

Le palier :

E.L.U : $q_u = (1.35 * 4.2 + 1.5 * 2.5) * 1$ $q_u = 9.42 \text{ KN/ml}$

E.L.S : $q_s = (4.2 + 2.5) * 1$ $q_s = 6.7 \text{ KN/ml}$

La volée :

E.L.U : $q_u = (1.35 * 9.87 + 1.5 * 2.5) * 1$ $q_u = 17.07 \text{ KN/m}$

E.L.S : $q_s = (9.87 + 2.5) * 1$ $q_s = 12.37 \text{ KN/ml}$

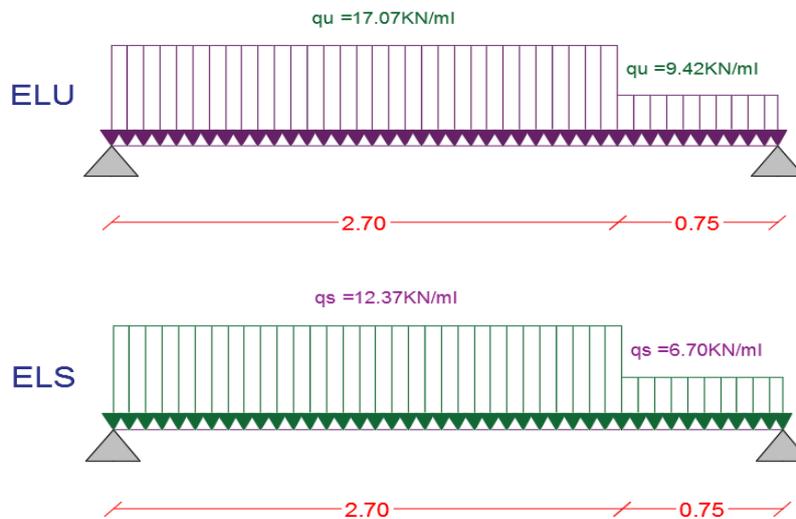


Figure 3.14 : Schéma statique de l'escalier à (ELU) et (ELS).

3.4.2. Diagrammes des moments et l'effort tranchant :

Les résolutions de ce système se fait par le logiciel SAP 2000 et les résultats se présentent comme suit :

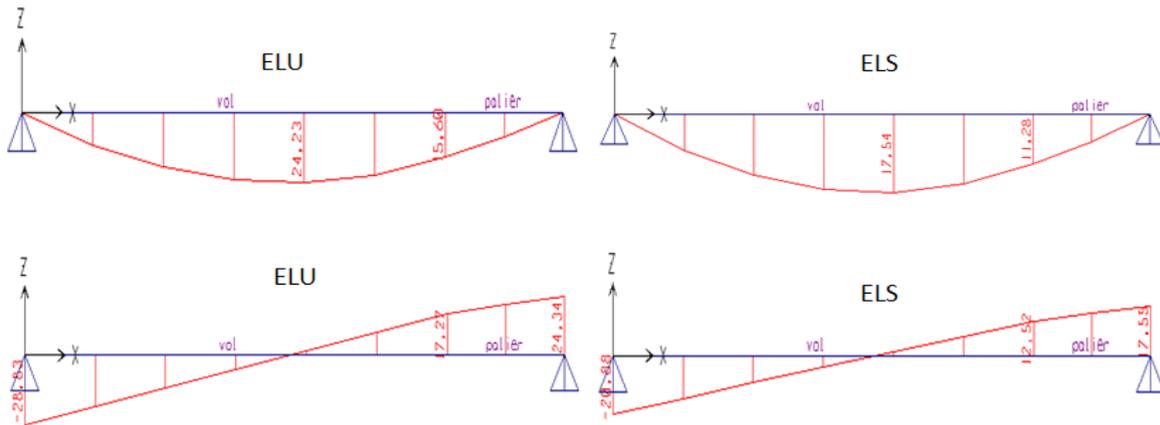


Figure 3.15 : Diagrammes des sollicitations à l'ELU & ELS.

$M_{uap} = 0.5 \cdot 24.23 = 12.12 \text{ KN.m}$

$M_{ut} = 0.85 \cdot 24.23 = 20.6 \text{ KN.m}$

$M_{sap} = 0.5 \cdot 17.54 = 8.77 \text{ KN.m}$

$M_{st} = 0.85 \cdot 17.54 = 14.91 \text{ KN.m}$

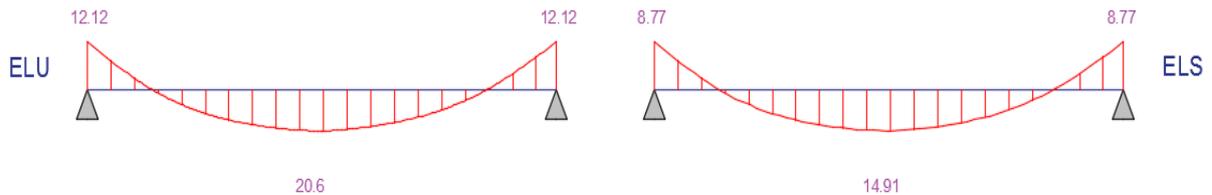


Figure 3.16 : Diagrammes des moments à l'ELU & ELS.

3.4.3. Calcul du ferrailage :

	ELS	ELU
	$M_s \text{ [KN.m]}$	$M_u \text{ [KN.m]}$
travée	14,91	20,6
Appui	8,77	12,12
Tmax [kN]	20,88	28,83

Tableau 3.10 : Tableau récapitulative des efforts

On prend $b = 1 \text{ m}$ et $h = 0.16 \text{ m}$

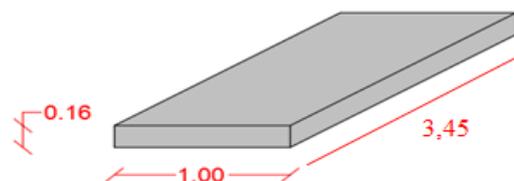


Figure 3.17 : dalle pleine d'escalier

$L_x = 1.25 \text{ m}$

$L_y = 3.45 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.25}{3.45} = 0.36 < 0.4$$

Donc dalle portée dans un seul sens

➤ ELU

En travée :

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$M_{ut} = 20.60 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{20.60 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.16)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.07 < 0.392$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.091$$

$$Z = 0.9 * 0.16 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.14 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{M_{ut}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{St} = \frac{20.60 * 10^{-3}}{0.14 * 347.83}$$

$$A_{St} = 4.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ En appui:

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$M_{ua} = 12.12 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{12.58 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.16)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.041$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.052$$

$$Z = 0.9 * 0.16 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.14 \text{ m}$$

$$ASa = \frac{Ma}{Z * \sigma_{st}}$$

$$ASa = \frac{12.12 * 10^{-3}}{0.14 * 347.83}$$

$$ASa = 2.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité

$$Ast_{\min} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$Ast_{\min} \geq 0.23 * 100 * 0.9 * 16 * \frac{2.1}{400}$$

$$Ast_{\min} \geq 1.74 \text{ cm}^2$$

En travée

$$4.23 > 1.74 \quad \text{CV}$$

En appui

$$2.49 > 1.74 \quad \text{CV}$$

Donc on prend

$$\text{En travée } 4 \text{ T12} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En appui } 4 \text{ T12} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- ❖ Armatures de répartitions :

$$Ar = \frac{As}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } 4 \text{ T8}/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3.4.4. Vérification des contraintes du béton :

Ce type d'escalier se trouve dans un local couvert, il est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton ; le type d'acier utilisé fe400.

Dans ces conditions la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

- En travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{20.6}{14.91} = 1.38$$

$$\alpha \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.44 \quad \Leftrightarrow \quad 0.091 < 0.44 \quad \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton en travée.

➤ En appui:

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{12.12}{8.77} = 1.38$$

$$\alpha \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.44 \quad \Leftrightarrow \quad 0.052 < 0.44 \quad \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton en appui.

3.4.5. Vérification au cisaillement :

$$T_{u\max} = 28.83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_o * d} = \frac{28.83 * 10^{-3}}{1 * 0.9 * 0.16}$$

$$\tau_u = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.2 < \bar{\tau}_u = 3.33 \quad \text{CV}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

3.4.6. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{2.85}{3.45} = 0.83 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{2.85}{3.45} = 0.83 > \frac{M_s}{18 * M_u} = \frac{14.91}{18 * 20.6} = 0.04 \quad \text{CV}$$

- En travée

$$\frac{A_{st}}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 * 0.9 * 16} < \frac{4.2}{400}$$

$$3.14 * 10^{-3} < 10.5 * 10^{-3} \quad \text{CV}$$

- En appui

$$\frac{A_{sa}}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 * 0.9 * 16} < \frac{4.2}{400}$$

$$3.14 * 10^{-3} < 10.5 * 10^{-3} \quad \text{CV}$$

Puis que les conditions sont vérifiées donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche

	Ferraillage calculé [cm ² /ml]	Ferraillage choisi [cm ² /ml]	armatures de répartition calculée [cm ² /ml]	armatures de répartition choisie [cm ² /ml]
Travée	4,23	4T12 = 4,52	1,13	4T8 = 2,01
Appui	2,49	4T12 = 4,52	1,13	4T8 = 2,01

Tableau 3.11 : Tableau récapitulative du ferraillage d'escalier.

3.5. Étude de la rampe d'accès au sous-sol :

C'est une rampe qui se situe entre le Rdc et le sous-sol, pour que les voitures réussissent à accéder au parking (Figure 3.18). On va la faire en dalle pleine.

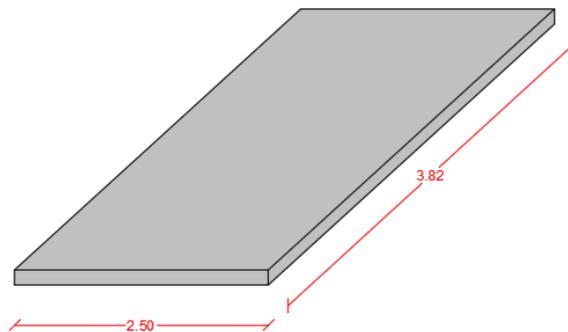


Figure 3.18 : dalle pleine de la rampe.

3.5.1. Pré dimensionnement :

$$\alpha = 13\%$$

$$L_x = 2.5 \text{ m}$$

$$L_y = 3.82 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{L_x}{40} = \frac{250}{40} = 6.25 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur de $h = 15 \text{ cm}$.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2.5}{3.82} = 0.65 > 0.4$$

Dalle portée sur deux sens

Le calcul se fera pour une bande de 1.00 ml

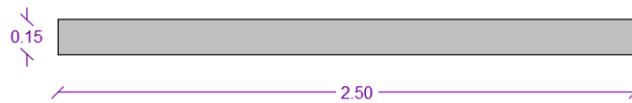


Figure 3.19 : Section de calcul de la rampe.

3.5.2. Les charges :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G = \frac{0.15 * 25}{\cos 13} = 3.85 \text{ KN/m}^2$$

3.5.3. Les combinaisons :

ELU

$$P_u = 1.35 * 3.85 + 1.5 * 2.5 = 8.95 \text{ KN/m}^2$$

ELS

$$P_s = 3.85 + 2.5 = 6.35 \text{ KN/m}^2$$

3.5.4. Calcul des moments fléchissant :

$$M_x = u_x * p * L_x^2$$

$$M_y = u_y * M_x$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.65$$

$$\text{ELU} \Rightarrow \begin{cases} v = 0 \\ u_x = 0.0751 \\ u_y = 0.3613 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow \begin{cases} v = 0.2 \\ u_x = 0.0805 \\ u_y = 0.5235 \end{cases}$$

$$M_{xu} = 0.0751 * 8.95 * 2.5^2$$

$$M_{xu} = 4.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = 4.2 * 0.3613$$

$$M_{yu} = 1.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{xs} = 0.0805 * 6.35 * 2.5^2$$

$$M_{xs} = 3.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = 3.19 * 0.5235$$

$$M_{ys} = 1.67 \text{ KN.m}$$

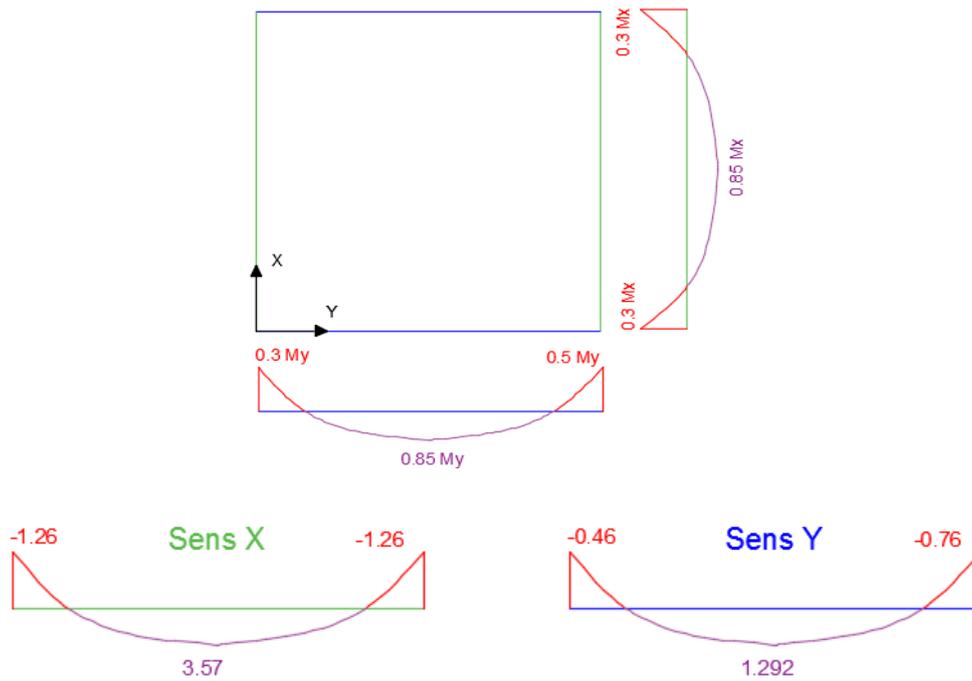


Figure 3.20 : Diagrammes des moments à l'ELU.

3.5.5. Détermination du ferrailage :

3.5.5.1. Ferrailage sens x-x :

En travée :

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$M_{ut} = 3.57 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{3.57 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.15)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.0019 < 0.392$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.0024$$

$$Z = 0.9 * 0.15 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.135 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{M_{ut}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{St} = \frac{3.57 * 10^{-3}}{0.135 * 347.83}$$

$$A_{St} = 0.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ En appui

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$M_{ua} = 1.26 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{1.26 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.15)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.0007$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.00088$$

$$Z = 0.9 * 0.15 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.135 \text{ m}$$

$$A_{Sa} = \frac{M_a}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{Sa} = \frac{12.12 * 10^{-3}}{0.135 * 347.83}$$

$$A_{Sa} = 0.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3.5.5.2. Ferrailage sens y-y :

En travée :

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$M_{ut} = 1.292 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{1.292 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.15)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.00068 < 0.392$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.00085$$

$$Z = 0.9 * 0.15 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.135 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{M_{ut}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{St} = \frac{1.292 * 10^{-3}}{0.135 * 347.83}$$

$$A_{St} = 0.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ En appui

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$M_{ua} = 0.76 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0.76 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.15)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.0004$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.0005$$

$$Z = 0.9 * 0.15 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.135 \text{ m}$$

$$ASa = \frac{Ma}{Z * \sigma_{st}}$$

$$ASa = \frac{0.76 * 10^{-3}}{0.135 * 347.83}$$

$$ASa = 0.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3.5.6. Section minimale :

$$A_{min} = 0.8\text{‰} \text{ pour FeE400 CBA (p117)}$$

$$A_{ymin} = 0.0008 * (b * h) = 0.0008 * 100 * 15$$

$$A_{ymin} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{xmin} = \frac{3 - \frac{Lx}{Ly}}{2} * A_{ymin} = \frac{3 - 0.65}{2} * 1.2$$

$$A_{xmin} = 1.41 \text{ cm}^2$$

❖ Sens x-x

En travée

$$0.76 < 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{donc on prend } A_{st} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui

$$0.27 < 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{donc on prend } A_{sa} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$Stx \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33 \text{ cm})$$

$$Stx \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Donc le ferrailage sera } 4T12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Sens y-y

En travée

$$0.28 < 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{donc on prend } A_{st} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui

$$0.16 < 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{donc on prend } A_{sa} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$Sty \leq \min(4h; 33 \text{ cm}) = \min(60; 45 \text{ cm})$$

$$Sty \leq 45 \text{ cm}$$

$$\text{Donc le ferrailage sera } 4T12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3.5.7. Effort tranchant max :

$$\tau_u = \frac{\tau_{u\max}}{b * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u * L_x * L_y}{2 * L_x + L_y} = \frac{8.95 * 2.5 * 3.82}{2 * 2.5 + 3.82}$$

$$T_x = 9.69 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u * L_x}{3} = \frac{8.95 * 2.5}{3}$$

$$T_y = 7.46 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} = \max(T_x, T_y) = \max(9.69; 7.46)$$

$$T_{u\max} = 9.69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{9.69 * 10^{-3}}{1 * 0.135} = 0.072 < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

3.5.8. Vérification à l'ELS:3.5.8.1. Vérification des contraintes :

Béton

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} * x \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

Acier

$$\sigma_s = \eta * \frac{M_s}{I} * (d - x) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$FP \rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_{e}; 150\eta\right) = \min\left(\frac{2}{3} * 400; 150 * 1.6\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * 3.19 = 2.71 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * 1.67 = 1.42 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = 0.3 * 3.19 = 0.96 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.3 * 1.67 = 0.5 \text{ KN.m} \\ M_a = \max(0.3M_x; 0.3M_y) = 0.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens x-x

$$\frac{bx^2}{2} - 15 * A_{St} * (d - x) = 0$$

$$50x^2 + 67.8x - 915.3 = 0$$

$$X = 3.65 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + \eta * A_{St} * (d - x)^2$$

$$I = \frac{100 * 3.65^3}{3} + 15 * 4.52 * (13.5 - 3.65)^2$$

$$I = 8199.03 \text{ cm}^4$$

Béton

$$\sigma_b = \frac{2.79 * 10^{-3} * 3.65 * 10^{-2}}{8199.03 * 10^{-8}} = 1.021 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Acier

$$\sigma_s = 15 * \frac{2.79 * 10^{-3}}{8199.03 * 10^{-8}} * (13.5 - 3.65) * 10^{-2} = 48.84 \leq 240 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Sens y-y

$$\frac{bx^2}{2} - 15 * A_{St} * (d - x) = 0$$

$$50x^2 + 67.8x - 915.3 = 0$$

$$X = 3.65 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + \eta * A_{St} * (d - x)^2$$

$$I = \frac{100 * 3.65^3}{3} + 15 * 4.52 * (13.5 - 3.65)^2$$

$$I = 8199.03 \text{ cm}^4$$

Béton

$$\sigma_b = \frac{1.42 * 10^{-3} * 3.65 * 10^{-2}}{8199.03 * 10^{-8}} = 0.63 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Acier

$$\sigma_s = 15 * \frac{1.42 * 10^{-3}}{8199.03 * 10^{-8}} * (13.5 - 3.65) * 10^{-2} = 25.59 \leq 240 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

3.6. Étude de L'acrotère :

3.6.1. Introduction :

L'acrotère sera calculé comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de 1,00 m de largeur sous l'effet d'un effort normal N dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge.

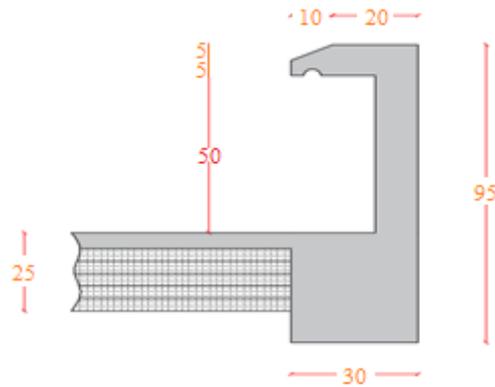


Figure 3.21 : Coupe transversal de l'acrotère

3.6.2. Poids propre de l'acrotère :

$$S = (0.6 \times 0.10) + (0.05 \times 0.02) + (0.05 \times 0.05/2) + (0.05 \times 0.1) = 0.076 \text{ m}^2$$

$$G_{acr} = 25 \times 0.076 = 1.90 \text{ KN/m}$$

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

$A = 0,1$ coefficient d'accélération de la zone.

$W_p = 1.90 \text{ KN/ml}$ poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8 \text{ KN}$ facteur de la force horizontale. RPA (P57)

$$F_p = 4 \times 0.1 \times 0.8 \times 1.9 = 0.608 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.608 \text{ KN/ml.}$$

3.6.3. Combinaisons des actions :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement

❖ ELU

$$N_u = 1.35 \cdot G = 1.35 \times 1.9 = 2.565 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = Q_u \cdot h^2/2 = 1.5 \times 0.608 \cdot 0.6^2/2 = 0.164 \text{ kN.m}$$

✓ ELS

$$N_s = G = 1.9 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = Q \cdot l^2/2 = 0,608 \times 0.6^2/2 = 0.11 \text{ kN.m}$$

3.6.4. Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression-le centre de gravité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.164}{2.565} = 6.39 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_0}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm}$$

$$6.39 > 1.67 \quad \text{CV}$$

La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

3.6.5. Détermination du ferrailage :

✓ ELU

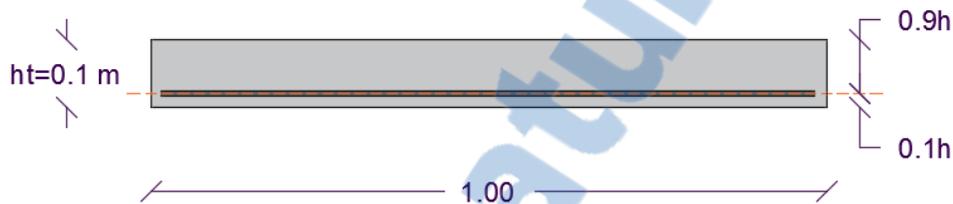


Figure 3.22 : Section de calcul d'acrotère.

3.6.5.1. Moment de flexion fictif (M_a) :

$$M_a = M_u + N_u * \left(d - \frac{ht}{2} \right)$$

$$M_a = 0.164 + 2.565 * \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_a = 0.27 \text{ KN.m}$$

3.6.5.2. Moment réduit (μ_u) :

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0.27 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.10)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 2.35 * 10^{-3} < 0.392$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 2.94 * 10^{-3}$$

$$Z = 0.9 * 0.10 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.09 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{1}{\sigma_{st}} * \left(\frac{Ma}{z} - Nu \right)$$

$$A_{St} = \frac{1}{347.83} * \left(\frac{0.27 * 10^{-3}}{0.09} - 2.565 * 10^{-3} \right)$$

$$A_{St} = 1.25 * 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3.6.5.3. Condition de non fragilité :

$$A_{St_{min}} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{St_{min}} \geq 0.23 * 100 * 0.9 * 10 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{St_{min}} \geq 1.09 \text{ cm}^2$$

$$1.25 * 10^{-2} < 1.09 \quad \text{CNV}$$

$$A_{St} \geq \max(1.25 * 10^{-2}; 1.09) \geq 1.09 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 4Ø8 = 2.01 cm²/ml

3.6.5.4. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{St}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 4Ø8 = 2.01 cm²/ml

3.6.5.5. Calcule d'espacement:

$$St = \min(3h; 33 \text{ cm})$$

$$St = \min(30; 33 \text{ cm})$$

$$St = 30 \text{ cm}$$

✓ E.L.S :

3.6.5.6. Vérification des contraintes :

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s * x}{s}$$

$$\sigma_{st} = \eta - \frac{N_s * (d - x)}{s}$$

$$\sigma_{sc} = \eta * \frac{N_s * (d - d')}{s}$$

$$\eta = 15$$

$$M_s = 0.11 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 1.9 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.11}{1.9} = 0.0579 \text{ m}$$

$$P = -3 * \left(\frac{h}{2} - e\right)^2 + \frac{6\eta * A_{st}}{b} * \left(d - \frac{h}{2} + e\right)$$

$$P = -3 * \left(\frac{0.1}{2} - 0.0579\right)^2 + \frac{6 * 15 * 2.01 * 10^{-4}}{1} * \left(0.09 - \frac{0.1}{2} + 0.0579\right)$$

$$P = 1.58 * 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$q = -2 * \left(\frac{h}{2} - e\right)^3 - \frac{6\eta * A_{st}}{b} * \left(d - \frac{h}{2} + e\right)^2$$

$$q = -2 * \left(\frac{0.1}{2} - 0.0579\right)^3 - \frac{6 * 15 * 2.01 * 10^{-4}}{1} * \left(0.09 - \frac{0.1}{2} + 0.0579\right)^2$$

$$q = -1.72 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

3.6.5.7. La méthode des itérations successives :

$$e_1 = \sqrt[3]{-p * e_1 - q}$$

On prend $e_1 = 0.5 \text{ m}$

$$-0.085 \leftarrow 0.500$$

$$0.067 \leftarrow -0.085$$

$$0.040 \leftarrow 0.067$$

$$0.048 \leftarrow 0.04$$

$$0.046 \leftarrow 0.048$$

$$0.046 \leftarrow 0.046$$

Rapport-gratuit.com



On prend la valeur de : $e_1 = 4,6$ cm

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{10}{2} + 4.6 - 5.79$$

$$x = 3.81 \text{ cm}$$

$$s = \frac{bx^2}{2} - \eta * Ast * (d - x)$$

$$s = \frac{100 * 3.81^2}{2} - 15 * 2.01 * (9 - 3.81)$$

$$s = 569.37 \text{ cm}^3$$

3.6.5.8. Calcul des contraintes :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.9 * 10^{-3} * 3.81 * 10^{-2}}{569.37 * 10^{-6}}$$

$$\sigma_{bc} = 0.127 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 15 - \frac{1.9 * 10^{-3} * (0.9 * 0.1 - 3.81 * 10^{-2})}{569.37 * 10^{-6}}$$

$$\sigma_{st} = 2.60 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergé au noyée en eau de pluie donc la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta * f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{CV}$$

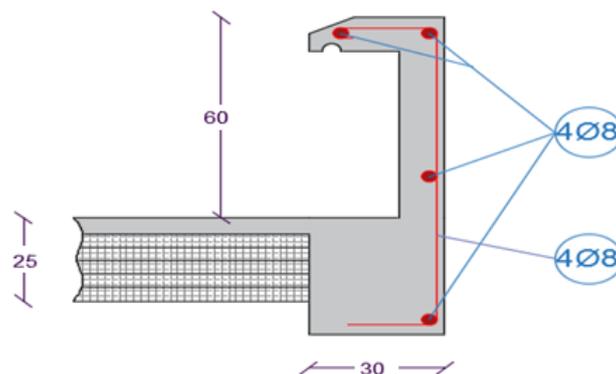


Figure 3.23 : Ferrailage de l'acrotère.

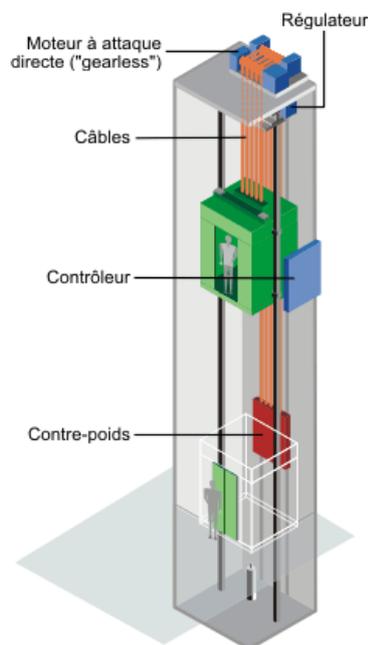
3.7. Ascenseur :

3.7.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment.

Il représente un avantage car il permet la facilité de la circulation verticale dans les bâtiments supérieures à cinq étages.

Le plancher est calculé pour supporter la charge des composantes de l'ascenseur (cabine, moteur, câbles, contre poids).



Ascenseur à moteur à attaque directe.

Figure 3.24 : Schéma d'un ascenseur mécanique.

3.7.2. Etude de la dalle d'ascenseur :

Pour la stabilité et la rigidité de notre dalle on a prévu un calcul dans les deux sens longitudinal et transversal, la dalle risque un poinçonnement à cause de la force concentrée et appliqué par les appuis du moteur.

Poids de l'ascenseur est de 60 KN (le moteur à quatre appuis)

Charge d'exploitation $Q = 3,5$ KN (BAEL 91 modifié 99)

Chaque appui du moteur prend $\frac{1}{4}$ du poids de l'ascenseur.

$$P_a = \frac{P_{\text{ascenseur}}}{\text{nbr d'appui}} = \frac{60}{4} = 15 \text{ KN}$$

L'entreprise nationale des ascenseurs (ENA) ne préconise que l'épaisseur de la dalle est $e_{min}=25$ cm

Pour un chargement appliqué directement sur la dalle on aura :

$$U_o = u + h$$

$$V_o = v + h$$

$$U_o = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$V_o = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$U_c = (u_o + v_o) * 2$$

$$U_c = (0.35 + 0.35) * 2$$

$$U_c = 1.4 \text{ m}$$

3.7.3. Charge limite :

Selon BAEL91 la condition de non poinçonnement à vérifier est:

$$Q_{ul} = 0.045 * U_c * h_o * f_{c28} / \gamma_b$$

$$Q_{ul} = 0.045 * 1.4 * 0.25 * 25 * 10^{-3} * 10^{-6} / 1.5$$

$$Q_{ul} = 262.5 \text{ KN}$$

$$Q_u = (1.35 * 60 + 1.5 * 3.5) / 4 = 21.56 \text{ KN} < 262.5 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

Donc il n'y a pas de risqué de poinçonnement.

3.7.4. Détermination des sollicitations :

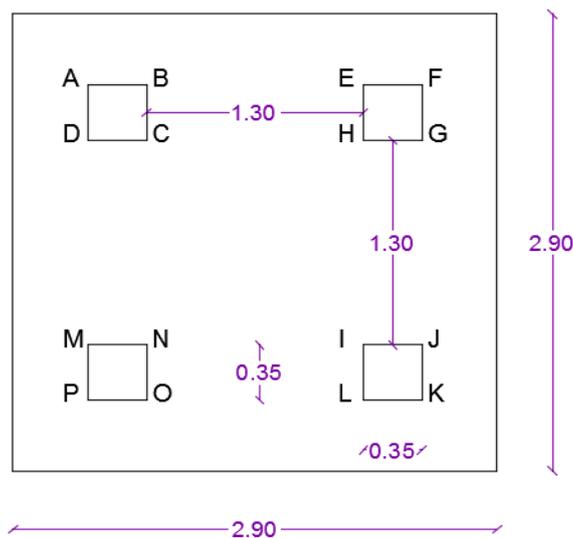


Figure 3.25 : Chargement supporté par la dalle.

$$L_x = L_y = 2.90 \text{ m}$$

Rectangle 1 [A F K P]:

$$U=2 \text{ m}$$

$$V=2 \text{ m}$$

Rectangle 2 [B E L O]:

$$U = 1.3 \text{ m}$$

$$V = 2 \text{ m}$$

Rectangle 3 [C H I N]:

$$U=1.3 \text{ m}$$

$$V = 1.3 \text{ m}$$

Rectangle 4 [D J G M]:

$$U = 2 \text{ m}$$

$$V = 1.3 \text{ m}$$

Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) * P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) * P$$

Avec

ν : coeff de poisson

➤ ELU

$$\nu = 0$$

$$\begin{cases} M_x = M_1 * P \\ M_y = M_2 * P \end{cases}$$

$$P_u = P'_{u} * s$$

$$L_x/L_y = 2.9/2.9 = 1 \rightarrow \text{Abaque}$$

La charge surfacique sur le rectangle (35*35) cm² est :

$$P'_{u} = \frac{q_u}{u * v} = \frac{21.56}{0.35 * 0.35} = 176 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles sont résumés dans le tableau suivant :

N°	u _o	v _o	u _o /L _x	v _o /L _y	M1	M2	S [m ²]	p'u [KN/m ²]	P _u [KN]	M _x [KN.m]	M _y [KN.m]
1	2,25	2,25	0,77586207	0,77586207	0,056	0,056	5,0625	176	891	49,896	49,896
2	1,55	2,25	0,53448276	0,77586207	0,073	0,065	3,4875	176	613,8	44,8074	39,897
3	1,55	1,55	0,53448276	0,53448276	0,085	0,085	2,4025	176	422,84	35,9414	35,9414
4	2,25	1,55	0,77586207	0,53448276	0,065	0,073	3,4875	176	613,8	39,897	44,8074

Tableau 3.12 moment isostatique des rectangles.

- Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{x1} = \frac{M_x[A F K P] - M_x[B E L O] - M_x[D J G M] + M_x[C H I N]}{4}$$

$$M_{x1} = \frac{49.896 - 44.8074 - 39.897 + 35.9414}{4}$$

$$M_{x1} = 0.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = \frac{M_y[A F K P] - M_y[B E L O] - M_y[D J G M] + M_y[C H I N]}{4}$$

$$M_{y1} = \frac{49.896 - 44.8074 - 39.897 + 35.9414}{4}$$

$$M_{y1} = 0.28 \text{ KN.m}$$

- Les moments dus aux charges réparties (pp)

$$L_x = 2.3 \text{ m}$$

$$L_y = 2.3 \text{ m}$$

$$H = 0.25 \text{ m}$$

$$G_{pp} = 0.25 * 25 = 6.25 \text{ KN/ml}$$

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

$$Q_u = 1.35 * 6.25 + 1.5 * 1$$

$$Q_u = 9.94 \text{ KN/ml}$$

Sollicitations :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.3}{2.3} = 1 > 0.4$$

La dalle travaille suivant les deux sens

Méthode BAEL

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_u * L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} \end{cases}$$

$$\mu_x = 0.0368$$

$$\mu_y = 1$$

$$M_{x2} = 0.0368 * 9.94 * 2.9^2$$

$$M_{x2} = 3.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1 * 3.08$$

$$M_{y2} = 3.08 \text{ KN.m}$$

3.7.5. Les moments appliqués à la dalle :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0.28 + 3.08 = 3.36 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.28 + 3.08 = 3.36 \text{ KN.m}$$

3.7.6. Les moments retenus :

❖ En travée

$$M_{tx} = 0.75 * M_x = 0.75 * 3.36 = 2.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 * M_y = 0.75 * 3.36 = 2.52 \text{ KN.m}$$

❖ En appui

$$M_{ax} = 0.5 * M_x = 0.5 * 3.36 = 1.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 * M_y = 0.5 * 3.36 = 1.68 \text{ KN.m}$$

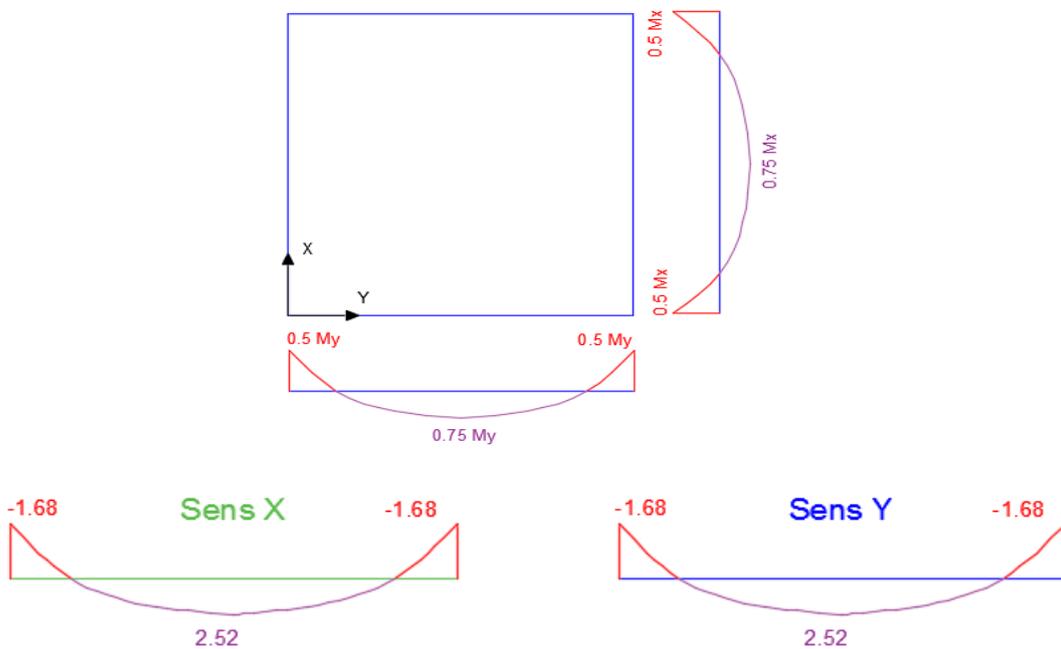


Figure 3.26 : Diagrammes des moments à l'ELU.

3.7.7. Détermination du ferrailage de la dalle :

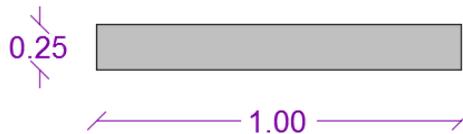


Figure 3.27 : Section de calcul de la dalle pleine

Sens x-x = Sens y-y

En travée :

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$M_{ut} = 2.52 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{2.52 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.25)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.0035 < 0.392$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.0044$$

$$Z = 0.9 * 0.25 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.225 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{M_{ut}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{St} = \frac{2.52 * 10^{-3}}{0.225 * 347.83}$$

$$A_{St} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ En appui

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$M_{ua} = 1.68 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{1.68 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.25)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.0023$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.0029$$

$$Z = 0.9 * 0.25 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.225 \text{ m}$$

$$A_{Sa} = \frac{M_{ua}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$ASa = \frac{1.68 * 10^{-3}}{0.225 * 347.83}$$

$$ASa = 0.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3.7.8. Section minimale :

Amin = 0.8‰ pour FeE400 CBA (p117)

$$Aymin = 0.0008 * (b * h) = 0.0008 * 100 * 25$$

$$Aymin = 2 \text{ cm}^2$$

$$Axmin = \frac{3 - \frac{Lx}{Ly}}{2} * Aymin = \frac{3 - 1}{2} * 2$$

$$Axmin = 2 \text{ cm}^2$$

❖ Sens x-x

En travée

$$0.32 < 2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{donc on prend } Ast = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui

$$0.22 < 2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{donc on prend } Asa = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$Stx \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(75; 33 \text{ cm})$$

$$Stx \leq 33 \text{ cm}$$

Donc le ferrailage sera 4T12/ml = 4.52 cm²/ml

❖ Sens y-y

En travée

$$0.32 < 2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{donc on prend } Ast = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui

$$0.22 < 2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{donc on prend } Asa = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$Sty \leq \min(4h; 33 \text{ cm}) = \min(100; 45 \text{ cm})$$

$$Sty \leq 45 \text{ cm}$$

Donc le ferrailage sera 4T12/ml=4.52 cm²/ml

3.7.9. Vérification des armatures transversales :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{v * u}{b * d} \\ \bar{\tau}_u = 10 * \frac{h_0}{3} * \min(0.13 * f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \end{cases}$$

$$Vu = Vx + Vv \quad \text{Sens x}$$

$$V_u = V_y + V_u \quad \text{Sens } y$$

On calcul V_x et V_y (ET due aux CR)

$$\rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u * \frac{L_x}{2 * \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \\ V_y = q_u * \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = 9.94 * \frac{2.9}{2 * \left(1 + \frac{1}{2}\right)} \\ V_y = 9.94 * \frac{2.9}{3} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = 9.61 \text{ KN} \\ V_y = 9.61 \text{ KN} \end{cases}$$

On calcul V_v et V_u

$$V_v = \frac{q_0}{2 * u + v} = V_u$$

On a $u = v = 35 \text{ cm}$

$$V_v = V_u = \frac{24.19}{2 * 0.35 * 0.35} = 23.04 \text{ KN}$$

$$V_{ux} = 9.61 + 23.04 = 32.56 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = 9.61 + 23.04 = 32.56 \text{ KN}$$

$$V_u = \max(V_{ux} ; V_{uy}) = 32.56 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } \tau_u = \frac{32.56 * 10^{-3}}{1 * 0.225}$$

$$\tau_u = 0.145 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{10 * 0.25}{3} * 3.25 = 2.71 \text{ MPa}$$

$$0.145 < 2.71 \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{CV}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ ELS

$$v = 0.2$$

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + vM_2) * P \\ M_y = (M_2 + vM_1) * P \end{cases}$$

$$P_s = P' * s * s$$

$$L_x/L_y = 2.9/2.9 = 1 \rightarrow \text{Abaque}$$

La charge surfacique sur le rectangle (35*35) cm² est :

$$Q_s = (60 + 3.5)/4$$

$$Q_s = 15.875 \text{ KN}$$

$$P's = \frac{q_s}{u * v} = \frac{15.875}{0.35 * 0.35} = 129.59 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles sont résumés dans le tableau suivant :

N°	uo	vo	uo/Lx	vo/Ly	M1	M2	S [m²]	p's [KN/m²]	Ps [KN]	Mx [KN.m]	My [KN.m]
1	2,25	2,25	0,77586207	0,77586207	0,056	0,056	5,0625	129,59183	656,058	44,087	44,087
2	1,55	2,25	0,53448276	0,77586207	0,073	0,065	3,4875	129,59183	451,951	38,867	35,975
3	1,55	1,55	0,53448276	0,53448276	0,085	0,085	2,4025	129,59183	311,344	31,757	31,757
4	2,25	1,55	0,77586207	0,53448276	0,065	0,073	3,4875	129,59183	451,951	35,975	38,867

Tableau 3.13 : moment isostatique des rectangles

➤ Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{x1} = \frac{M_x[A F K P] - M_x[B E L O] - M_x[D J G M] + M_x[C H I N]}{4}$$

$$M_{x1} = \frac{44.087 - 38.867 - 35.975 + 31.757}{4}$$

$$M_{x1} = 0.25 \text{ KN. m}$$

$$M_{y1} = \frac{M_y[A F K P] - M_y[B E L O] - M_y[D J G M] + M_y[C H I N]}{4}$$

$$M_{y1} = \frac{44.087 - 38.867 - 35.975 + 31.757}{4}$$

$$M_{y1} = 0.25 \text{ KN. m}$$

➤ Les moments dus aux charges réparties (pp)

$$L_x = 2.3 \text{ m}$$

$$L_y = 2.3 \text{ m}$$

$$H = 0.25 \text{ m}$$

$$G_{pp} = 0.25 * 25 = 6.25 \text{ KN/ml}$$

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

$$Q_s = 6.25 + 1$$

$$Q_s = 7.25 \text{ KN/ml}$$

Sollicitations :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.3}{2.3} = 1 > 0.4$$

La dalle travaille suivant les deux sens

Méthode BAEL

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_s * L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} \end{cases}$$

$$\mu_x = 0.0368$$

Rapport-gratuit.com



$$\mu_y = 1$$

$$M_{x2} = 0.0368 * 7.25 * 2.9^2$$

$$M_{x2} = 2.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1 * 2.24$$

$$M_{y2} = 2.24 \text{ KN.m}$$

3.7.10. Les moments appliqués à la dalle :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0.25 + 2.24 = 2.49 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.25 + 2.24 = 2.49 \text{ KN.m}$$

3.7.11. Les moments retenus:

❖ En travée

$$M_{tx} = 0.75 * M_x = 0.75 * 2.49 = 1.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 * M_y = 0.75 * 2.49 = 1.87 \text{ KN.m}$$

❖ En appui

$$M_{ax} = 0.5 * M_x = 0.5 * 2.49 = 1.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 * M_y = 0.5 * 2.49 = 1.25 \text{ KN.m}$$

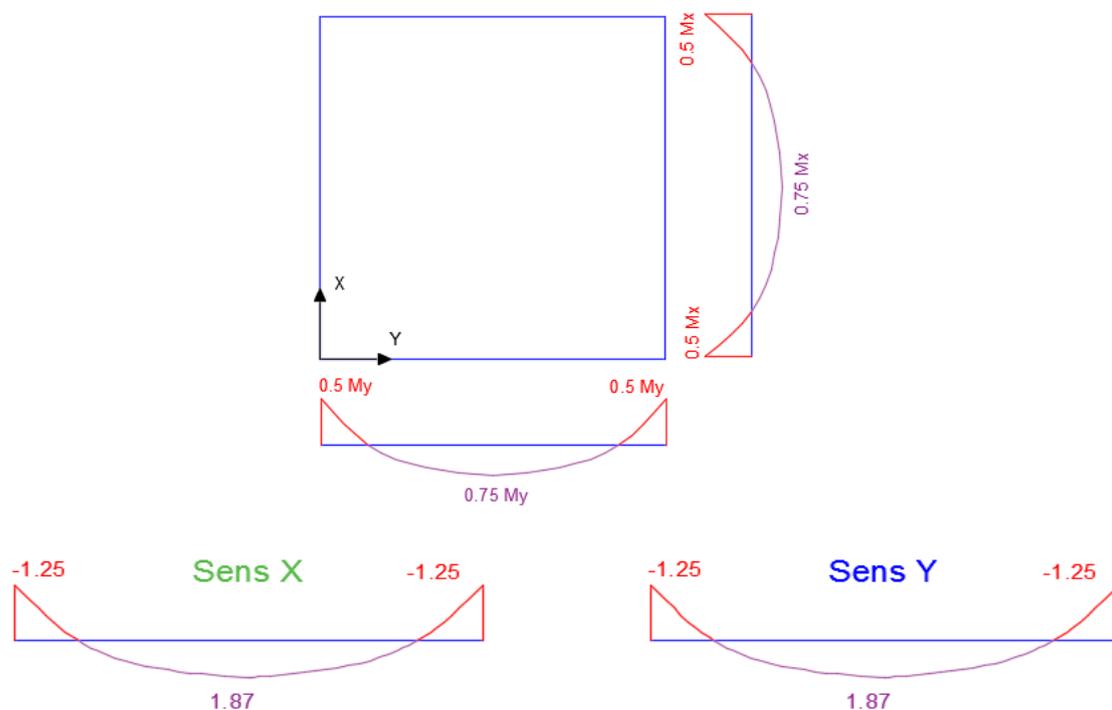


Figure 3.28 : Diagrammes des moments à l'ELS.

3.7.12. Vérification des contraintes dans le béton:

Sens x

$$M_{S_{tx}} = 1.87 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{sc} = 0$$

$$b * \frac{x^2}{2} + \eta_{asc} * (x - d) - \eta * A_{st} * (d - x) = 0$$

$$50 x^2 + 67.8 x - 1525.5 = 0$$

$$X = 4.89 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} * x^3 + \eta * A_{st} * (d - x)^2$$

$$I = 24923.27 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} * x = \frac{1.87 * 10^{-3} * 4.89 * 10^{-2}}{24923.27 * 10^{-8}} = 0.367 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$0.367 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{CV}$$

$$M_{max} < M_{tx} \rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{CV}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

3.7.13. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{290} = 0.086 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{290} = 0.086 > 0.1 * \frac{M_t}{M_o} = 0.1 * \frac{1.87}{2.49}$$

$$0.086 > 0.072 \quad \text{CV}$$

Puis que les conditions sont vérifiées donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche

		Ferraillage calculé [cm ² /ml]	Ferraillage choisi [cm ² /ml]
Sens X-X = Y-Y	Travée	0.32	4T12 = 4,52
	Appui	0.22	4T12 = 4,52

Tableau 3.14 : Tableau récapitulative du ferraillage d'escalier.

3.7.14. Conclusion

Dans cette partie nous avons réussi à déterminer les différentes sollicitations pour l'intégralité des éléments secondaire indépendamment de l'action sismique et arriver à un ferrailage qui vérifie les conditions RPA.

Chapitre 4 : Etude dynamique

4.1. Etude dynamique de la structure.

4.1.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord algérien sont les tremblements de terre, ces derniers ont le plus grand effet destructeurs dans la plus part des ouvrages.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importance prévention est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économique et techniquement cohérent.

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (zone 1 dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion.....).

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel SAP2000 version 14.0.0.

4.1.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

4.1.3. Présentation du programme sap2000 :

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau....) et des travaux publics (ponts, tunnels...), Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

4.1.4. Modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments «Frame » Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i », Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 », Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds, Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme, Les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans, La masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré, Pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds.

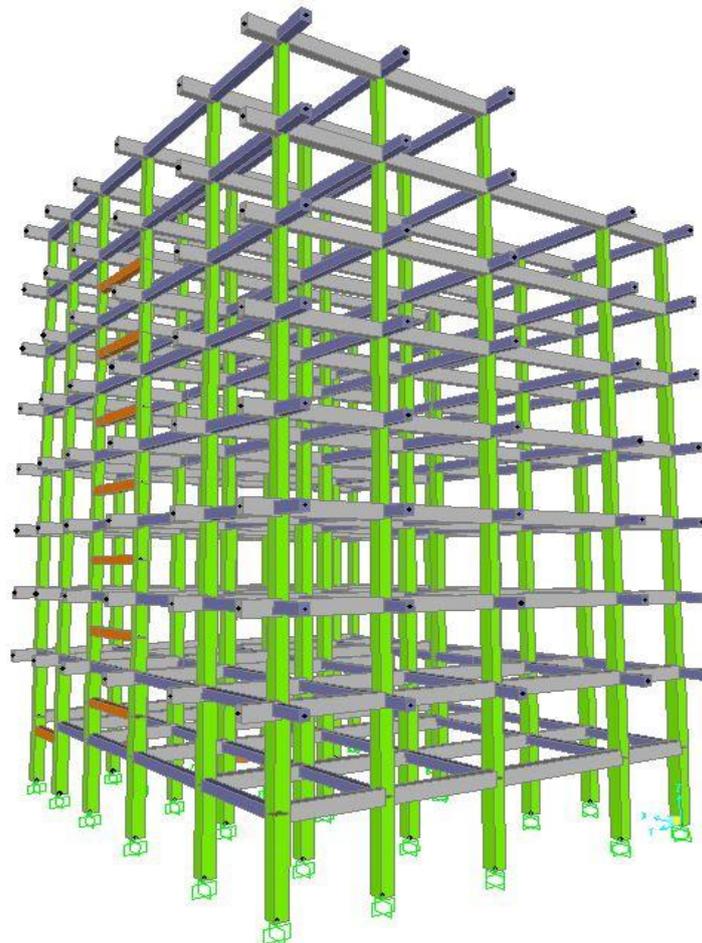


Figure 4.1 : Modélisation 3D de la structure sur le << sap 2000 >>.

4.2. Méthodes de calculs :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4.2.1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

4.2.1.1. Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans L'article (4.1.2) du RPA 99, page 39. Ces conditions sont restées inchangées dans la version 2003. La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrite avec une hauteur au plus égale à 17 m en zone I.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant outres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

Tous groupes.

Zone II :

Groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone III :

Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8 m.

4.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des Accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Exemple aux centrales nucléaires) par un personnel qualifié.

Toutefois, on utilisera la méthode statique équivalente pour vérifier la condition du RPA99 version 2003 : $V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$.

Avec :

V_{Dyn} : La résultante des forces sismiques à la base.

V_{Stat} : La résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

4.3. Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

- ELU : $1,35G+1,5Q$

- ELS : $G+Q$

- ELA : $G+Q\pm 1,2 E$

- ELA : $G+Q\pm E$

- ELA : $0,8G+E$

4.4. Détermination de la force sismique totale [V]:

D'après RPA99 version 2003, la force sismique totale est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

4.4.1. Coefficient d'accélération [A] :

D'après la classification sismique des wilayas :

Tlemcen => zone I.

Ouvrage courant ou d'importance moyenne :

Usage d'habitation et commerce => groupe 2

Alors d'après les critères cités, on obtient :

$A = 0,10$ (tableau 4.1 : RPA 99 version 2003 (P 41)).

4.4.2. Coefficient de comportement de la structure [R]:

Dans notre structure, on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement de la structure égal à : $R = 4$ (Tableau 4.3 : RPA 99 version 2003 (P45)).

Il y aura une vérification de ce coefficient si après.

4.4.3 Facteur de qualité [Q]:

La valeur du facteur de qualité est déterminée par cette formule :

$$Q = 1 + \sum_{k=0}^n Pq$$

Avec :

Pq : est la pénalité à retenir selon le tableau (Tableau 4.4 : RPA 99 version 2003 (P48)).

a) Condition minimale des files port.

système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Dans notre cas au 7eme niveau selon le sens y on a juste 2 travées donc critère non observé

$Pqy=0.05$

Pour le sens x on a :

$$\frac{2.80}{3.32} = 0.84 < 1.5 \quad \text{CV}$$

$$\frac{3.32}{4.08} = 0.81 < 1.5 \quad \text{CV}$$

$$\frac{4.08}{4.92} = 0.83 < 1.5 \quad \text{CV}$$

$$\frac{4.92}{3.93} = 1.25 < 1.5 \quad \text{CV}$$

$$\frac{3.93}{1.25} = 3.14 > 1.5 \quad \text{CNV}$$

Puisque on a au moins 3 travées qui vérifient donc critère observé $P_{qx}=0$

b) Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de Voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

$$[\text{Sens longitudinal (6 files)}] \quad \frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{4.92}{1.25} = 4.94 > 1.5 \quad \Rightarrow P_{qx} = 0.05$$

$$[\text{Sens transversal (5 files)}] \quad \frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{5.54}{1.15} = 4.82 > 1.5 \quad \Rightarrow P_{qy} = 0.05$$

C) Régularité en plan.

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (c1 à c4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait (RPA 99 version 2003 P 35).

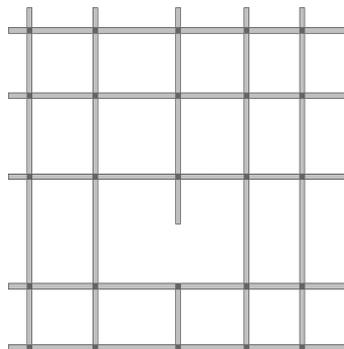


Figure 4.2 : Représentation d'un plancher sens(X-Y) .

C1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Pour notre cas la symétrie n'est pas assurée. → CNV

C2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

$$L_x = 20.3 \text{ m}$$

$$L_y = 17.34 \text{ m}$$

$$x_t = \frac{\sum(l_{xi} * x_i)}{\sum l_{xi}} = 9,366284 > 0.15 * 20.3 = 3.045 \text{ m} \rightarrow \text{CNV}$$

$$y_t = \frac{\sum(l_{yi} * y_i)}{\sum l_{yi}} = 10,1234990.15 > 0.15 * 17.34 = 2.601 \text{ m} \rightarrow \text{CNV}$$

C3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Partie saillante :

$$\text{on a : } \left(\begin{matrix} L_X = 19.35 \\ L_Y = 16.34 \end{matrix} \right) ; \left(\begin{matrix} l_x = 20.30 \\ l_y = 1 \end{matrix} \right) ; \left(\begin{matrix} l_x = 1.05 \\ l_y = 17.34 \end{matrix} \right)$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{l_x}{L_X} = \frac{20.30 + 1.05}{19.35} = 1.10 > 0.25 \\ \frac{l_y}{L_Y} = \frac{1 + 17.34}{16.34} = 1.12 > 0.25 \\ \frac{L_X}{L_Y} = \frac{19.35}{16.34} = 1.18 < 4 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{CNV} \\ \text{CNV} \\ \text{CV} \end{array} \rightarrow \text{CNV}$$

C4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$\frac{S_{\text{ouvertures}}}{S_{\text{plancher}}} = \frac{8.76 + 5.29 + 12}{353.07} = 0.074 < 0.15 \rightarrow \text{CV}$$

Puisque les 4 conditions ne sont pas vérifiées donc critère non observé $P_q=0.05$

D) Régularité en élévation.

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (d1 à d4) sont respectés.

Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

(RPA 99 version 2003 P 35).

d1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

⇒ Critère observé **CV**.

d2 Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

Dans notre cas le 6^{eme} étage (356.81 t) et le 7^{eme} étage (183.19).

$$\frac{183.19}{356.81} = 0.51 > 0.15 \quad \text{CNV.}$$

Donc un changement brusque de la masse → critère non observé.

d4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines D'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles d3 et d4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

$$\frac{LX}{LY} = \frac{20.3}{17.34} = 1.17 < 1.5 \quad \text{CV}$$

Puisque les 3 critères ne sont pas toute vérifier donc c'est un critère non observé. $P_q = 0.05$

Remarque

Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation. (RPA 99 version 2003 P 35).

Donc notre structure est classé structure irrégulier.

e) Contrôle de la qualité des matériaux

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

On suppose que les matériaux dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc **CNV**

→ Critère non observé $P_q = 0.05$

f) Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé car il est très difficile de contrôler tous les opérations dans un chantier et pendant toute la durée du projet sur tous les journées hivernal donc **CNV**.

Critère non observé $P_q = 0.1$

		Q	
		SENS X	SENS Y
a	Condition minimale des files porteuses	0	0
b	Redondance en plan	0,05	0,05
c	Régularité en plan	0,05	0,05
d	Régularité en élévation	0,05	0,05
e	Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
f	Contrôle de la qualité d'exécution	0,1	0,1
somme q		0,3	0,3

Tableau.4.1 : Pénalité correspondante au critère.

$$Q_x = Q_y = 1 + 0.3 = 1.3$$

4.4.4 Facteur de correction d'amortissement $[\eta]$:

$\zeta(\%) = 7\%$ Portique en béton armé dense RPA 99 version 2003 (P 38)

D'après la Formule 4.3 du RPA 99 version 2003 (P 41) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.8819$$

4.4.5. Période $[T1]$ et $[T2]$ du site considérée :

D'après le rapport géotechnique, notre site est meuble(S3) (Tableau 4.7: RPA 99 version 2003) : $T1 = 0.15$ s $T2 = 0.5$ s

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul [RPA99V2003, 4.3.3] suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.2 A [1 + (T/T1)(2.5\eta (Q/R) - 1)] & 0 \leq T \leq T1 \\ 2.5\eta(1.25 A) (Q/R) & T1 \leq T \leq T2 \\ 2.5\eta(1.25 A) (Q/R)(T2/T1)^{2/3} & T2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta(1.25 A) (T2/3)(3/T)^{5/3} (Q/R) & T \geq 3.0S \end{cases}$$

$T1$ et $T2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site S3.

η : facteur de correction d'amortissement.

S_a/g : Accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur = 10 m/s^2

a) Caractéristiques de l'ouvrage :

Zone I: sismicité faible.

Groupe 2 : ouvrages courants et d'importance moyenne

Site S3 : $T1 = 0,15$ s et $T2 = 0,5$ s

Système de contreventement : R = 4 (portiques + voiles)

Après vérification R = 5 [4.10]

Coefficient d'accélération de la zone A = 0,1

Facteur de qualité Q = 1,30

b) Spectre de réponse :

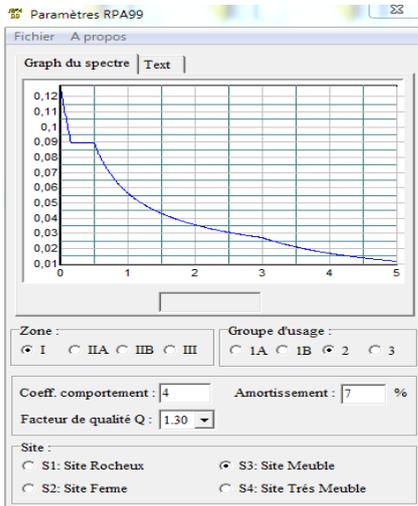


Figure 4.3 : La courbe de spectre de réponse R=4

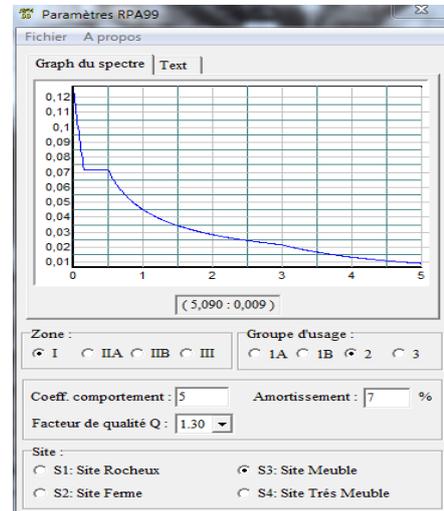


Figure 4.4 : La courbe de spectre de réponse R=5

[4.10]

4.4.6. Facteur d'amplification dynamique [D] :

D'après RPA 99 version 2003 on a :

$$D = \begin{cases} 2\eta & 0 \leq T \leq T2 \\ 2.5\eta (T2/T)^{2/3} & T2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (T2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

4.5. Estimation de la période fondamentale de la structure :

Dans notre cas, on a une structure mixte alors la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (3.4 ; 4.7) d'après RPA99 version 2003 :

$$T = \min(C_t h_n^{3/4}; 0.09h_n/\sqrt{d})$$

Avec :

h_n : Hauteur totale mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

d : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul à considérer.

(C_T=0.05) Dans notre structure, on a un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé (Tableau 4.7 : RPA 99 version 2003).

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

T : Période fondamentale de la structure.

Sens longitudinal

$$h_n = 26.24 \text{ m}$$

$$d_x = 20.30 \text{ m}$$

$$T_x = \min(0.05 * 26.24^{3/4}; 0.09 * 26.24 / \sqrt{20.30})$$

$$T_x = \min(0.58; 0.524)$$

$$T_x = 0.524 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 * 0.8819 * (0.5/0.524)^{2/3}$$

$$D_x = 2.136$$

Sens transversal

$$h_n = 26.24 \text{ m}$$

$$d_y = 17.34 \text{ m}$$

$$T_y = \min(0.05 * 26.24^{3/4}; 0.09 * 26.24 / \sqrt{17.34})$$

$$T_y = \min(0.58; 0.567)$$

$$T_y = 0.567 \text{ s}$$

$$D_y = 2.5 * 0.8819 * (0.5/0.567)^{2/3}$$

$$D_y = 2.027$$

4.6. Les différentes variantes de disposition des voiles:

Pour le choix de la disposition optimale des voiles on fait une vérification de la reprise des voiles de la charge verticale. Pour un système de contreventement en voiles, les voiles doivent reprendre en plus de la charge sismique horizontale au plus 20% de la charge verticale.

$$\frac{N_v}{N_s} * 100 \leq 20\%$$

N_v : Effort normal repris par les voiles.

N_s : Effort normal repris par la structure sans voile.

Le choix de la position des voiles doit satisfaire un certain nombre de condition

- Les conditions d'architectures.
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la

structure.

Plusieurs variantes ont été étudiées : (Figure 4.54.12)

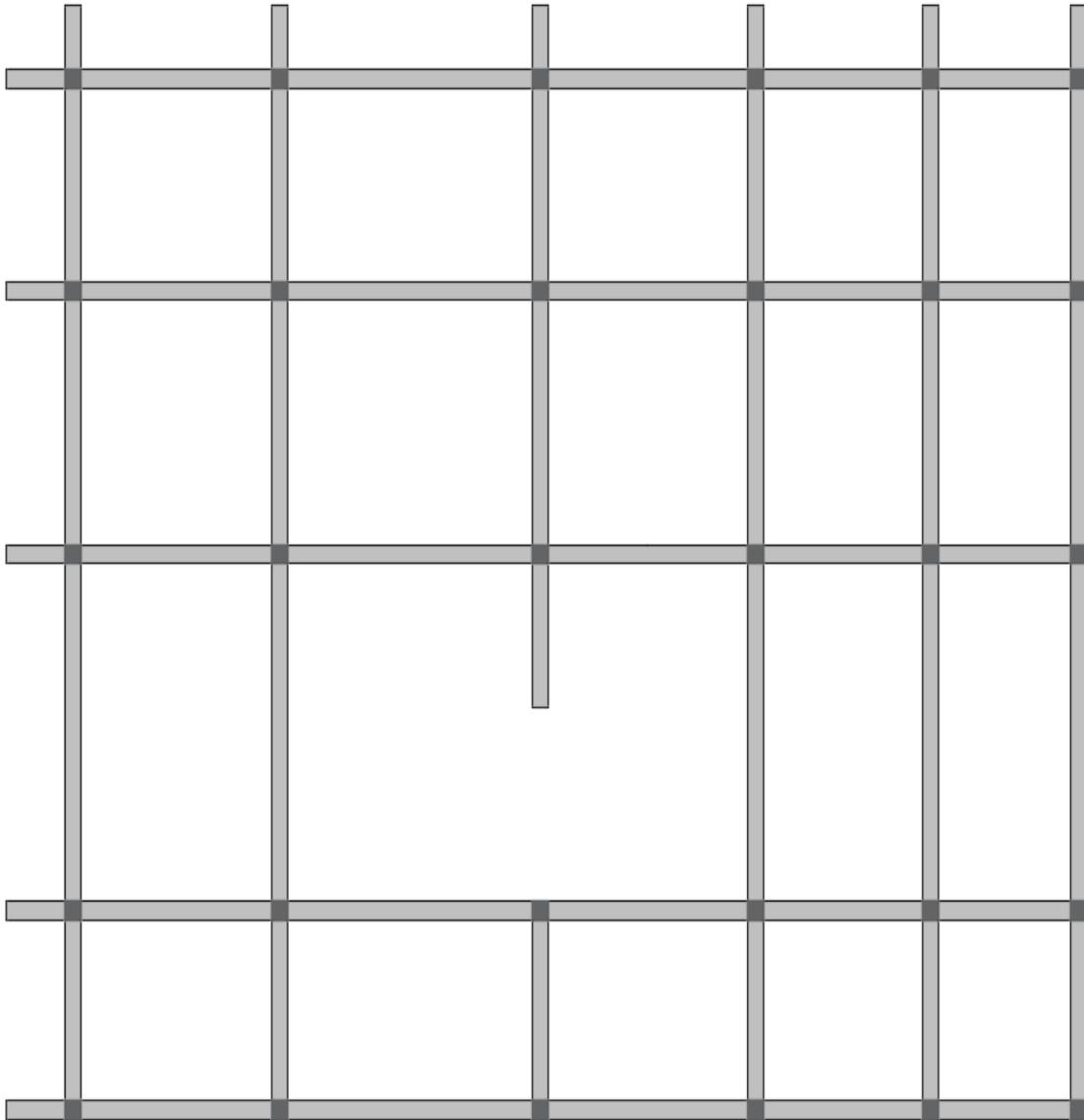


Figure 4.5 : Variante N°1(témoin)
 $T=1.4252$ s

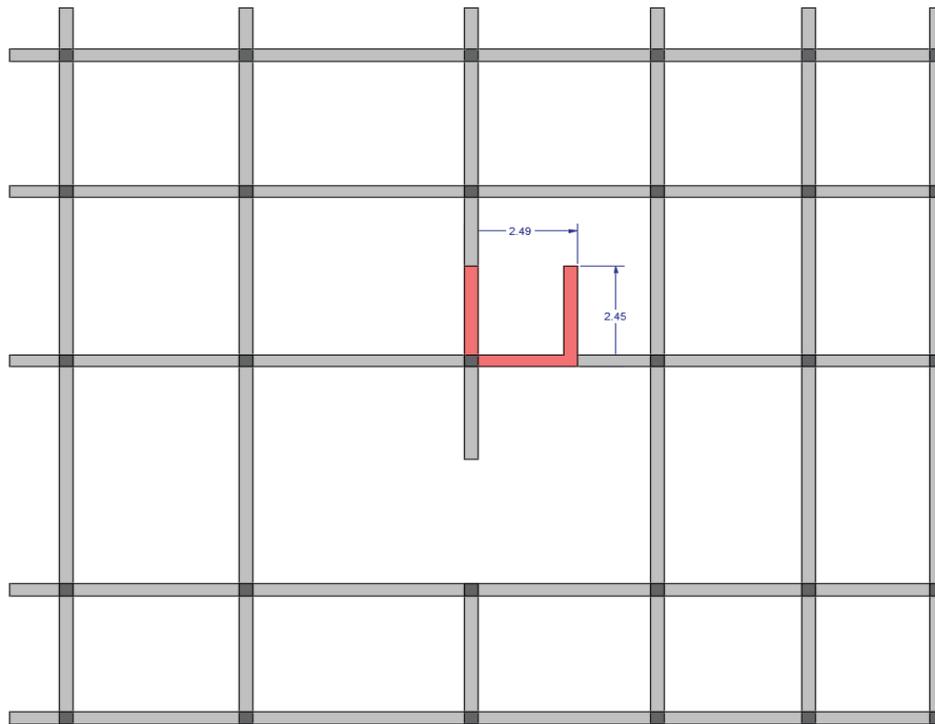


Figure 4.6 : Variante N°2
 $T=1.1922$ s

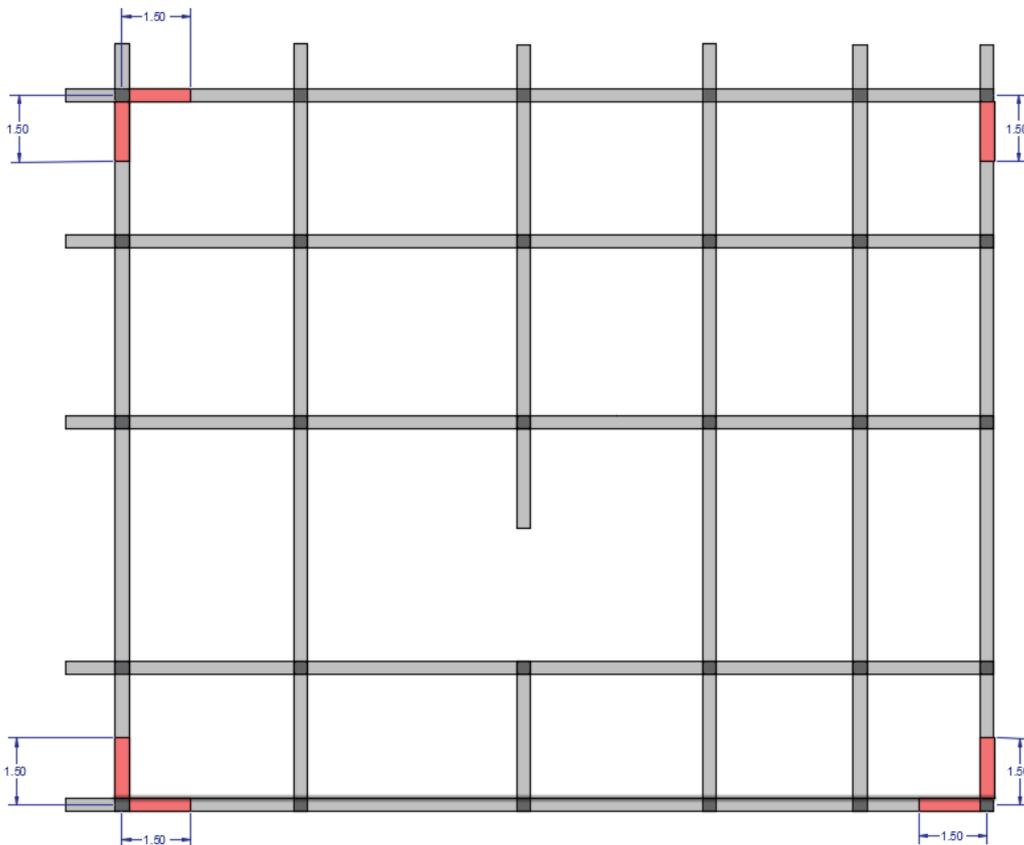


Figure 4.7 : Variante N°3
 $T=1.1863$ s

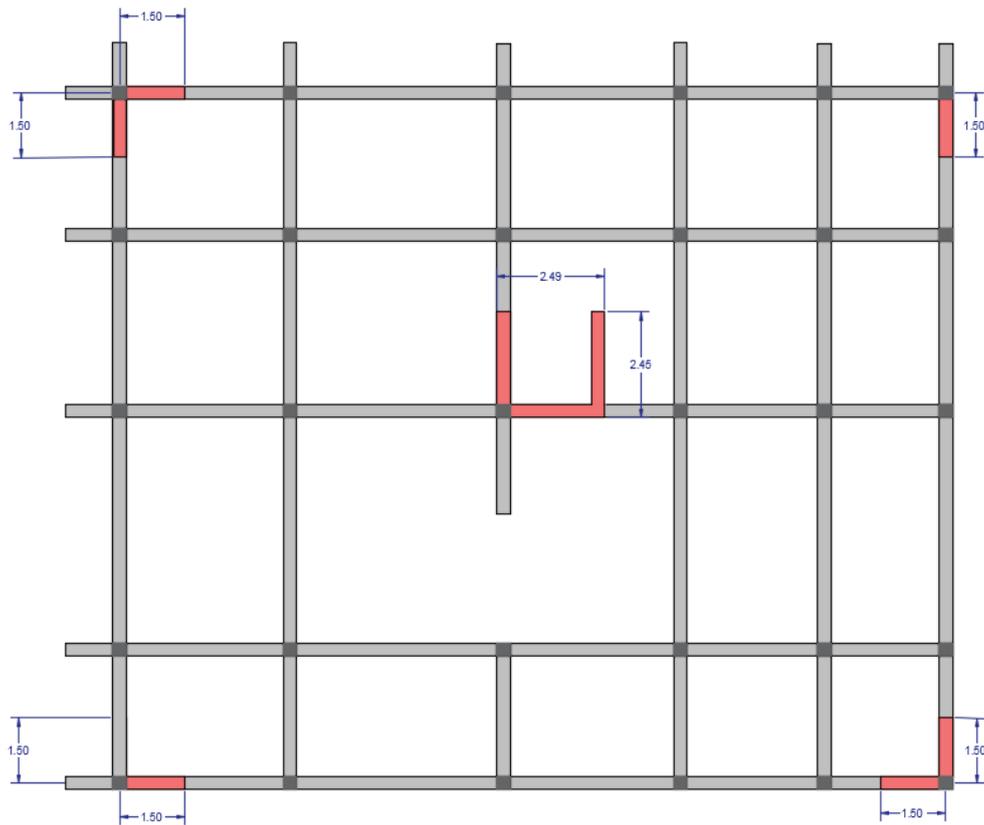


Figure 4.8 : Variante N°4
T=1.0019 s

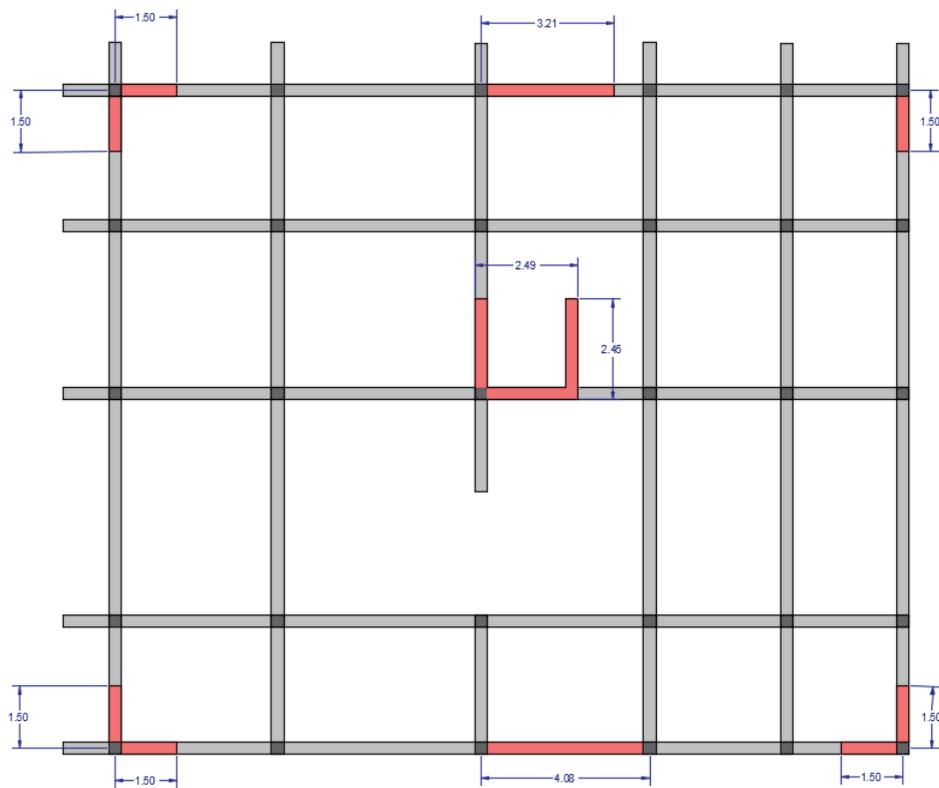


Figure 4.9 : Variante N°5
T=0.8281 s

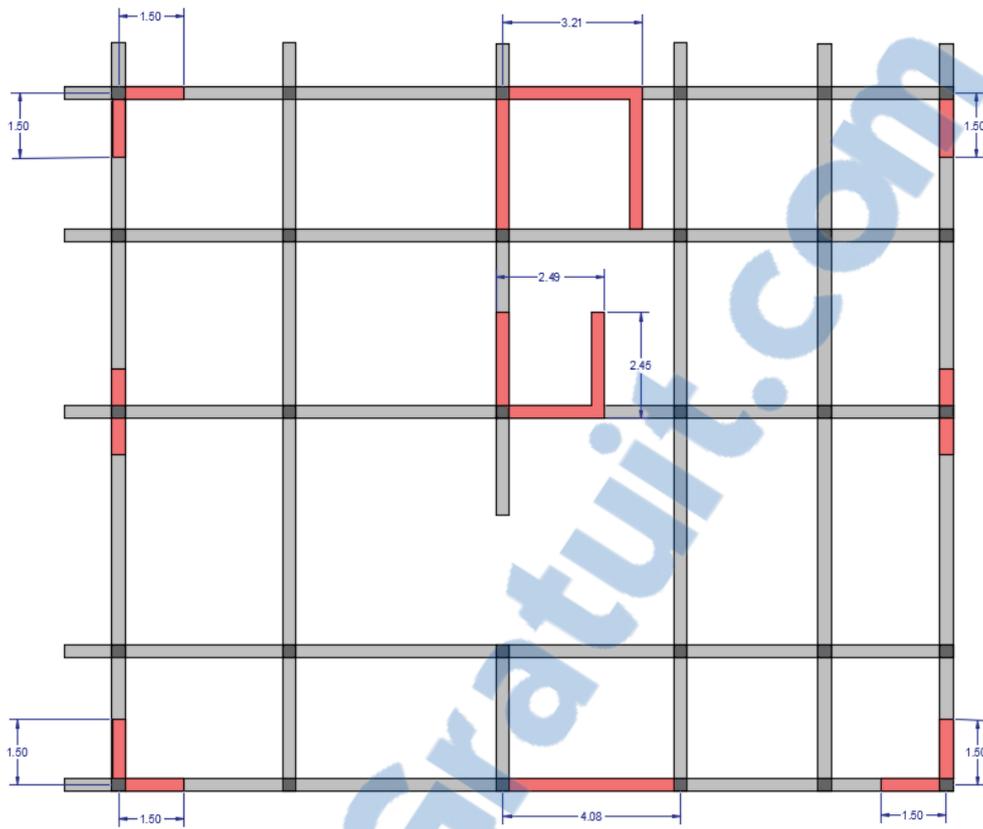


Figure 4.10 : Variante N°6
 $T=0.6904$ s

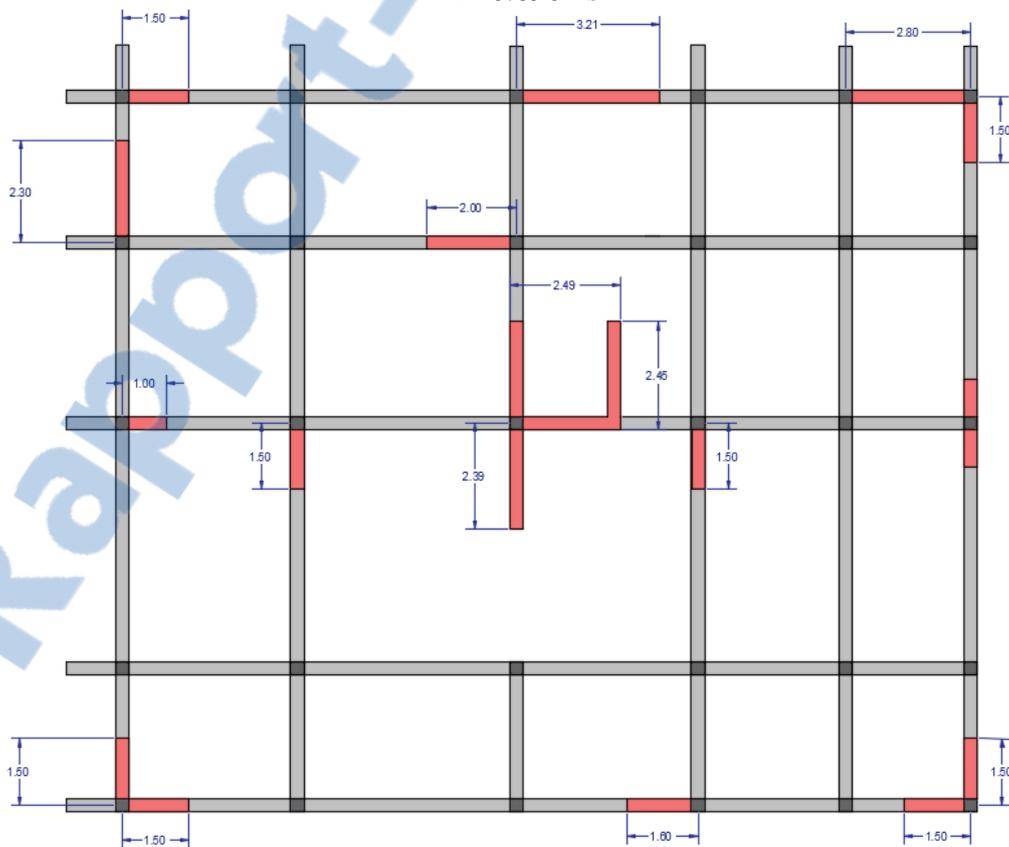


Figure 4.11 : Variante N°7
 $T=0.7202$ s

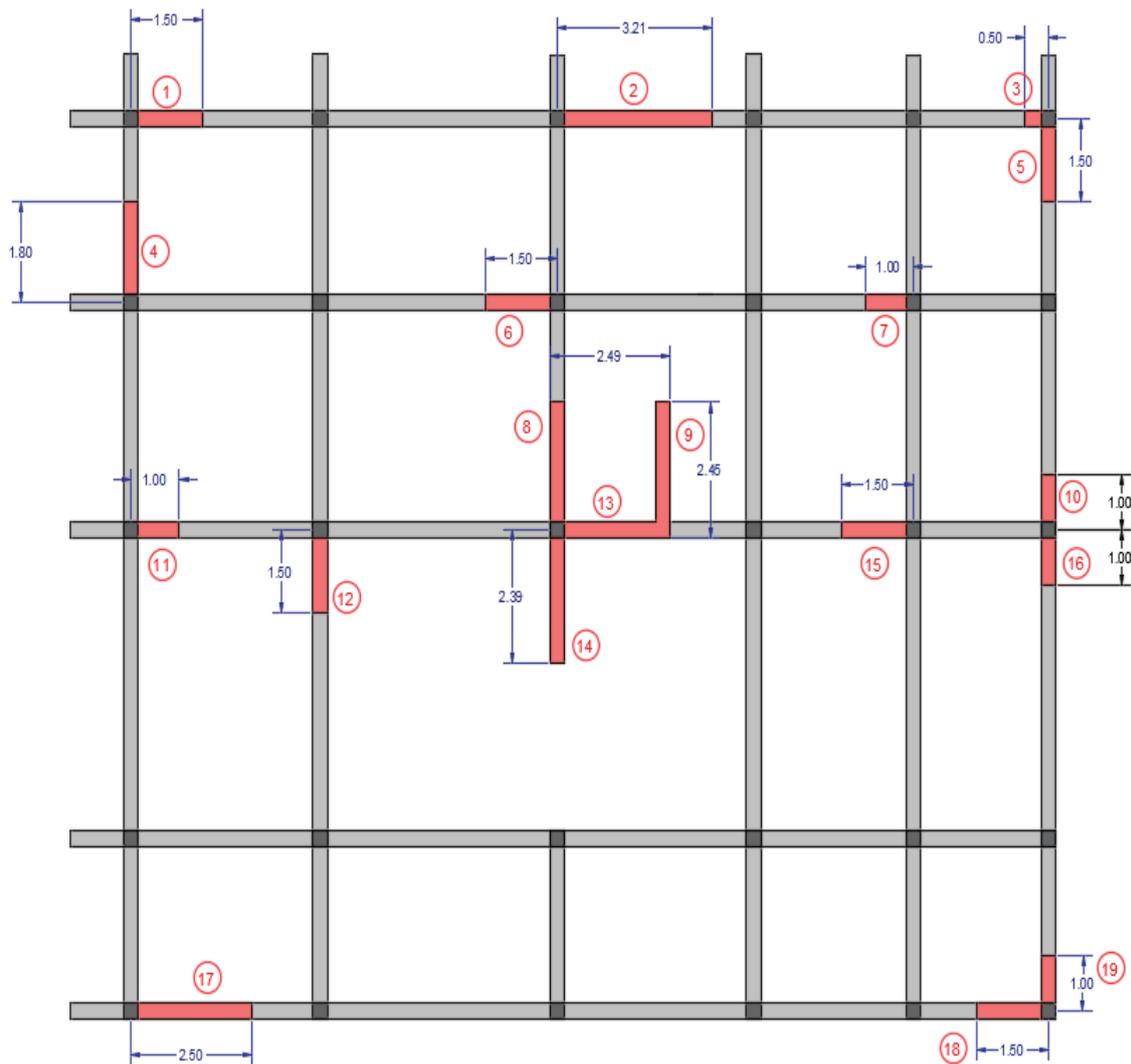


Figure 4.12 : Variante N°7 final
 $T=0.7272$ s

La disposition des voiles doit satisfaire plusieurs conditions qui se trouvent ci-dessous :

Vérification de la période :

Selon le RPA99version2003, [Art4.2.4] :

Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30%.

$Temp = 0.567 \times 1.3 = 0.7371$ s > $T_{num} = 0.7272$ s **[CV]**

- La position des voiles doit éviter les efforts de torsion dans la structure. [4.8]
- Il faudra aussi que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens. **CV**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
Output Case	Step Type	Step Num	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
modale	Mode	1	0,727202	0,58418	0,12392	0,000008694	0,58418	0,12392	translation
modale	Mode	2	0,722984	0,11025	0,45793	0,000004566	0,69443	0,58185	translation
modale	Mode	3	0,647376	0,01171	0,12524	8,025E-07	0,70614	0,70709	rotation
modale	Mode	4	0,211673	0,02931	0,10913	0,00008283	0,73545	0,81622	
modale	Mode	5	0,199612	0,09128	0,00233	4,012E-07	0,82673	0,81855	
modale	Mode	6	0,190846	0,04532	0,05123	0,00001575	0,87205	0,86978	
modale	Mode	7	0,102631	0,00614	0,03641	0,00061	0,87819	0,90619	
modale	Mode	8	0,099685	0,02335	0,00118	0,0005	0,90154	0,90737	CV
modale	Mode	9	0,098799	0,00294	0,000005044	0,00021	0,90448	0,90738	
modale	Mode	10	0,095758	0,00049	0,00027	0,00887	0,90497	0,90765	
modale	Mode	11	0,095399	0,00037	0,00027	0,13283	0,90534	0,90792	
modale	Mode	12	0,093494	0,01771	0,01724	0,00001821	0,92304	0,92516	

Tableau 4.2 : tableau de vérification des masses modales.

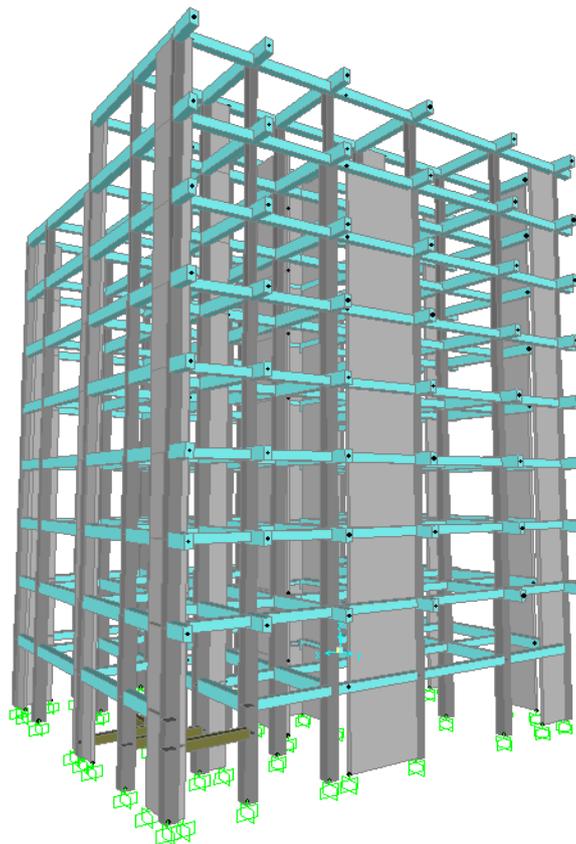


Figure 4.13 : Modélisation 3D de la structure avec voiles sur le << sap 2000 >>.

- Le nombre de voile qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité, et à la fois rester dans un domaine économique.



- La disposition finale doit aussi respecter le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003.

- C'est la raison pour laquelle on a choisi **la 8^{ème} disposition**, car elle satisfait les différentes conditions citées au paravent et on va démontrer ci-après.

$$\frac{N_v}{N_s} * 100 \leq 20\%$$

N_v : Effort normal repris par les voiles.

N_s : Effort normal repris par la structure sans voile.

		$\frac{N_v}{N_s} * 100 \leq 20\%$	
N voile x	11039,939	18,74764273	CV
N structure x	58887,087		
N voile y	10801,47	18,89030603	CV
N structure y	57179,963		
N voile globale	21841,409	18,81792378	CV
N structure globale	116067,05		

Tableau 4.3 : tableau de vérification des conditions du RPA.

4.7. Modélisation:

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

➤ Poids total de la structure "W" :

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations, d'après : (le tableau 4.5, RPA99V2003, P30)

$$W_T = \sum w_i$$

$$W_i = W_{gi} + \beta w_{qi}$$

Avec W_{gi} : poids due aux charges permanente

W_{qi} : charge d'exploitation

β : coefficient de pondération (d'après RPA99 ; β = 0,2)

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donne par le logiciel SAP2000 :

Niveaux	Masse étage [KN]
ss	3 747,810
Rdc	3 819,119
1	3 777,776
2	3 739,231
3	3 700,686
4	3 667,280
5	3 633,874
6	3 568,177
7	1 831,983
Masse totale	31 485,935

Tableau 4.4: Poids des différents niveaux.

4.8. Caractéristique géométrique et massique de la structure

a. Centre de torsion :

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$x_t = \frac{\sum(I_{xi} * x_i)}{\sum I_{xi}}$$

$$y_t = \frac{\sum(I_{yi} * y_i)}{\sum I_{yi}}$$

Avec

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

y_i : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

❖ Pour les poteaux

$$\begin{cases} I_{xi} = \frac{a * b^3}{12} \\ I_{yi} = \frac{b * a^3}{12} \end{cases} \dots\dots\dots (A)$$

Puisque $a=b$ donc $I_{xi} = I_{yi} = \frac{a^4}{12}$

❖ Pour les voiles

$$\begin{cases} I_{xi} = \frac{c * l^3}{12} \\ I_{yi} = \frac{l * c^3}{12} \end{cases} \dots\dots\dots (B)$$

D'après l'application de la formule(A) les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le tableau suivant:

Centre de torsion		
Niveau	Xt [m]	Yt [m]
ss	9,444806	9,972989
Rdc	9,444806	9,972989
1	9,444806	9,972989
2	9,410049	10,040562
3	9,410049	10,040562
4	9,384146	10,089934
5	9,366284	10,123499
6	9,366284	10,123499
7	9,357621	10,192023

Tableau 4.5 : Centre de torsion des planchers.

b. Centre de masse :

$$\begin{cases} X_m = \frac{\sum(W_i * x_i)}{\sum W_i} \\ Y_m = \frac{\sum(W_i * y_i)}{\sum W_i} \end{cases} \dots\dots\dots (C)$$

Les résultats du centre de masse donné par le "SAP2000" des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Centre de masse		
niveau	Xm [m]	Ym [m]
ss	9,079916	7,937297
Rdc	9,097337	8,532121
1	9,091719	8,536469
2	9,081152	8,546771
3	9,070366	8,557287
4	9,060833	8,566579
5	9,051126	8,576043
6	9,062404	8,688372
7	9,050520	12,890814

Tableau 4.6 : Centre de masse de chaque niveau.

Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

- Excentricité théorique.
- Excentricité accidentelle.

a. Excentricités théoriques :

$$\begin{cases} Ex_t = |X_m - X_t| \\ Ey_t = |Y_m - Y_t| \end{cases}$$

Avec : X_m ; Y_m : les coordonnées du centre de masse.

X_t ; Y_t : les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

Excentricités théoriques		
Niveau	Ext [m]	Eyt [m]
ss	0,36	2,04
Rdc	0,35	1,44
1	0,35	1,44
2	0,33	1,49
3	0,34	1,48
4	0,32	1,52
5	0,32	1,55
6	0,30	1,44
7	0,31	2,70

Tableau 4.7 : Les excentricités théoriques des planchers.

b. Excentricités accidentelles :

$$\begin{cases} Ex_a = \max(5\% * L_{x\max}; Ex_t) \\ Ey_a = \max(5\% * L_{y\max}; Ey_t) \end{cases}$$

Avec :

$$L_x = 20.3 \text{ m}$$

$$L_y = 17.19 \text{ m}$$

Les résultats des excentricités accidentelles sont regroupés dans le tableau suivant :

Excentricités accidentelles		
Niveau	EXa [m]	Eya [m]
SS	1,02	2,04
Rdc	1,02	1,44
1	1,02	1,44
2	1,02	1,49
3	1,02	1,48
4	1,02	1,52
5	1,02	1,55
6	1,02	1,44
7	1,02	2,70

Tableau 4.8 : Les excentricités accidentelles

4.9. Détermination de l'effort tranchant et de la force sismique de chaque niveau:

D'après le programme MSE :

Niveau	Fx [KN]	Effort tranchant x [KN]	Fy [KN]	Effort tranchant y [KN]
SS	59,84	2186,3	56,77	2074,40
Rdc	115,85	2126,46	109,92	2017,63
1	168,88	2010,61	160,24	1907,71
2	220,89	1841,73	209,58	1747,47
3	271,79	1620,84	257,88	1537,88
4	322,03	1349,05	305,55	1280,01
5	371,31	1027,02	352,31	974,46
6	415,87	655,71	394,59	622,15
7	239,84	239,84	227,57	227,57

Tableau.4.9: Les forces sismiques et l'effort tranchant de chaque niveau (pour R=4) avec programme MSE.

4.10. Vérification du coefficient de comportement R :

D'après l'article 4.a de RPA99V2003 : pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile $R = 4$, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultants de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, et

la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

Charges horizontales :

L'effort repris par la structure:

$$V_{tx}=2186,3 \text{ KN}$$

$$V_{ty}=2074,4 \text{ KN}$$

$$V_t =4260.7\text{KN}$$

L'effort repris par les voiles (Sap2000)

$$V_{xx}=1689.38\text{KN}$$

$$V_{yy}=1507.34\text{KN}$$

$$V_v=3196.72\text{KN}$$

$$\frac{V_{xx}}{V_{tx}} = \frac{1689.38}{2186.3} = 77.27\% < 100\% \quad \text{CNV}$$

$$\frac{V_{yy}}{V_{ty}} = \frac{1507.34}{2074.4} = 72.66\% < 100\% \quad \text{CNV}$$

$$\frac{V_v}{V_t} = \frac{3196.72}{4260.7} = 75.03\% < 100\% \quad \text{CNV}$$

Donc le choix de R n'est pas satisfaisant, on prend R= 5 c.à.d. un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Donc d'après le programme MSE :

R=5				
niveau	Fx [KN]	Effort tranchant x [KN]	Fy [KN]	Effort tranchant y [KN]
ss	47,87	1749,04	45,42	1659,53
RDC	92,68	1701,17	87,94	1614,11
1	135,11	1608,49	128,19	1526,17
2	176,71	1473,38	167,67	1397,98
3	217,43	1296,67	206,3	1230,31
4	257,62	1079,24	244,44	1024,01
5	297,05	821,62	281,85	779,57
6	332,7	524,57	315,67	497,72
7	191,87	191,87	182,05	182,05

Tableau 4.10: Les forces sismiques et l'effort tranchant de chaque niveau (pour R=5) avec programme MSE.

4.11. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le

RPA99/2003 par la formule suivante : $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} * W$

W : Poids total de la structure

A = 0.1 (tableau 4.1 : RPA 99 v 2003) P40

Dx = 2.136 Dy = 2.027

Q = 1.3

R = 5

W = 3148.59 t = 31485.94 KN

$$V_{x\text{statique}} = \frac{0.1 * 2.136 * 1.3}{5} * 31485.94$$

V_{xstatique}=1749.036 KN

$$V_{y\text{statique}} = \frac{0.1 * 2.027 * 1.3}{5} * 31485.94$$

V_{ystatique}= 1659.52 KN

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (4-11 RPA99 version 2003).

$$F_i = \frac{(V - F_t) * W_i * h_i}{\sum_1^n W_j * h_j}$$

Avec Ft est la force concentrée au sommet de la structure, Ft = 0,07.V.T

Ft_{x,y}=0 0<T<0.7s → 0<T<0.522 et 0<T<0.567 donc Ft_{x,y}=0

Niveaux	Masse étage [KN]	hi[m]	wi*hi	Vx [KN]	Vy [KN]	Fx [KN]	Fy [KN]
ss	3 747,810	3,2	11 992,99	1749,036	1659,52	47,87	45,42
Rdc	3 819,119	6,08	23 220,24	1749,036	1659,52	92,68	87,94
1	3 777,776	8,96	33 848,87	1749,036	1659,52	135,11	128,19
2	3 739,231	11,84	44 272,49	1749,036	1659,52	176,71	167,67
3	3 700,686	14,72	54 474,09	1749,036	1659,52	217,43	206,30
4	3 667,280	17,6	64 544,12	1749,036	1659,52	257,62	244,44
5	3 633,874	20,48	74 421,74	1749,036	1659,52	297,05	281,85
6	3 568,177	23,36	83 352,62	1749,036	1659,52	332,70	315,67
7	1 831,983	26,24	48 071,23	1749,036	1659,52	191,87	182,05
Masse totale	31 485,935		438 198,40			1 749,04	1 659,52

Tableau 4.11: Les forces sismiques et l'effort tranchant de chaque niveau (pour R=5).

4.12. Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base Vt_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode sismique statique équivalente Vt_{sta} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99V2003, 4.3.6]

Si $V_{t_{dyn}} < 80\% V_{t_{sta}}$ il faudra augmenter les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments, ...) dans le rapport $0.8 V_s/V_t$.

D'après le fichier des résultats de SAP on a :

Output Case	Case Type	Step Type	Global FX	Global FY	Global FZ	Global MX	Global MY	Global MZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
EX	LinRespSpec	Max	1493,841	158,084	11,7	1721,7749	25940,6482	14370,2639
EY	LinRespSpec	Max	158,084	1432,648	21,993	24912,5598	1471,7214	12983,6781

Tableau 4.12: Les réactions à la base obtenue par SAP2000 (R=5).

$$V_{X_{DYN}} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

$$V_{X_{DYN}} = \sqrt{1493.841^2 + 158.084^2}$$

$$V_{X_{DYN}} = 1502.18 \text{ KN}$$

$$V_{Y_{DYN}} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

$$V_{Y_{DYN}} = \sqrt{158.084^2 + 1432.648^2}$$

$$V_{Y_{DYN}} = 1441.34 \text{ KN}$$

DIRECTION	V STATIQUE	80%V STATIQUE	V DYNAMIQUE	V dyn > 80% V sta
X	1749,036	1399.23	1502,18	CV
Y	1659,52	1327,62	1441,34	CV

Tableau 4.13 : Comparaison entre l'effort statique et dynamique.

4.13. Vérification des déplacements :

Selon le RPA99V2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

et selon l'article [RPA99V2003, 5.10]

$$\Delta k_x \leq \Delta K ; \Delta k_y \leq \Delta K$$

$$\Delta K = 0.01 h$$

$$\Delta k_x = \delta_{x,k} - \delta_{x, k-1} ; \Delta k_y = \delta_{y, k} - \delta_{y, k-1}$$

$$\delta_{x,k} = R \delta_{ex, k} ; \delta_{y,k} = R \delta_{ey, k}$$

Δk_x : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 selon x

Δk_y : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 selon y

$\delta_{ex, k}$: Déplacement absolu selon x (SAP2000)

$\delta_{ey, k}$: Déplacement absolu selon y (SAP2000)

$\overline{\Delta}_k$: Déplacement relatif admissible

Niveau	R	$\delta_{ex, k}$ [cm]	$\delta_{ey, k}$ [cm]	$\delta_{x, k}$ [cm]	$\delta_{y, k}$ [cm]	Δk_x [cm]	Δk_y [cm]	$\overline{\Delta_k}$ [cm]	Condition
ss	5	0,4	0,5	2	2,5	2	2,5	3,2	cv
Rdc	5	0,8	0,9	4	4,5	2	2	2,88	cv
1	5	1,2	1,4	6	7	2	2,5	2,88	cv
2	5	1,6	1,8	8	9	2	2	2,88	cv
3	5	2	2,2	10	11	2	2	2,88	cv
4	5	2,4	2,7	12	13,5	2	2,5	2,88	cv
5	5	2,8	3,1	14	15,5	2	2	2,88	cv
6	5	3,2	3,6	16	18	2	2,5	2,88	cv
7	5	3,6	4	18	20	2	2	2,88	cv

Tableau 4.14 : Vérification des déplacements avec R = 5.

4.14. Justification vis à vis des renversements: [RPA99/V2003 Art - 4.4.1]

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

M_s : Moment stabilisant; $M_s = \sum W_i * X_i$

M_r : Moment renversant; $M_r = \sum F_i * h_i$

W_i : Poids de chaque étage. $W_i = W_{ig} + 0.2 * W_{iq}$

- **W_{ig}** : Poids dû aux charges permanentes.
- **W_{kiq}** : Poids dû aux charges d'exploitation.

X_i : coordonne de centre de masse de chaque étage.

F_i : Force sismique de chaque niveau.

h_i : hauteur d'étage.

Sens X-X

Sens X-X						
niveau	Fi [KN]	hi[m]	Fi*hi	Wi [KN]	Xi[m]	Wi*Xi
ss	47,87	3,2	153,184	3747,8	9,079916	34029,8
Rdc	92,68	6,08	563,4944	3819,1	9,097337	34743,81
1	135,11	8,96	1210,586	3777,8	9,091719	34346,48
2	176,71	11,84	2092,246	3739,2	9,081152	33956,52
3	217,43	14,72	3200,57	3700,7	9,070366	33566,57
4	257,62	17,6	4534,112	3667,3	9,060833	33228,61
5	297,05	20,48	6083,584	3633,9	9,051126	32890,65
6	332,7	23,36	7771,872	3568,2	9,062404	32336,26
7	191,87	26,24	5034,669	1832	9,050520	16580,4
		somme	30644,32		somme	285679,1

Tableau 4.15 : Vérification au renversement(x-x).

Sens Y-Y

Sens Y-Y						
niveau	Fi [KN]	hi[m]	Fi*hi	Wi [KN]	Yi[m]	Wi*Yi
ss	45,42	3,2	145,344	3747,8	7,937297	29747,48
Rdc	87,94	6,08	534,6752	3819,1	8,532121	32585,18
1	128,19	8,96	1148,582	3777,8	8,536469	32248,87
2	167,67	11,84	1985,213	3739,2	8,546771	31958,35
3	206,3	14,72	3036,736	3700,7	8,557287	31667,83
4	244,44	17,6	4302,144	3667,3	8,566579	31416,04
5	281,85	20,48	5772,288	3633,9	8,576043	31164,26
6	315,67	23,36	7374,051	3568,2	8,688372	31001,65
7	182,05	26,24	4776,992	1832	12,890814	23615,75
		somme	29076,03		somme	275405,4

Tableau 4.16 : Vérification au renversement (y-y).

Sens X-X :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{285679,1}{30644,32} = 9,32 \geq 1,5$$

Rapport-gratuit.com



Sens Y-Y :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{275405,4}{29076,03} = 9.47 \geq 1.5 \quad \text{CV}$$

4.15. Vérification de l'effet P-Δ [RPA99/V2003 Art - 5.9]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

$$P_k = \sum_{i=k}^n W_{ig} + 0.2 * W_{iq}$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les efforts de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse

élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Sens X-X

Sens X-X						
niveau	Pk	Δk[m]	Vk	hk	θk	θk≤0,10
ss	31486	0,02	1749,04	3,2	0,082511	CV
RDC	27738	0,02	1701,17	6,08	0,053636	CV
1	23919	0,02	1608,49	8,96	0,033193	CV
2	20141	0,02	1473,38	11,84	0,023091	CV
3	14570	0,02	1296,67	14,72	0,015267	CV
4	12701	0,02	1079,24	17,6	0,013374	CV
5	9034	0,02	821,62	20,48	0,010738	CV
6	5400,2	0,02	524,57	23,36	0,008814	CV
7	1832	0,02	191,87	26,24	0,007277	CV

Tableau 4.17 : Vérification de l'effet P-Δ (x-x).

Sens Y-Y

Sens Y-Y						
Niveau	Pk	$\Delta k[m]$	Vk	hk	θk	$\theta k \leq 0,10$
ss	31486	0,025	1659,53	3,2	0,098225	CV
RDC	27738	0,02	1614,11	6,08	0,056529	CV
1	23919	0,025	1526,17	8,96	0,043729	CV
2	20141	0,02	1397,98	11,84	0,024337	CV
3	16402	0,02	1230,31	14,72	0,018114	CV
4	12701	0,025	1024,01	17,6	0,017619	CV
5	9034	0,02	779,57	20,48	0,011317	CV
6	5400,2	0,025	497,72	23,36	0,011612	CV
7	1832	0,02	182,05	26,24	0,00767	CV

Tableau 4.18 : Vérification de l'effet P- Δ (y-y)

Donc les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés car $\theta k \leq 0,10$.

4.16. Les vérifications après le changement des sections des poteaux [chapitre 5]

Selon le RPA99version2003, [Art4.2.4] :

Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30%.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
modale	Mode	1	0,698138	0,67554	0,00022	0,67554	0,00022	translation
modale	Mode	2	0,689712	0,00642	0,59155	0,68196	0,59176	translation
modale	Mode	3	0,614536	0,01741	0,11033	0,69937	0,70209	rotation
modale	Mode	4	0,20483	0,0397	0,10627	0,73907	0,80836	
modale	Mode	5	0,196728	0,08794	0,00786	0,82701	0,81622	
modale	Mode	6	0,185183	0,03917	0,05141	0,86617	0,86763	
modale	Mode	7	0,099188	0,01229	0,02904	0,87846	0,89666	
modale	Mode	8	0,098948	0,00564	0,00402	0,8841	0,90069	
modale	Mode	9	0,097409	0,01841	0,00127	0,90251	0,90196	cv
modale	Mode	10	0,095561	0,00495	0,00004658	0,90746	0,902	
modale	Mode	11	0,091065	0,0024	0,01162	0,90986	0,91362	
modale	Mode	12	0,089341	0,01325	0,0065	0,92311	0,92013	

Tableau 4.19 : tableau de vérification des masses modales et la période après le changement des poteaux.

Temp = 0.567 x 1.3 = 0.7371 s > Tnum = 0.6981 s [CV]

Il faudra aussi que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens. **CV**

Donc d'après le programme MSE :

niveau	Fx [KN]	Effort tranchant x [KN]	Fy [KN]	Effort tranchant y [KN]
SS	50,15	1780,43	47,58	1689,31
Rdc	95,37	1730,28	90,49	1641,73
1	138,76	1634,91	131,66	1551,24
2	181,14	1496,15	171,87	1419,58
3	220	1315,01	208,74	1247,71
4	257,61	1095,01	244,43	1038,97
5	296,83	837,4	281,64	794,54
6	340,15	540,57	322,74	512,9
7	200,42	200,42	190,16	190,16

Tableau 4.20: Les forces sismiques et l'effort tranchant après le changement des poteaux de chaque niveau (pour R=5) avec programme MSE.

4.17. Vérification du coefficient de comportement R :

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

D'après l'article 4.a de RPA99V2003

$$\frac{V_{xx}}{V_{tx}} = \frac{1311.57}{1780.43} = 73.67\% < 75\% \quad \mathbf{CV}$$

$$\frac{V_{yy}}{V_{ty}} = \frac{1141.45}{1689.31} = 67.60\% < 75\% \quad \mathbf{CV}$$

$$\frac{V_v}{V_t} = \frac{2453.02}{3469.74} = 70.70\% < 75\% \quad \mathbf{CV}$$

4.18. Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base Vt_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode sismique statique équivalente Vt_{sta} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99V2003, 4.3.6]

DIRECTION	V STATIQUE	80%V STATIQUE	V DYNAMIQUE	V dyn > 80% V sta
X	1780.43	1424.344	1538.9	cv
Y	1689.31	1351.448	1506.14	cv

Tableau 4.21 : Comparaison entre l'effort statique et dynamique.

4.19. Vérification des déplacements :

Selon le RPA99V2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

et selon l'article [RPA99V2003, 5.10]

$$\Delta k_x \leq \Delta K ; \Delta k_y \leq \Delta K$$

Niveau	R	δ_{ex}, k [cm]	δ_{ey}, k [cm]	δ_x, k [cm]	δ_y, k [cm]	Δk_x [cm]	Δk_y [cm]	$\overline{\Delta_k}$ [cm]	Condition
ss	5	0,4	0,5	2	2,5	2	2,5	3,2	cv
Rdc	5	0,8	0,9	4	4,5	2	2	2,88	cv
1	5	1,2	1,4	6	7	2	2,5	2,88	cv
2	5	1,6	1,8	8	9	2	2	2,88	cv
3	5	2	2,2	10	11	2	2	2,88	cv
4	5	2,4	2,7	12	13,5	2	2,5	2,88	cv
5	5	2,8	3,1	14	15,5	2	2	2,88	cv
6	5	3,2	3,6	16	18	2	2,5	2,88	cv
7	5	3,6	4	18	20	2	2	2,88	cv

Tableau 4.22 : Vérification des déplacements avec (R = 5) après le changement des poteaux.

4.20. Justification vis à vis des renversements: [RPA99/V2003 Art - 4.4.1]

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier

$$\text{que : } \frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Sens X-X						
Niveau	Fi [KN]	Hi [m]	Fi * hi	Wi [KN]	Xi [m]	Wi * Xi
ss	50,15	3,2	160,48	3911,4	9,079916	35515
Rdc	95,37	6,08	579,85	3915,1	9,097337	35617
1	138,76	8,96	1243,3	3865,1	9,091719	35141
2	181,14	11,84	2144,7	3818,3	9,081152	34675
3	220	14,72	3238,4	3730,2	9,070366	33835
4	257,61	17,6	4533,9	3653,1	9,060833	33101
5	296,83	20,48	6079,1	3617,4	9,051126	32741
6	340,15	23,36	7945,9	3634,3	9,062404	32935
7	200,42	26,24	5259	1906,3	9,050520	17253
	1780,43	somme	31185		somme	290813

Tableau 4.23 : Vérification au renversement(x-x) après le changement des poteaux.

Sens Y-Y						
Niveau	Fi [KN]	hi [m]	Fi * hi	Wi [KN]	Yi [m]	Wi * Yi
ss	47,58	3,2	152,26	3911,4	7,937297	31046
Rdc	90,49	6,08	550,18	3915,1	8,532121	33404
1	131,66	8,96	1179,7	3865,1	8,536469	32995
2	171,87	11,84	2034,9	3818,3	8,546771	32634
3	208,74	14,72	3072,7	3730,2	8,557287	31921
4	244,43	17,6	4302	3653,1	8,566579	31295
5	281,64	20,48	5768	3617,4	8,576043	31023
6	322,74	23,36	7539,2	3634,3	8,688372	31576
7	190,16	26,24	4989,8	1906,3	12,890814	24574
	1689,31	somme	29589		somme	280468

Tableau 4.24 : Vérification au renversement (y-y) après le changement des poteaux.

Sens X-X :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{290813}{31185} = 9.33 \geq 1.5 \quad \text{CV}$$

Sens Y-Y :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{280468}{29589} = 9.48 \geq 1.5 \quad \text{CV}$$

4.21. Vérification de l'effet P-Δ [RPA99/V2003 Art - 5.9]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.10$$

Sens X-X

Sens X-X						
Niveau	Pk	Δk [m]	Vk	hk	θ_k	$\theta_k \leq 0,10$
ss	32051	0,02	1780,4	3,2	0,825126	CV
Rdc	28140	0,02	1730,3	6,08	0,0534974	CV
1	24225	0,02	1634,9	8,96	0,0330741	CV
2	20360	0,02	1496,2	11,84	0,0229865	CV
3	14635	0,02	1315	14,72	0,0151212	CV
4	12811	0,02	1095	17,6	0,0132949	CV
5	9157,9	0,02	837,4	20,48	0,0106798	CV
6	5540,6	0,02	540,57	23,36	0,0087753	CV
7	1906,3	0,02	200,42	26,24	0,0072497	CV

Tableau 4.25 : Vérification de l'effet P- Δ (x-x) après le changement des poteaux.

Sens Y-Y

Sens Y-Y						
Niveau	Pk	Δk [m]	Vk	hk	θ_k	$\theta_k \leq 0,10$
ss	32051	0,025	1689,3	3,2	0,982268	CV
Rdc	28140	0,02	1641,7	6,08	0,0563829	CV
1	24225	0,025	1551,2	8,96	0,0435726	CV
2	20360	0,02	1419,6	11,84	0,0242264	CV
3	16541	0,02	1247,7	14,72	0,0180127	CV
4	12811	0,025	1039	17,6	0,017515	CV
5	9157,9	0,02	794,54	20,48	0,0112559	CV
6	5540,6	0,025	512,9	23,36	0,0115608	CV
7	1906,3	0,02	190,16	26,24	0,0076409	CV

Tableau 4.26 : Vérification de l'effet P- Δ (y-y) après le changement des poteaux.

Donc les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés car $\theta_k \leq 0,10$.

4.22. Conclusion

L'étude dynamique nous a permis de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles. Plusieurs dispositions ont été essayées, afin de donner des résultats conformes aux recommandations du RPA99 V2003, la variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de période, déplacements et efforts.

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5.1. Introduction :

Après l'achèvement de la modélisation de notre structure par le logiciel SAP2000, Nous entament dans ce chapitre la détermination des sections d'aciers nécessaire à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments sera mené selon les règles de calculs du béton armé C.B.A93, BAEL91, RPA99V2003.

SAP2000 permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- ✓ Les poutres seront calculées en flexion simple.
- ✓ Les poteaux seront calculés en flexion composée.
- ✓ Les voiles seront calculées en flexion composée.

5.2. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, et soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion «M» dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

5.2.1. Combinaisons des charges :

Combinaisons fondamentales : BAEL 91

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelles : RPA 99 v2003

- $0.8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm 1.2 E$

5.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Le calcul de ferrailage doit être mené d'une vérification prescrite par le RPA 99V2003, dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

NIVEAU	Bc [m ²]	Nd [KN]	M [KN.m]	T [KN]
SS	55*55	2037,468	5,0449	4,882
RDC	50*50	1703,487	13,4449	8,856
1	45*45	1461,551	10,0554	6,812
2	45*45	1229,561	11,487	7,832
3	40*40	1004,105	8,1827	5,767
4	35*35	789,052	5,5079	3,774
5	30*30	585,573	2,6075	1,668
6	30*30	394,979	1,6189	1,026
7	30*30	254,407	17,8726	11,282

Tableau 5.3 : Sollicitations des poteaux de différents niveaux

5.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_{bu} = T / bd$$

$$\tau_{bu} = \rho_d * f_{c28} \quad \text{RPA 99V2003, (P51)}$$

Avec :

$$\rho_d = 0.075 \quad \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \quad \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad \text{RPA 99V2003, [7.4.2.2] (P66)}$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 * l_0$$

$$L = 3.2 \text{ m}$$

$$l_f (\text{s sol}) = 2.24 \text{ m}$$

$$L = 2.88 \text{ m}$$

$$l_f (\text{RDC; étage}) = 2.016 \text{ m}$$

NIVEAU	v	τ_u	λg	ρd	τ_{bu}	Observation
SS	4,882	0,0179	4,0727	0,04	1	CV
RDC	8,856	0,0394	4,032	0,04	1	CV
1	6,812	0,0374	4,48	0,04	1	CV
2	7,832	0,043	4,48	0,04	1	CV
3	5,767	0,04	5,04	0,075	1,875	CV
4	3,774	0,0342	5,76	0,075	1,875	CV
5	1,668	0,0206	6,72	0,075	1,875	CV
6	1,026	0,0127	6,72	0,075	1,875	CV
7	11,282	0,1393	6,72	0,075	1,875	CV

Tableau 5.4 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

5.2.4. Calcul le ferrailage longitudinal :

D'après le RPA 99 (article 7.4.2.1) (P65)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- ✓ Leur pourcentage minimale sera de 0.7 % (zone I).
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I)
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).

Notre exemple de calcul sera un poteau qui se trouve en Sous-sol, on a pris se poteau car il est le plus sollicité.

Le calcul du ferrailage est en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort

Normal N et un moment fléchissant M .

$$b = 0.55 \text{ m}$$

$$h = 0.55 \text{ m}$$

$$d = 0.495 \text{ m}$$

$$d' = 0.055 \text{ m}$$

$$\sigma_{sc} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$N_u = 2037.47 \text{ KN}$$

$$M_u = 5.05 \text{ KN.m}$$

5.2.4.1. Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{5.05}{2037.47}$$

$$e = 0.003 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d'$$

$$e_a = 0.003 + \frac{0.55}{2} - 0.055$$

$$e_a = 0.223 \text{ m}$$

5.2.4.2. Moment fictive (Ma) :

$$Ma = N_u * e_a = 2037,47 * 10^{-3} * 0.223$$

$$Ma = 0.454 \text{ MN.m}$$

$$N_u * (d - d') - Ma = 2037.47 * 10^{-3} * (0.495 - 0.055) - 0.454 = 0.443 \dots\dots\dots (1)$$

$$\left(0.337 - 0.81 * \frac{d'}{h}\right) * b * d^2 * f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 * \frac{0.055}{0.55}\right) * 0.55 * 0.495^2 * 14.17 = 0.489 \dots (2)$$

Donc (1) < (2) **CV**

La section est partiellement comprimée avec les armatures inférieures tendus => Asc = 0

$$\mu_u = \frac{Ma}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0.454}{0.55 * 0.495^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.238$$

$\mu_u < 0.392$ → les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * \left(1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)}\right)$$

$$\alpha = 0.345$$

$$Z = 0.495 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.427 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{1}{\sigma_{st}} * \left[\frac{Ma}{Z} - N_u\right]$$

$$A_{St} = \frac{1}{347.83} * \left[\frac{0.454}{0.427} - 2037.47 * 10^{-3}\right]$$

$$A_{St} = -28.01 \text{ cm}^2$$

La section non ferrillée résiste aux efforts appliqués, d'où le béton seul a la possibilité de

résister sans ferrailage.

Donc on va ferrailer avec le min RPA ($0,7\% \cdot B_c$)

NIVEAUX	Bc [m ²]	Nd [KN]	M [KN.m]	e [m]	ea	Ma	(1)	(2)	l<2
SS	55*55	2037,47	5,0449	0,0025	0,2225	0,4533	0,4432	0,4889	cv
RDC	50*50	1703,49	13,4449	0,0079	0,2079	0,3541	0,3273	0,3673	cv
1	45*45	1461,55	10,0554	0,0069	0,1869	0,2731	0,253	0,2678	cv
2	45*45	1229,56	11,487	0,0093	0,1893	0,2328	0,2098	0,2678	cv
3	40*40	1004,11	8,1827	0,0081	0,1681	0,1688	0,1525	0,1881	cv
4	35*35	789,052	5,5079	0,007	0,147	0,116	0,105	0,126	cv
5	30*30	585,573	2,6075	0,0045	0,1245	0,0729	0,0677	0,0793	cv
6	30*30	394,979	1,6189	0,0041	0,1241	0,049	0,0458	0,0793	cv
7	30*30	254,407	17,8726	0,0703	0,1903	0,0484	0,0127	0,0793	cv

Tableau 5.5 : Calcul de l'excentricité et le moment fictif.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

NIVEAUX	Bc [m ²]	Nd [KN]	μ_u	$\mu_u < 0,392$	α	Z [m]	Ast [cm ²]
SS	55*55	2037,47	0,2374	cv	0,3441	0,4269	-28,048
RDC	50*50	1703,49	0,2468	cv	0,3605	0,3851	-22,536
1	45*45	1461,55	0,2611	cv	0,386	0,3425	-19,089
2	45*45	1229,56	0,2226	cv	0,3189	0,3533	-16,407
3	40*40	1004,11	0,2298	cv	0,3312	0,3123	-13,325
4	35*35	789,052	0,2357	cv	0,3411	0,272	-10,427
5	30*30	585,573	0,2352	cv	0,3403	0,2333	-7,8526
6	30*30	394,979	0,1582	cv	0,2165	0,2466	-5,6415
7	30*30	254,407	0,1562	cv	0,2135	0,2469	-1,6792

Tableau 5.6 : Calcule des ferrailages longitudinaux des poteaux.

NIVEAU	BC [M ²]	Ast [cm ²] calculé	Amin RPA 0,7% [cm ²]	Amax RPA 4% [cm ²] Zone courante	Amax RPA 6% [cm ²] Zone recouvrement	Ferrailage longitudinal	
						Section [cm ²]	choix
SS	55*55	-28,05	21,175	121	181,5	24,13	12T16
RDC	50*50	-22,54	17,5	100	150	18,48	12T14
1	45*45	-19,09	14,175	81	121,5	15,19	4T14+8T12
2	45*45	-16,41	14,175	81	121,5	15,19	4T14+8T12
3	40*40	-13,33	11,2	64	96	13,57	12T12
4	35*35	-10,43	8,575	49	73,5	9,03	8T12
5	30*30	-7,853	6,3	36	54	9,03	8T12
6	30*30	-5,642	6,3	36	54	9,03	8T12
7	30*30	-1,679	6,3	36	54	9,03	8T12

Tableau 5.7 : Tableau récapitulatif du ferrailage longitudinal avec le minimum RPA.

5.2.4.3. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho * V_u}{h_1 * f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho = 2.5$ Si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3.75$ Si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$

$f_e = 400$ MPa

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right) \quad \text{BAEL91}$$

Avec :

Φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

t : espacement des armatures transversales :

$t \leq \text{Min}(10\Phi, 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone I). RPA99 V2003 [7.4.2.2] (P63)

$t' \leq 15\Phi$ en zone courante.

Donc

$t \leq \text{Min}(12, 15 \text{ cm}) \rightarrow$ on prend $t = 10 \text{ cm}$

$t' \leq 18 \rightarrow$ on prend $t' = 15 \text{ cm}$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I).....RPA99

$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40 * 1,6 = 64 \text{ cm}$ on prend $L_r = 65 \text{ cm}$

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40 * 1,4 = 56 \text{ cm}$ on prend $L_r = 60 \text{ cm}$

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40 * 1,2 = 48 \text{ cm}$ on prend $L_r = 50 \text{ cm}$

- La Longueur des zones nodales :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right) \quad \text{RPA99 V2003 [7.4.2.1] (P63)}$$

NIVEAU	SS	RDC	1	2	3	4	5	6	7
Max h[cm]	60	60	60	60	60	60	60	60	60

Tableau 5.8 : longueur de la zone nodale.

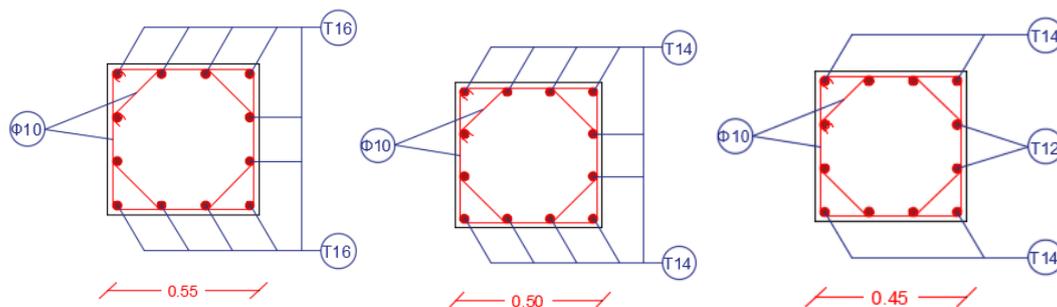
Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant:

NIVEAUX	h [cm]	Vu [kN]	λg	ρ	fe [MPa]	t [cm]	t' [cm]	At [cm ²]
SS	55	4,882	4,0727	3,75	235	10	15	0,1416
RDC	50	8,856	4,032	3,75	235	10	15	0,2826
1	45	6,812	4,48	3,75	235	10	15	0,2416
2	45	7,832	4,48	3,75	235	10	15	0,2777
3	40	5,767	5,04	2,5	235	10	15	0,1534
4	35	3,774	5,76	2,5	235	10	15	0,1147
5	30	1,668	6,72	2,5	235	10	15	0,0591
6	30	1,026	6,72	2,5	235	10	15	0,0364
7	30	11,282	6,72	2,5	235	10	15	0,4001

Tableau 5.9 : La section des armatures transversal des poteaux

NIVEAUX	$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right)$		Espacement de Ferrailage transversal	
	$\Phi_t \leq$	choix	t [cm]	t' [cm]
SS	1,571429	Ø10	10	15
RDC	1,4	Ø10	10	15
1	1,2	Ø10	10	15
2	1,2	Ø10	10	15
3	1,142857	Ø10	10	15
4	1	Ø10	10	15
5	0,857143	Ø8	10	15
6	0,857143	Ø8	10 </td <td>15</td>	15
7	0,857143	Ø8	10	15

Tableau 5.10 : Ferrailage transversale des poteaux



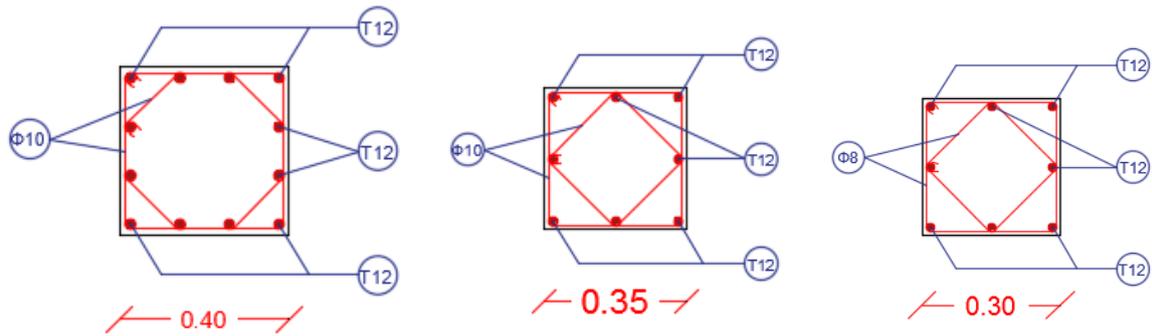


Figure 5.1: Ferrailage des poteaux.

5.3. Les poutres :

5.3.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

5.3.2. Combinaisons des charges :

- Selon BAEL91

Combinaisons fondamentales

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

- Selon RPA99V2003

Combinaisons accidentelles

$G + Q \pm E$

$0.8 G \pm E$

5.3.3. Recommandation du RPA99:

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40φ en zone I.

5.3.4. Les résultats des sollicitations sont donnés par SAP200 :

Le ferrailage sera obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables

	ELU		ELS		G+Q+E		0,8*G+E	
	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]
PP 30*50	80,35	151,26	58,61	108,47	62,29	131,82	45,89	113,14
T [KN]	165,64		118,73		126,73		84,02	
PS 30*35	27,63	70,07	25,75	61,65	38,47	75,36	36,79	60,78
T [KN]	83,37		76,68		82,77		65,38	

Tableau 5.11 : sollicitations des poutres principales.

5.3.5. Poutre principale :

5.3.5.1. Ferrailage longitudinale :

* En travée :

➤ ELU

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$M_{ut} = 80.35 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{80.35 * 10^{-3}}{0.30 * (0.9 * 0.5)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.093$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.122$$

$$Z = 0.9 * 0.5 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.428 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{M_{ut}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{St} = \frac{80.35 * 10^{-3}}{0.428 * 347.83}$$

$$A_{St} = 5.39 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{st_{min}} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}; 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st_{min}} \geq \max\left(\frac{30 * 50}{1000}; 0.23 * 30 * 0.9 * 50 * \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{st_{min}} \geq \max(1.5; 1.6) \text{ cm}^2$$

$$A_{st_{min}} \geq 1.6 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

➤ ELS

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{80.35}{58.61} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.435 \quad \Leftrightarrow \quad 0.122 < 0.435 \quad \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

* En appui :

➤ ELU

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$M_{ua} = 151,26 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{151,26 * 10^{-3}}{0.30 * (0.9 * 0.5)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.176$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.244$$

$$Z = 0.9 * 0.5 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.406 \text{ m}$$

$$A_{Sa} = \frac{M_{ua}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{Sa} = \frac{151,26 * 10^{-3}}{0.406 * 347.83}$$

$$A_{sa} = 10.71 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{sa_{\min}} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}; 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{sa_{\min}} \geq \max\left(\frac{30 * 50}{1000}; 0.23 * 30 * 0.9 * 50 * \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{sa_{\min}} \geq \max(1.5; 1.6) \text{ cm}^2$$

$$A_{sa_{\min}} \geq 1.6 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

- ELS

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{151,26}{108,47} = 1.4$$

$$\alpha \leq \frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.45 \quad \Leftrightarrow \quad 0.244 < 0.45 \quad \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

5.3.5.2. Armatures minimales :

Selon RPA99 V2003 :

$$A_{\min} = 0.5\% * b * h \quad \text{RPA99 V2003; [7.5.2.1] P(69)}$$

$$A_{\min} = 0.005 * 30 * 50 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{travée}} + A_{S_{appuis}} = 5.39 + 10.71 = 16.1 \text{ cm}^2 > 7.5 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

5.3.5.3. Armatures maximales :

Selon RPA99 V2003, page 65 :

$$A_{\max} = 4\% (b * h) \text{ Zone courante}$$

$$A_{\max} = 4\% (30 * 50) = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\% (b * h) \text{ Zone de recouvrement}$$

$$A_{\max} = 6\% (30 * 50) = 90 \text{ cm}^2$$

5.3.5.4. Choix des Armatures :

En travée

$$A_{st} = 5.75 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T14 + 1T12$$

En appui

$$A_{st} = 11.12 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 + 2T14$$

5.3.5.5. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 165,64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b * d} = \frac{165,64 * 10^{-3}}{0.3 * 0.9 * 0.5}$$

$$\tau_u = 1.227 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) \quad \text{FPP}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.227 < \bar{\tau}_u = 3.33 \quad \text{CV}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

3.3.5.6. Vérification de la flèche :

$$L_{\max} = 5.53 \text{ m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{50}{553} = 0.0904 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV}$$

– En travée

$$\frac{A_{st}}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.39}{30 * 0.9 * 50} < \frac{4.2}{400}$$

$$3.99 * 10^{-3} < 10.5 * 10^{-3} \quad \text{CV}$$

– En appui

$$\frac{A_{st}}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{10.71}{30 * 0.9 * 50} < \frac{4.2}{400}$$

$$7.93 * 10^{-3} < 10.5 * 10^{-3} \quad \text{CV}$$

Puis que les conditions sont vérifiées donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche

3.3.5.7. Détermination des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{50}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) = \min(1.43; 3.0; 1.2)$$

Donc on prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

5.3.5.8. L'espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 page 53:

$$st \leq \min(h/4, 12 \cdot \phi_{\min}; 30 \text{ cm}) \Rightarrow \text{zone nodale}$$

$$st' \leq h/2 \Rightarrow \text{zone courant}$$

ϕ : le diamètre minimale des armatures longitudinale de la poutre considérée

$$st \leq \min(50/4; 12 \cdot 1.2; 30 \text{ cm}) \rightarrow st = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{zone nodale}$$

$$st' \leq 50/2 \rightarrow st' = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{zone courant}$$

5.3.5.9. La longueur minimale de recouvrement :

L_r est de 40Φ (zone I)..... RPA99

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40 \cdot 1,6 = 64 \text{ cm} \quad \text{on prend } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40 \cdot 1,4 = 56 \text{ cm} \quad \text{on prend } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40 \cdot 1,2 = 48 \text{ cm} \quad \text{on prend } L_r = 50 \text{ cm}$$

La jonction par recouvrement doivent être faites si possible, a l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$$l' = 2 \cdot h = 2 \cdot 50 = 100 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{« RPA99 V2003, p66, fig7.2 »}$$

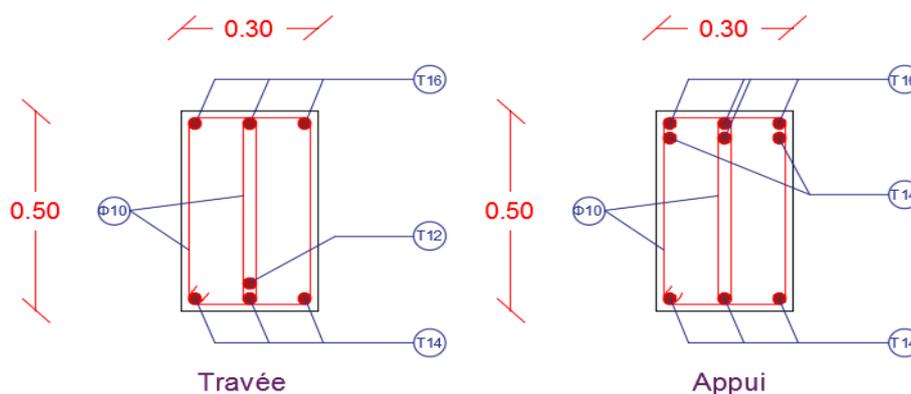


Figure 5.2 : Ferrailage de la poutre principale.

5.3.6. Poutre secondaire :5.3.6.1. Ferrailage longitudinale :

* En travée :

➤ ELU

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$M_{ut} = 38,47 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{38,47 * 10^{-3}}{0.30 * (0.9 * 0.35)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.091$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.119$$

$$Z = 0.9 * 0.35 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.3 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{M_{ut}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{St} = \frac{38,47 * 10^{-3}}{0.3 * 347.83}$$

$$A_{St} = 3.67 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{St_{min}} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}; 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{St_{min}} \geq \max\left(\frac{30 * 35}{1000}; 0.23 * 30 * 0.9 * 35 * \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{St_{min}} \geq \max(1.05; 1.14) \text{ cm}^2$$

$$A_{St_{min}} \geq 1.14 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

➤ ELS

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{Mt}{Mts} = \frac{38,47}{25,75} = 1.49$$

$$\alpha \leq \frac{1.49 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.495 \quad \Leftrightarrow \quad 0.119 < 0.495 \quad \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

* En appui :

➤ ELU

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$Ma = 75,36 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{Ma}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{75,36 * 10^{-3}}{0.30 * (0.9 * 0.35)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.179$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.248$$

$$Z = 0.9 * 0.35 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.284 \text{ m}$$

$$ASa = \frac{Ma}{Z * \sigma_{st}}$$

$$ASa = \frac{75,36 * 10^{-3}}{0.284 * 347.83}$$

$$Asa = 7.63 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$Asa_{\min} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}; 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$Asa_{\min} \geq \max\left(\frac{30 * 35}{1000}; 0.23 * 30 * 0.9 * 35 * \frac{2.1}{400}\right)$$

$$Asa_{\min} \geq \max(1.05; 1.14) \text{ cm}^2$$

$$Asa_{\min} \geq 1.14 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

➤ ELS

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{Ma}{Mas} = \frac{75,36}{61,65} = 1.22$$

$$\alpha \leq \frac{1.22 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.36 \quad \Leftrightarrow \quad 0.248 < 0.36 \quad \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

5.3.6.2. Armatures minimales :

Selon RPA99 V2003 :

$$A_{min} = 0.5\% * b * h \quad \text{RPA99 V2003; [7.5.2.1] P(69)}$$

$$A_{min} = 0.005 * 30 * 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$AS_{travée} + AS_{appuis} = 3.67 + 7.63 = 11.3 \text{ cm}^2 > 5.25 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

5.3.6.3. Armatures maximales :

Selon RPA99 V2003, page 65 :

$A_{max} = 4\%$ (b * h) Zone courante

$$A_{max} = 4\% (30 * 35) = 42 \text{ cm}^2$$

$A_{max} = 6\%$ (b * h) Zone de recouvrement

$$A_{max} = 6\% (30 * 35) = 63 \text{ cm}^2$$

5.3.6.4. Choix des Armatures :

En travée

$$A_{st} = 5.75 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T14 + 1T12$$

En appui

$$A_{st} = 8.01 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T14 + 3T12$$

5.3.6.5. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{umax} = 83,37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b * d} = \frac{83,37 * 10^{-3}}{0.3 * 0.9 * 0.35}$$

$$\tau_u = 0.882 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) \quad \text{FPP}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.882 < \bar{\tau}_u = 3.33 \quad \text{CV}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

5.3.6.6. Vérification de la flèche :

$$L_{\max} = 4.92 \text{ m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{492} = 0.0711 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV}$$

– En travée

$$\frac{A_{st}}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.67}{30 * 0.9 * 35} < \frac{4.2}{400}$$

$$3.88 * 10^{-3} < 10.5 * 10^{-3} \quad \text{CV}$$

– En appui

$$\frac{A_{st}}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.63}{30 * 0.9 * 35} < \frac{4.2}{400}$$

$$8.07 * 10^{-3} < 10.5 * 10^{-3} \quad \text{CV}$$

Puis que les conditions sont vérifiées donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche

5.3.6.7. Détermination des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.2\right) = \min(1.0 ; 3.0 ; 1.2)$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

5.3.6.8. L'espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 page 53:

$$s_t \leq \min(h/4, 12 * \phi_{\min} ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow \text{zone nodale}$$

$$s_t' \leq h/2 \Rightarrow \text{zone courant}$$

ϕ : le diamètre minimale des armatures longitudinale de la poutre considérée

$st \leq \min (35/4 ; 12*1.2 ; 30 \text{ cm}) \rightarrow st = 8 \text{ cm} \Rightarrow \text{zone nodale}$

$st' \leq 35/2 \rightarrow st' = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{zone courant}$

5.3.6.9. La longueur minimale de recouvrement :

Lr est de 40Φ (zone I)..... RPA99

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow Lr = 40*1.4 = 56 \text{ cm}$ on prend $Lr = 60 \text{ cm}$

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow Lr = 40*1.2 = 48 \text{ cm}$ on prend $Lr = 50 \text{ cm}$

La jonction par recouvrement doivent être faites si possible, a l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$l' = 2*h = 2*35 = 70 \text{ cm}$ « RPA99 V2003, p66, fig7.2 »

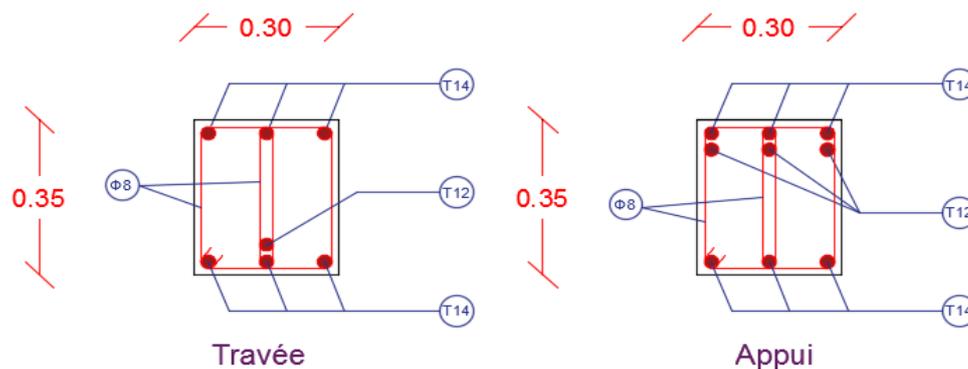


Figure 5.3 : Ferrailage de la poutre secondaire.

poutre	Niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		A min [cm²]	travée		appui		ϕ [mm]	st (zone nodale) [cm]	St (zone courant) [cm]
			A _{cal} [cm²]	choix	A _{cal} [cm²]	choix			
poutre principal	ss	5,25	5,39	3T14 + 1T12 = 5.75	10,71	4T16 + 2T14 = 11.12	10	10	20
	RDC	5,25	5,39	3T14 + 1T12 = 5.75	10,71	4T16 + 2T14 = 11.12	10	10	20
	Etage courante	5,25	5,39	3T14 + 1T12 = 5.75	10,71	4T16 + 2T14 = 11.12	10	10	20
poutre principal	ss	5,25	3.67	3T14 + 1T12 = 5.75	7,63	3T14 + 3T12 = 8.01	8	8	15
	RDC	5,25	3.67	3T14 + 1T12 = 5.75	7,63	3T14 + 3T12 = 8.01	8	8	15
	Etage courante	5,25	3.67	3T14 + 1T12 = 5.75	7,63	3T14 + 3T12 = 8.01	8	8	15

Tableau 5.12 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres.

5.4. Les voiles :

5.4.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent" action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes(G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

5.4.2. Calcul des voiles :

Pour centrage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 a$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carre.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

- 40Φ Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges. [RPA99V2003, 7.7.4.3]

✓ Combinaisons de calcul

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

✓ Combinaisons accidentelles | RPA99

$$G + Q \pm 1.2 E$$

$$0.8 G \pm E$$

5.4.3. Détermination des sollicitations:

Dans le tableau suivant on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel « SAP2000 » sous les combinaisons suivantes :

Combinaisons	P [KN]	V2 [KN]	V3 [KN]	M2 [KN.m]	M3 [KN.m]	T [KN]
G + Q	-1443,86	1,376	11,46	753,0466	1,0793	1,5756
1,35 G + 1,5 Q	-1965,038	1,933	16,864	1021,5751	1,5295	2,2102
G+Q+1.2Ex	-2508,125	9,642	19,159	1410,2807	38,4665	13,5478
G+Q+1.2Ey	-3065,523	0,365	279,579	1341,7593	3,2814	3,4513
0,8*G + Ex	-1891,268	8,464	22,494	1073,1004	32,4415	10,8023
0,8*G + Ey	-2355,766	0,734	239,51	1015,9991	3,1205	2,3886

Tableau 5.13 : Sollicitations des voiles (ep=15 cm).

5.4.4. Ferrailage longitudinale :

On utilise la méthode de NAVIER :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M * V}{I}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant du voile.

A : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

Il y a trois cas :

- ❖ 1^{er} cas : $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$
 - La section du voile est entièrement comprimée.
 - La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA
 $A_{\min} + 0.20\% * a * L$
- ❖ 2^{ème} cas : $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$
 - La section du voile est entièrement tendue.
 - La section d'armature verticale est de
 $A_V = \frac{ft}{fe}$ ft : Le volume des contraintes de traction.

On compare A_V avec la section minimale :

- Si : $A_V \leq A_{\min} = 0,15\% a \times L \rightarrow$ On ferraille avec la section minimale.
- Si : $A_V > A_{\min} \rightarrow$ On ferraille avec A_V .
- ❖ 3^{ème} cas : (σ_1, σ_2) sont de signes opposés donc la section du voile est partiellement comprimée.

5.4.5. Calcul des contraintes :

Combinaison G+Q+1.2Ey

$$N = -3065.523 \text{ KN}$$

$$M = 1341.7593 \text{ KN.m}$$

$$T = 279.579 \text{ KN}$$

$$I_y = \frac{0.15 * 2.39^3}{12} = 0.1706 \text{ m}^4$$

$$V = (3.2-0.5)/2 = 1.35 \text{ m}$$

$$A = 0.15 * 2.39 = 0.3585 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M * V}{I}$$

$$\sigma_{1t} = \frac{-3065,523}{0.3585} + \frac{1341,7593 * 1.35}{0.1706}$$

$$\sigma_{1t} = 2066.7 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{2c} = \frac{N}{A} - \frac{M * V}{I}$$

$$\sigma_{2c} = \frac{-3065,523}{0.3585} - \frac{1341,7593 * 1.35}{0.1706}$$

$$\sigma_{2c} = -19168.64 \text{ KN/m}^2$$

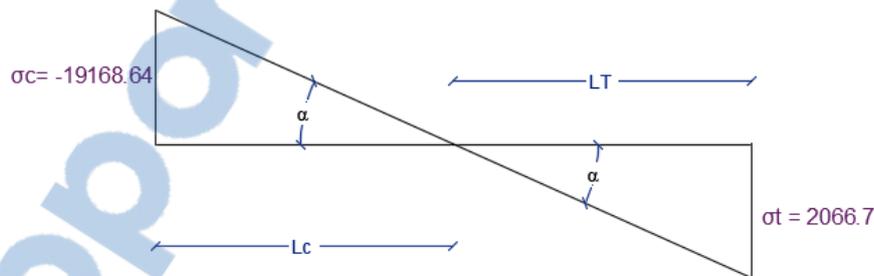


Figure 5.4 : diagramme des contraintes.

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_c}{L_c} = \frac{\sigma_t}{L_t}$$

$$L_t = \frac{\sigma_t * L_c}{\sigma_c}$$

$$L_t = \frac{\sigma_t * (L - L_t)}{\sigma_c}$$

$$\sigma_c * L_t + \sigma_t * L_t = \sigma_t * L$$

$$L_t = \frac{\sigma_t * L}{\sigma_c + \sigma_t}$$

$$L_t = \frac{2066.7 * 2.39}{19168.64 + 2066.7}$$

$$L_t = 0.232 \text{ m}$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{s}$$

$$s = \frac{b * L_t}{2} = \frac{0.15 * 0.232}{2} = 0.0174 \text{ m}^2$$

$$F_t = \sigma_t * s = 2066.7 * 0.19 = 35.96 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{35.96}{400 * 10^3}$$

$$A_v = 0.899 \text{ Cm}^2$$

Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)	L(m)	e(m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	st (KN/m ²)	Sc (KN/m ²)	LT (m)		F (KN)	Av (cm ²)
G + Q	-1443,86	753,0466	2,39	0,15	0,3585	0,17065	1,35	1929,829896	-9984,83687	0,3871	PC	56,02932	1,40073
1,35 G + 1,5 Q	-1965,038	1021,5751	2,39	0,15	0,3585	0,17065	1,35	2600,378286	-13562,9334	0,3845	PC	74,98975	1,87474
G+Q+1.2Ex	-2508,125	1410,2807	2,39	0,15	0,3585	0,17065	1,35	4160,531828	-18152,861	0,4456	PC	139,0565	3,47641
G+Q+1.2Ey	-3065,52	1341,7593	2,39	0,15	0,3585	0,17065	1,35	2063,654559	-19165,596	0,2323	PC	35,95825	0,89896
0,8*G+Ex	-1891,27	1073,1004	2,39	0,15	0,3585	0,17065	1,35	3213,767743	-13764,7747	0,4524	PC	109,0405	2,72601
0,8*G+Ey	-2355,77	1015,9991	2,39	0,15	0,3585	0,17065	1,35	1466,369893	-14608,7186	0,218	PC	23,97689	0,59942

Tableau 5.14 : tableau du ferrailage des voiles avec différents combinaisons.

On compare Av avec la section minimale :

- Si : $A_v \leq A_{min} = 0,15\% a \times L \rightarrow$ On ferraille avec la section minimale.
- Si : $A_v > A_{min} \rightarrow$ On ferraille avec Av.

$$A_{min} = 0.0015 * 15 * 239 = 5.38 \text{ cm}^2$$

Puis qu'on a trouvé que ce dernier est inférieur de min RPA donc le ferrailage choisi est le « min RPA ».

$$A_{min} = 5.38 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 5T12=5.65 cm²/ml

5.4.6. Vérification des contraintes tangentielles:

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

ELU (1,35G+1,5Q)

ELA G+Q+1,2E

0.8 G ± E

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{T}{b * d} \leq 0.2 * f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b * d} \leq 0.06 * f_{c28}$$

Avec : $b = 1 \text{ ml}$, $d = 0,9 * (\text{épaisseur du voile})$

Niveaux	Combinaisons	T [MN]	τ_u [MPa]	$0,2 * f_{c28}$	$0,06 * f_{c28}$	$\tau_u < 0,2 * f_{c28}$	$\tau_u < 0,2 * f_{c28}$
ss+rdc+etages courants	G + Q	0,0015756	0,011671111	5	1,5	CV	CV
	1,35 G + 1,5 Q	0,0022102	0,016371852	5	1,5	CV	CV
	G+Q+1.2Ex	0,0135478	0,100354074	5	1,5	CV	CV
	G+Q+1.2Ey	0,0034513	0,025565185	5	1,5	CV	CV
	0,8*G+Ex	0,0108023	0,080017037	5	1,5	CV	CV
	0,8*G+Ey	0,0023886	0,017693333	5	1,5	CV	CV

Tableau 5.15 : Vérification des contraintes tangentielles.

5.4.7. Diamètre max et Espacement :

$$\text{RPA} : D \leq a/10 = 15/10 = 1.5 \text{ cm}$$

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

BAEL91 : espacement Vertical et horizontal

$$\text{BAEL} : S \leq \min(2 a; 33 \text{ cm}) = \min(30, 33) \leq 30$$

$$\text{RPA} : S \leq \min(1.5 a; 30 \text{ cm}) = \min(22.5, 33) \leq 22.5$$

On prend: $S = 20 \text{ cm}$

5.4.8. Calcul des armatures transversales :

Puis que les deux conditions sont vérifiées

$$\tau_b = \frac{T}{b * d} \leq 0.2 * f_{c28} \quad \text{Cv}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b * d} \leq 0.06 * f_{c28} \quad \text{Cv}$$

Donc on ferraille avec $A_t \geq 0,15\% (b * a)$

$$A_t \geq 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on prend :

$$D = 1.2 \text{ cm}$$

Espacement :

$$e = 20 \text{ cm}$$

On choisit $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$ qui a un ferrailage de 5T12 /ml.

5.4.9. Conclusion

Cette partie de ce projet est très délicate car regroupe l'intégralité des éléments structuraux (poteau, poutre, voile) donc la vérification des dimensions des poteaux sous sollicitations normales et tangentées est obligatoire afin d'arriver à une structure durable économique et performante vis à vis au chargement dynamique.

CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

6.1. Introduction :

Les fondations répartissent les charges d'un ouvrage sur le sol de façon à ce que la charge totale sur le sol soit inférieure ou égale à son taux de travail maximum.

$$\sigma_{\text{sol}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

Le choix à faire entre les différents types de fondations dépend essentiellement de la contrainte admissible sur le sol.

Dans notre cas on a :

$$\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 1.8 \text{ bar}$$

6.2. Critère de choix

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

6.3. Choix de type de fondation :

- Semelles isolées sous poteau.
- Semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

- Radier évidé ou général.

6.4. Hypothèses de calcul :

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leurs dimensions extérieures et à l'état limite ultime de résistance ou à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

6.5. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_u qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A * B \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{sol}}}$$

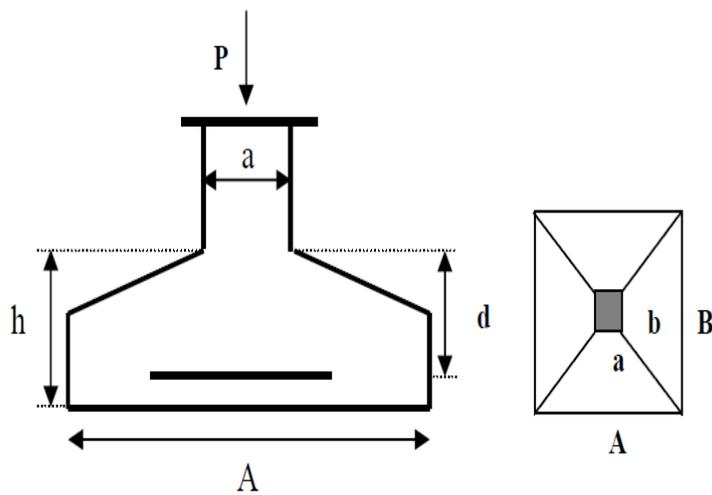


Figure 6.1 : semelle isolée.

Les calculs se résument dans le tableau suivant :

semelle isolé	NU [KN]	Contrainte [bar]	Surface [m ²]	Largeur (B) [m]
1	1229,932	1,8	6,832955556	2,613992264
2	1406,135	1,8	7,811861111	2,794970682
3	1596,623	1,8	8,870127778	2,978275974
4	1399,477	1,8	7,774872222	2,788345786
5	997,332	1,8	5,540733333	2,353876236
6	1373,194	1,8	7,628855556	2,762038297
7	1482,888	1,8	8,238266667	2,870238085
8	1881,605	1,8	10,45336111	3,233165803
9	1368,04	1,8	7,600222222	2,756850054
10	761,751	1,8	4,23195	2,057170387
11	1668,568	1,8	9,269822222	3,044638274
12	1214,82	1,8	6,749	2,597883754
13	1867,802	1,8	10,37667778	3,221285113
14	965,799	1,8	5,36555	2,316365688
15	946,085	1,8	5,256027778	2,292602839
16	922,943	1,8	5,127461111	2,264389788
17	1273,648	1,8	7,075822222	2,660041771
18	1081,605	1,8	6,008916667	2,451309174
19	1365,389	1,8	7,585494444	2,754177635
20	846,27	1,8	4,7015	2,16829426
21	1009,44	1,8	5,608	2,368121618
22	1227,018	1,8	6,816766667	2,610893844
23	1420,87	1,8	7,893722222	2,809576876
24	1156,916	1,8	6,427311111	2,535214214
25	587,758	1,8	3,265322222	1,807020261
26	1025,563	1,8	5,697572222	2,386958781
27	655,563	1,8	3,642016667	1,90840684
28	1151,682	1,8	6,398233333	2,529472936
29	683,282	1,8	3,796011111	1,948335472
30	754,14	1,8	4,189666667	2,046867525
somme			196,2341	

Tableau 6.1 : Calcul de surface des semelles isolées.

La surface totale du sol d'assise est 316.18 m²

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{totale}}} = \frac{196.23}{316.18} = 62\% > 50\%$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise donc on passe à la semelle filante.

6.6. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$B * L \geq \frac{Nu}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow B \geq \frac{Nu}{\sigma_{\text{sol}} * L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol.

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

Semelle filante	Longueur (L) [m]	NU [KN]	Contrainte [bar]	largeur (B) [m]	s=L*B [m ²]
1	19,85	7229,64	1,8	2,0234089	40,1646667
2	19,85	7260,072	1,8	2,031926113	40,3337333
3	19,85	9000,187	1,8	2,518944025	50,0010389
4	19,85	6938,903	1,8	1,942038343	38,5494611
5	19,85	4893,336	1,8	1,369531486	27,1852
6	16,84	6629,499	1,8	2,187087292	36,83055
7	16,84	6867,478	1,8	2,265597123	38,1526556
8	16,84	6663,074	1,8	2,198163764	37,0170778
9	16,84	5489,855	1,8	1,811111606	30,4991944
10	16,84	5402,002	1,8	1,782133149	30,0111222
11	16,84	4270,23	1,8	1,408758907	23,7235
				somme	392,4682
				surface sup	120
				surface T	272,4682

Tableau 6.2 : Calcule de surface des semelles filantes.

La surface totale du sol d'assise est 316.18 m²

Surface des semelles totale =272.47 m²

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{totale}}} = \frac{272.47}{316.18} = 86.18\% > 50\%$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

6.7. Radier général :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle débordé par des consoles extérieures.

Le radier général présent les avantage suivants :

- ❖ Aucune difficulté de coffrage.
- ❖ Facilité de mise en œuvre du béton.
- ❖ Rapidité d'exécution.

6.8. Pré dimensionnement :

Le radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq L_{\max}/10$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives « $L_{\max} = 5,54 \text{ m}$ ».

$$h_n \geq 554/10$$

$$h_n \geq 55.4$$

On prend $h_n = 60 \text{ cm}$ et on vérifie

$$h_d \geq L_{\max} / 20.$$

h_d : l'épaisseur de la dalle.

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives « $L_{\max} = 5,54 \text{ m}$ ».

D'où : $h_d \geq 27.7 \text{ cm}$.

Donc on prend $h_d = 30 \text{ cm}$ et on vérifie

Proposition 1 :

$$h_n = 60 \text{ cm}$$

$$h_d = 30 \text{ cm}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.

Donc on augmente les valeurs de h_n , h_d

Proposition 2 :

$$h_n = 100 \text{ cm}$$

$$h_d = 50 \text{ cm}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.

Donc on augmente les valeurs de h_n , h_d

Proposition 3 :

$$h_n = 150 \text{ cm}$$

$$h_d = 70 \text{ cm}$$

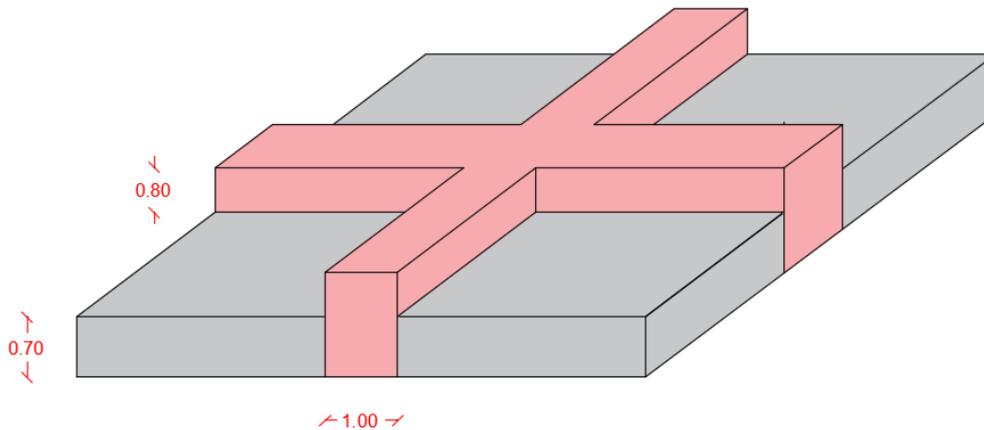


Figure 6.2 : dimensions du radier.

6.9. Vérification au poinçonnement : [BAEL 91/A.5.2.42]

La condition non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq 0.045 * h * Pr * f_{c28} / \gamma_b$$

Avec:

N_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$N_u = 2175.59 \text{ KN.}$$

Pr : Périmètre de centre cisailé ;

$$Pr = 4(a + h).$$

$$h = 150 \text{ cm}$$

$$a = 100 \text{ cm}$$

$$Pr = 4 * (100 + 150) = 1000 \text{ cm}$$

$$N_u \leq 0.045 * 1.5 * 10 * 25 * 10^3 / 1.5$$

$$2175.59 < 11250 \quad \text{CV}$$

6.10. Débordement « D » :

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$D \geq \max\left(\frac{150}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$D = 75 \text{ cm}$$

6.11. Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol $\overline{\sigma_{sol}} = 1.8 \text{ bar}$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante $\sigma_b \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$$\sigma_{b1} = \frac{(3 * K * Z_{max}) + (k * Z_{min})}{4}$$

Avec :

Z_{max} : Déplacement maximal suivant UZ [ELS, SAP2000]

Z_{min} : Déplacement minimal suivant UZ [ELS, SAP2000]

$$Z_{max} = 0.61 \text{ cm}$$

$$Z_{min} = 0.165 \text{ cm}$$

K : le coefficient de BALLAST

$$K \approx 2 * \overline{\sigma_{sol}} = 2 * 1.8 = 3.6 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma_{b1} = \frac{(3 * 3.6 * 0.604) + (3.6 * 0.18)}{4}$$

$$\sigma_{b1} = 1.793 < 1.8 \text{ bar} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S}$$

F_z : réaction total de la structure à l'ELS obtenu par le SAP2000.

$$F_z = 35322.138 \text{ kN.}$$

S : Surface du radier.

$$S = 316.18 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{b2} = \frac{35322.138 * 10^{-2}}{316.18}$$

$$\sigma_{b2} = 1.12 \text{ bar} < 1.8 \text{ bar} \quad \text{CV}$$

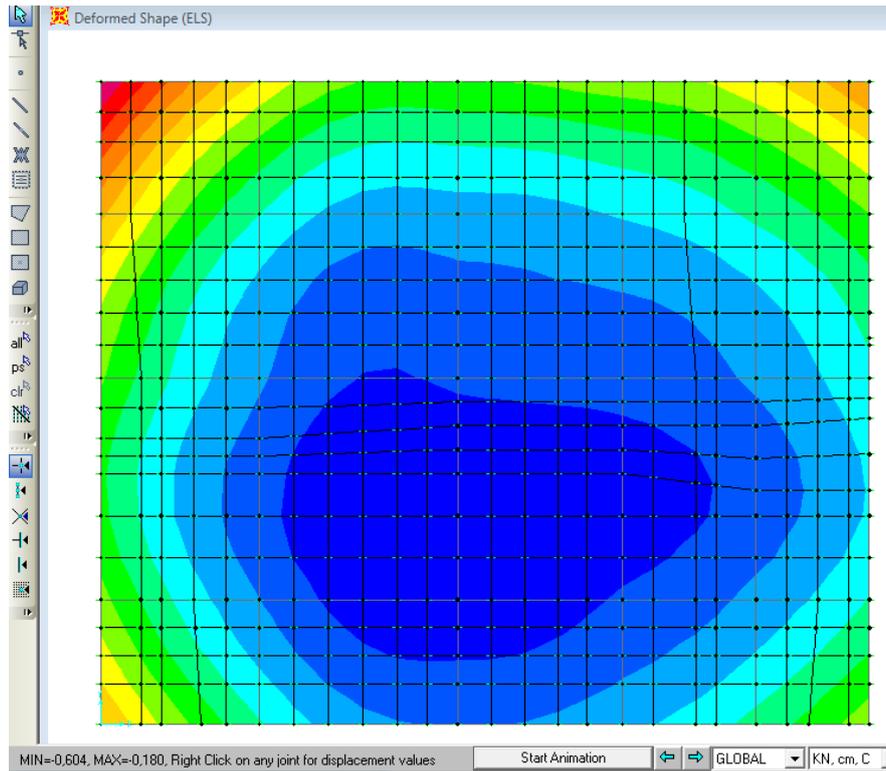


Figure 6.3 : déplacement maximum selon l'axe Z.

6.12. Vérification de la stabilité au renversement :

Quel que soit le type de fondations, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques restes à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e = M/N \leq B/4$)

$$e = 115.15/2037.47 = 0.057 \text{ m} \leq 19.04/4 = 4.76 \text{ m} \text{ Condition vérifiée}$$

6.13. Condition de résistance au cisaillement :

- L'épaisseur de radier sera déterminée en fonction de la condition de cisaillement du radier.

- D'après le règlement CBA93 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Pour une bonde de linéaire $b = 1 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{P * L_{max}}{2}$$

V_u : L'effort tranchant.

$$L_{max} = 19.05 \text{ m}$$

P : étant la réaction du sol sur le radier.

$$p = \frac{Nu}{S_{radier}}$$

$$NU = NU_{bat} + NU_{rad} = 56045.178 \text{ KN}$$

$$S_{radier} = 316.18 \text{ m}^2$$

$$p = \frac{56045.178}{316.18} = 177.26 \text{ KN/m}^2$$

$$Vu = \frac{177.26 * 5.54}{2} = 491.01 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{491.01 * 10^{-3}}{1 * 0.9 * 0.7} = 0.78 \leq 0.07 * \frac{25}{1.5} = 1.17 \quad \text{CV}$$

6.14. Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel « SAP2000 » on a obtenu les résultats suivants :

Sens x-x

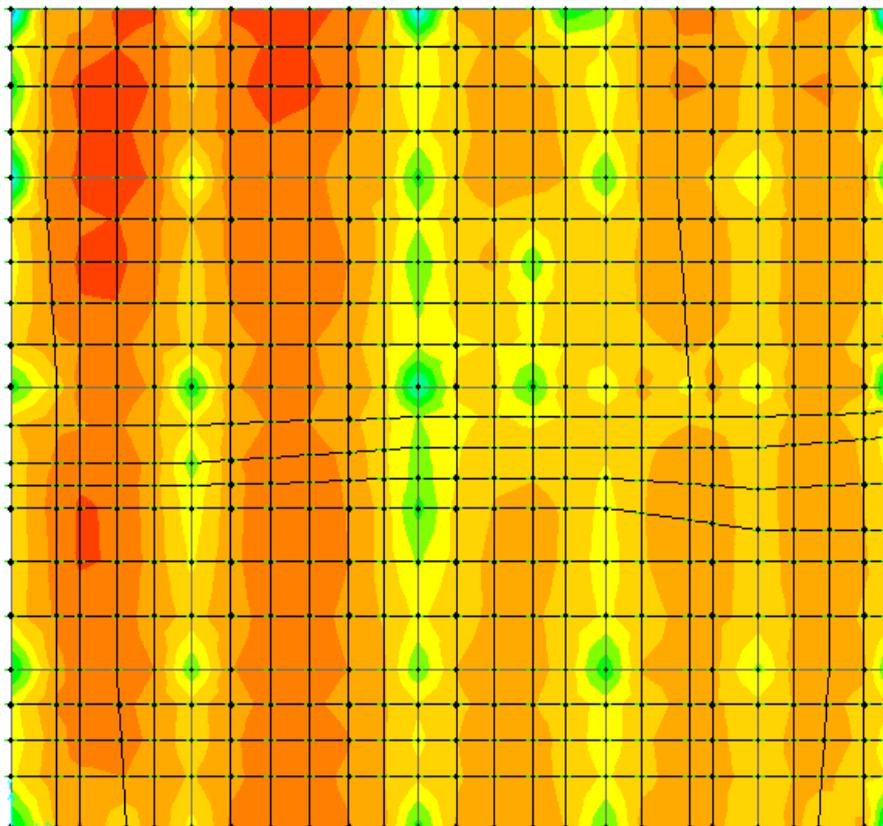


Figure 6.4: Moment: M_{11} «ELU».

Sens y-y

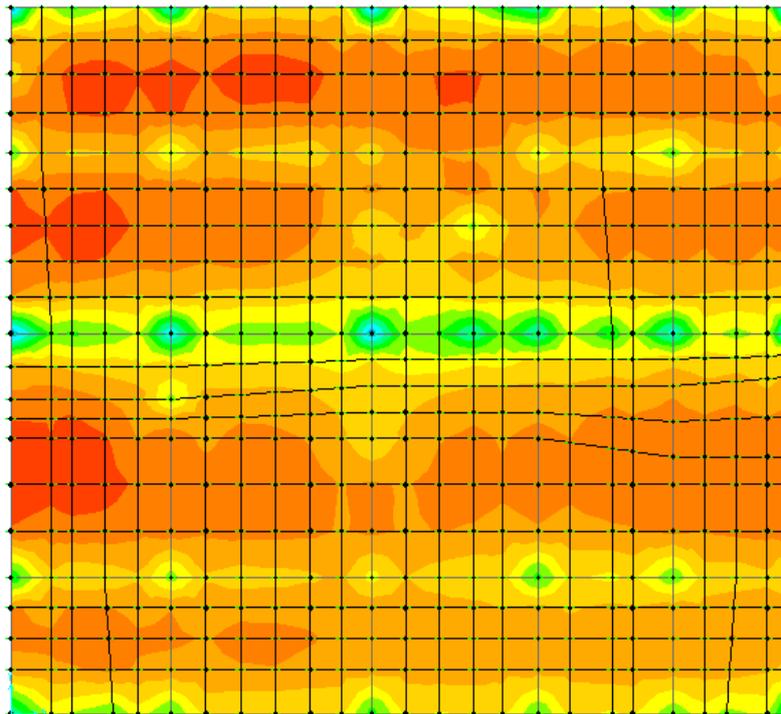


Figure 6.5: Moment: M_{22} «ELU».

			ELU	ELS
dalle	travée	x	265,73	193,53
		y	234,04	170,97
	appui	x	265,57	192,96
		y	221,55	161,46
nervure	travée	x	248,69	183,24
		y	350,85	257,68
	appui	x	1292,79	944,17
		y	1176,42	861,98

Tableau 6.3: Sollicitations du radier.

6.15. Ferrailage radier:

6.15.1 la dalle

B = 1 m

H = 0.7 m

Sens x-x

* En travée :

➤ ELU

$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$

$$M_{ut} = 265.73 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{265.73 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.7)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.047$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.061$$

$$Z = 0.9 * 0.7 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.62 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{M_{ut}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{St} = \frac{265.73 * 10^{-3}}{0.62 * 347.83}$$

$$A_{St} = 12.42 \text{ cm}^2$$

* En appui :

➤ ELU

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$M_{ua} = 265,57 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{265,57 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.7)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.047$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.06$$

$$Z = 0.9 * 0.7 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.61 \text{ m}$$

$$A_{Sa} = \frac{M_{ua}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{Sa} = \frac{265,57 * 10^{-3}}{0.61 * 347.83}$$

$$ASa = 12.41 \text{ cm}^2$$

Sens y-y

* En travée :

➤ ELU

$$fbc = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$Mut = 234,04 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{Mut}{b * d^2 * fbc}$$

$$\mu_u = \frac{234,04 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.7)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.042$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.053$$

$$Z = 0.9 * 0.7 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.617 \text{ m}$$

$$ASt = \frac{Mut}{Z * \sigma_{st}}$$

$$ASt = \frac{234,04 * 10^{-3}}{0.617 * 347.83}$$

$$ASt = 10.91 \text{ cm}^2$$

* En appui :

➤ ELU

$$fbc = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$Mua = 221,55 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{Mua}{b * d^2 * fbc}$$

$$\mu_u = \frac{221,55 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.7)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.039$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.05$$

$$Z = 0.9 * 0.7 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.617 \text{ m}$$

$$ASa = \frac{Mua}{Z * \sigma_{st}}$$

$$ASa = \frac{221,55 * 10^{-3}}{0.617 * 347.83}$$

$$ASa = 10.32 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$Ast_{\min} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}; 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$Ast_{\min} \geq \max\left(\frac{100 * 70}{1000}; 0.23 * 100 * 0.9 * 70 * \frac{2.1}{400}\right)$$

$$Ast_{\min} \geq \max(7; 7.61) \text{ cm}^2$$

$$Ast_{\min} \geq 7.61 \text{ cm}^2$$

Travée :

$$\text{Sens x-x} \quad 12.42 \geq 7.61 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

$$\text{Sens y-y} \quad 10.91 \geq 7.61 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Appui

$$\text{Sens x-x} \quad 12.41 \geq 7.61 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

$$\text{Sens y-y} \quad 10.32 \geq 7.61 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Donc on prend

Travée :

$$\text{Sens x-x} \quad 12T12 = 13.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens y-y} \quad 12T12 = 13.57 \text{ cm}^2$$

Appui

$$\text{Sens x-x} \quad 12T12 = 13.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens y-y} \quad 12T12 = 13.57 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99 V2003 :

$$Ast \geq Amin$$

$$Amin = 0.5\% * b * h \quad \text{RPA99 V2003; [7.5.2.1] P(69)}$$

$$Amin = 0.005 * 100 * 70 = 35 \text{ cm}^2$$

$$AS_{\text{travée}} + AS_{\text{appuis}} = 13.57 + 13.57 = 27.14 \text{ cm}^2 < 35 \text{ cm}^2 \quad \text{CNV}$$

Donc on prend

Travée :

$$\text{Sens x-x} \quad 12T14 = 18.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens y-y} \quad 12T14 = 18.47 \text{ cm}^2$$

Appui

$$\text{Sens x-x} \quad 12T14 = 18.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens y-y} \quad 12T14 = 18.47 \text{ cm}^2$$

$$AS_{\text{travée}} + AS_{\text{appui}} = 18.47 + 18.47 = 36.94 \text{ cm}^2 < 35 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

➤ ELS

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Sens x-x

❖ En travée

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{265,73}{193,53} = 1.373$$

$$\alpha \leq \frac{1.373 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.4365 \quad \Leftrightarrow \quad 0.061 < 0.4365 \quad \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

❖ En appui

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{265,57}{192,96} = 1.376$$

$$\alpha \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.438 \quad \Leftrightarrow \quad 0.06 < 0.438 \quad \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

Sens y-y

❖ En travée

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{234,04}{170,97} = 1.369$$

$$\alpha \leq \frac{1.369 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.4345 \quad \Leftrightarrow \quad 0.053 < 0.4345 \quad \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

❖ En appui

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{221,55}{161,46} = 1.372$$

$$\alpha \leq \frac{1.372 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.436 \quad \Leftrightarrow \quad 0.05 < 0.436 \quad \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

6.15.2 Vérification au cisaillement :

Sens x-x

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b * d} = \frac{893.593 * 10^{-3}}{1 * 0.9 * 0.7}$$

$$\tau_u = 1.42 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min(3.33 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.42 < \overline{\tau}_u = 3.33 \quad \text{CV}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

Sens y-y

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b * d} = \frac{801.628 * 10^{-3}}{1 * 0.9 * 0.7}$$

$$\tau_u = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min(3.33 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.27 < \overline{\tau}_u = 3.33 \quad \text{CV}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

6.15.3 Calcul de l'espacement

BAEL91 : $St \leq \min(0.9 * d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min(63 ; 40) \text{ cm}$

Alors : $St \leq 40 \text{ cm}$

On adopte $St = 20 \text{ cm}$

6.15.4. Calcul de Ferrailage de la nervure:

Le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire $b * h = 100 * 150 \text{ cm}^2$

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 150 \text{ cm}$

Sens x-x

* En travée :

➤ ELU

$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$

$M_{ut} = 248,69 * 10^{-3} \text{ MN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{248,69 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 1.5)^2 * 14.17}$$

$\mu_u = 0.0096$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$\alpha = 0.012$

$$Z = 0.9 * 1.5 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$Z = 1.34 \text{ m}$

$$A_{St} = \frac{M_{ut}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{St} = \frac{248,69 * 10^{-3}}{1.34 * 347.83}$$

$A_{St} = 5.32 \text{ cm}^2$

* En appui :

➤ ELU

$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$M_{ua} = 1292,79 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{1292,79 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 1.5)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.05$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.064$$

$$Z = 0.9 * 1.5 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 1.32 \text{ m}$$

$$A_{Sa} = \frac{M_{ua}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{Sa} = \frac{1292,79 * 10^{-3}}{1.32 * 347.83}$$

$$A_{Sa} = 28.26 \text{ cm}^2$$

Sens y-y

* En travée :

➤ ELU

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$M_{ut} = 350,85 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{350,85 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 1.5)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.014$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0.017$$

$$Z = 0.9 * 1.5 * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 1.34 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{M_{ut}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{St} = \frac{350,85 * 10^{-3}}{1,34 * 347,83}$$

$$A_{St} = 7,52 \text{ cm}^2$$

* En appui :

➤ ELU

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$M_{ua} = 1176,42 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{1176,42 * 10^{-3}}{1 * (0,9 * 1,5)^2 * 14,17}$$

$$\mu_u = 0,014$$

$\mu < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * \mu_u)})$$

$$\alpha = 0,017$$

$$Z = 0,9 * 1,5 * (1 - 0,4 * \alpha)$$

$$Z = 1,34 \text{ m}$$

$$A_{Sa} = \frac{M_{ua}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{Sa} = \frac{1176,42 * 10^{-3}}{1,34 * 347,83}$$

$$A_{Sa} = 10,32 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{St_{min}} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}; 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{St_{min}} \geq \max\left(\frac{100 * 150}{1000}; 0,23 * 100 * 0,9 * 150 * \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{St_{min}} \geq \max(15; 16,3) \text{ cm}^2$$

$$A_{St_{min}} \geq 16,3 \text{ cm}^2$$

Travée :

$$\text{Sens x-x} \quad 5,32 \geq 16,3 \text{ cm}^2 \quad \text{CNV}$$

$$\text{Sens y-y} \quad 7,52 \geq 16,3 \text{ cm}^2 \quad \text{CNV}$$

Appui

$$\text{Sens x-x} \quad 28,26 \geq 16,3 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

$$\text{Sens y-y} \quad 10.32 \geq 16.3 \text{ cm}^2 \quad \text{CNV}$$

Donc on prend

Travée :

$$\text{Sens x-x} \quad 12\text{T}14 = 17.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens y-y} \quad 12\text{T}14 = 17.65 \text{ cm}^2$$

Appui

$$\text{Sens x-x} \quad 12\text{T}14 + 6\text{T}16 = 30.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens y-y} \quad 12\text{T}14 = 17.65 \text{ cm}^2$$

➤ ELS

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Sens x-x

❖ En travée

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{248,69}{183,24} = 1.357$$

$$\alpha \leq \frac{1.357 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.4285 \quad \Leftrightarrow \quad 0.061 < 0.4285 \quad \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

❖ En appui

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{1292,79}{944,17} = 1.369$$

$$\alpha \leq \frac{1.369 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.4345 \quad \Leftrightarrow \quad 0.06 < 0.4345 \quad \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

Sens y-y

❖ En travée

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{350,85}{257,68} = 1.362$$

$$\alpha \leq \frac{1.362 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.431 \quad \Leftrightarrow \quad 0.053 < 0.431 \quad \text{CV}$$

Rapport-gratuit.com 

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

❖ En appui

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{1176,42}{861,986} = 1.365$$

$$\alpha \leq \frac{1.365 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.433 \quad \Leftrightarrow \quad 0.05 < 0.433 \quad \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

6.15.5. Vérification au cisaillement :

Sens x-x

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b * d} = \frac{675.768 * 10^{-3}}{1 * 0.9 * 1.5}$$

$$\tau_u = 0.5 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 * 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3.33 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.5 < \overline{\tau_u} = 3.33 \quad \text{CV}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

Sens y-y

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b * d} = \frac{597.515 * 10^{-3}}{1 * 0.9 * 1.5}$$

$$\tau_u = 0.44 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 * 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3.33 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.44 < \overline{\tau_u} = 3.33 \quad \text{CV}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

6.15.6. Calcul de l'espacement

Selon le RPA :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right) \quad \text{En zone nodale.}$$

Avec ϕ_{\min} est le diamètre le petit du ferrailage longitudinal.

$$St' \leq \frac{h}{2} \quad \text{En dehors de la zone nodale.}$$

En zone nodale : $St \leq \text{Min}(37.5 \text{ cm} ; 16.8 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$

On choisit : $St = 15 \text{ cm.}$

$$\text{En zone courante} \quad St' \leq \frac{150}{2} \leq 75$$

On choisit : $S't = 20 \text{ cm.}$

		ELU	ELS	ferrailage calculé	ferrailage min	ferrailage choisi		
dalle	travée	x	265,73	193,53	12,42	17,5	12T14	18,47
		y	234,04	170,97	10,91	17,5	12T14	18,47
	appui	x	265,57	192,96	12,41	17,5	12T14	18,47
		y	221,55	161,46	10,32	17,5	12T14	18,47
nervure	travée	x	248,69	183,24	5,32	16,3	12T14	17,65
		y	350,85	257,68	7,52	16,3	12T14	17,65
	appui	x	1292,79	944,17	28,26	16,3	6T16+12t14	30,53
		y	1176,42	861,98	10,32	16,3	12T14	17,65

Tableau 6.4: ferrillages de la nervure et la dalle d'un radier nervuré.

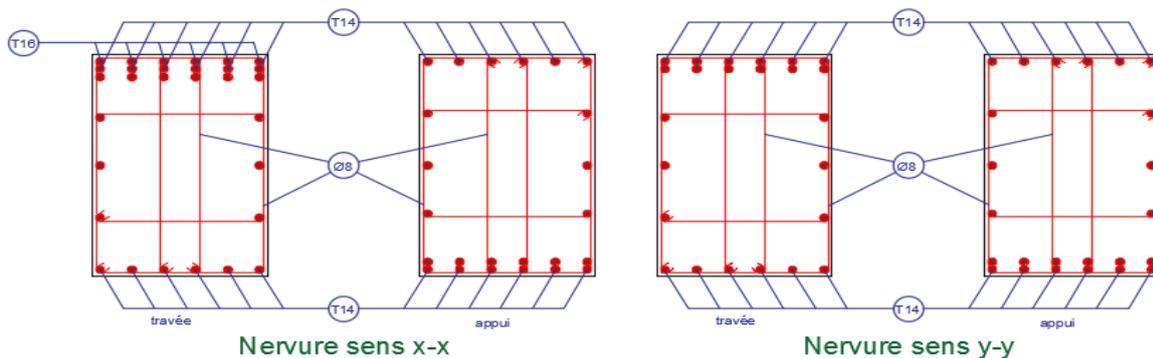


Figure 6.6: Ferrillage de la nervure dans les deux sens.

6.16. Conclusion

Grace à ce chapitre on a pu essayer les différents types de fondation pour notre structure Et le choix d'un radier nervurer était le plus économique parmi les autres radiers avec une réalisation facile.

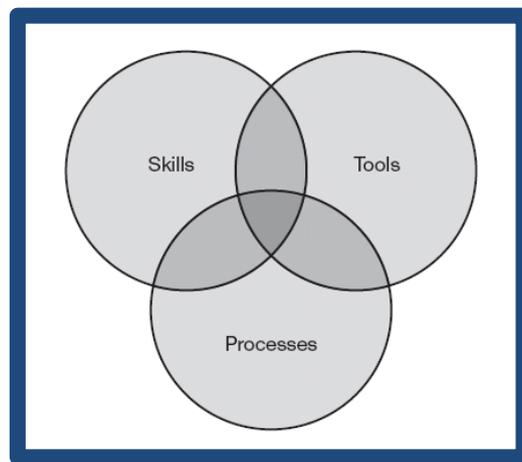
CHAPITRE 7 : ETUDE ECONOMIQUE.

7.1. Introduction :

Le monde a changé vers l'innovation du mode constructif .Chaque pays donne une très grande importance au secteur d'habitat et crée une concurrence entre les promoteurs afin d'avoir des structures économiques, durables dans un délai très restreint avec une forme architectural or norme qui répond à tous les critères.

7.2. Le management de projet :

Le management de projet consiste à utiliser des compétences (savoir-faire), des outils et des processus managériaux pour réussir un projet. [1]



Le Management de Projet inclut :

- Identifier les exigences
- Etablir des objectifs clairs et réalisables
- Equilibrer les demandes en qualité, temps et coût
- Adapter les spécifications, plans, et approches aux différentes attentes des différents acteurs du projet.

7.3. Objectif à atteindre :

Nous avons fixés comme objectifs, de définir le délai et le cout.

Afin d'atteindre ces objectifs, nous avons procéder comme suit :

- ❖ Préparation du WBS (**W**orks **B**reakdown **S**tructures) du projet.
- ❖ Définir le système d'élaboration du projet.
- ❖ Définir le mode de paiement.
- ❖ Identification de nos ressources.
- ❖ Identifier les taches.

❖ Pour les besoins de notre étude nous avons choisi comme logiciel le MS Project 2010.

7.4. Cycle de vie :

Les chefs de projet ou l'organisation peuvent diviser les projets en phases afin d'exercer une meilleure maîtrise, en maintenant les liens appropriés avec les opérations courantes de l'entreprise réalisatrice. L'ensemble de ces phases est connu sous le nom de cycle de vie du projet. Beaucoup d'organisations définissent un ensemble spécifique de cycles de vie à utiliser dans tous leurs projets.

Une autre façon d'illustrer la nature unique de l'effort d'un projet est le cycle de vie d'un projet:

- Durée limitée
- Changements des efforts sont prévisibles
- Se focaliser sur la vie du projet

Plusieurs modèles sont proposés dans la littérature donc va prendre le modelé a 4 phases (figure 7.1).

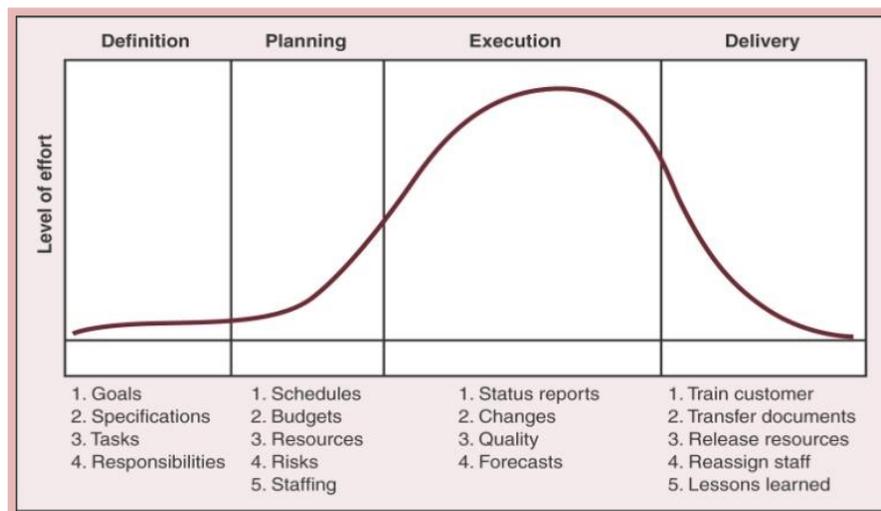


Figure 7.1 : Modèle à 4 phases d'un projet de développement [1].

Les phases du projet sont représentées comme suit :

- Phase de démarrage : la demande est clarifiée, les objectifs précisés et le projet globalement identifié en ce qui a trait au produit ou au service à livrer, aux contraintes à respecter et à la stratégie de réalisation.
- Phase de planification : le contenu du projet est défini de façon plus précise, une planification détaillée est établie pour sa durée ; les échéances, les ressources et les dépenses, ainsi que les politiques et les procédures de gestion sont circonscrites.

- Phase d'exécution : le produit ou le service est effectivement réalisé suivant le plan prévu et en conformité avec les exigences du demandeur.
- Phase de clôture : le produit ou le service est remis au demandeur, le projet est évalué et sa clôture administrative effectuée.

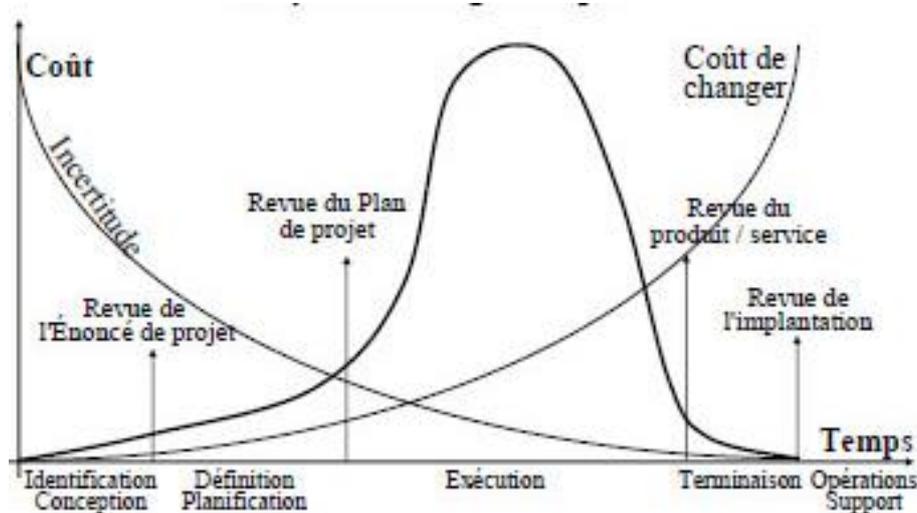


Figure 7.2 : Cycle de vie d'un projet [3].

7.5. Planification :

Les processus de planification permettent l'élaboration du plan de management du projet. En outre ces processus identifient et définissent le contenu du projet, le coût du projet, et dressent l'échéancier des activités du projet. Au fur et à mesure de la découverte de nouvelles informations concernant le projet, des dépendances, des exigences, des risques, des opportunités, des hypothèses et des contraintes viendront s'ajouter ou se résoudre :

- Tache : est le point central de la planification opérationnelle. Tout le processus vis à s'assurer que chacune d'entre elles soit réalisées dans les meilleures conditions.
- Un jalon : est un évènement majeur repère dans le planning par une tache de durée nulle, les jalons limitent le début et la fin de chaque phase et servent de point de synchronisation. Sur les diagrammes de GANTT, les jalons sont représentés par des losanges.
- Un livrable : est tout résultat, document, mesurable, tangible ou vérifiable, qui résulte de l'achèvement d'une partie de projet ou du projet dans sa totalité.

7.6. Types de systèmes d'élaboration [2] :

Traditionnel: Le propriétaire signe un contrat avec le BET et un autre avec l'entrepreneur. (Conception/soumission/construction de tout le projet) (DBB: Design/Bid/Build),

Management de construction: Présence d'un manager de construction. (CM)

Conception/construction: Un seul contrat pour l'étude et la construction (clé en main) (DB : Design/Build).

On va adopter le système d'élaboration (conception/construction).

Un seul contrat pour l'étude et la construction.

Ce système est le plus répandu pour établir des contrats entre le propriétaire et le bureau d'étude.

7.6.1. Avantage du système conception/construction : [2]

- ❖ Gain de temps à la fin du projet.
- ❖ Les délais peuvent être définis avant même de commencer le projet. (expérience de l'entrepreneur).
- ❖ Peut accélérer le processus de construction à n'importe quelle phase. (Si on lui demande).
- ❖ Réduit et élimine les conflits entre BET et E.
- ❖ Résolution rapide des problèmes techniques rencontrés sur chantier.
- ❖ Peu de changement dans les tâches ou la conception pendant la construction.
- ❖ La réception provisoire ou définitive du projet, généralement moins de problèmes.

7.7. Mode de paiement [2]:

Dépend du type de contrat :

- Au Forfait (Le plus utilisé aux USA).
- Prix Unitaire.
- Au prix de revient majoré.

Dans notre cas on va adopter le mode de paiement par prix de revient majoré.

7.7.1. Description du mode de paiement au prix de revient majoré : [2]

- Plans et spécifications incomplets.
- Quantités finales inconnues.
- Permet la multiplicité des contrats dans un même projet.
- Nécessite une estimation minimale au début.
- L'entrepreneur est payé pour tous les frais de la construction plus des honoraires.

Les honoraires peuvent être :

- ❖ Un pourcentage du montant du contrat.

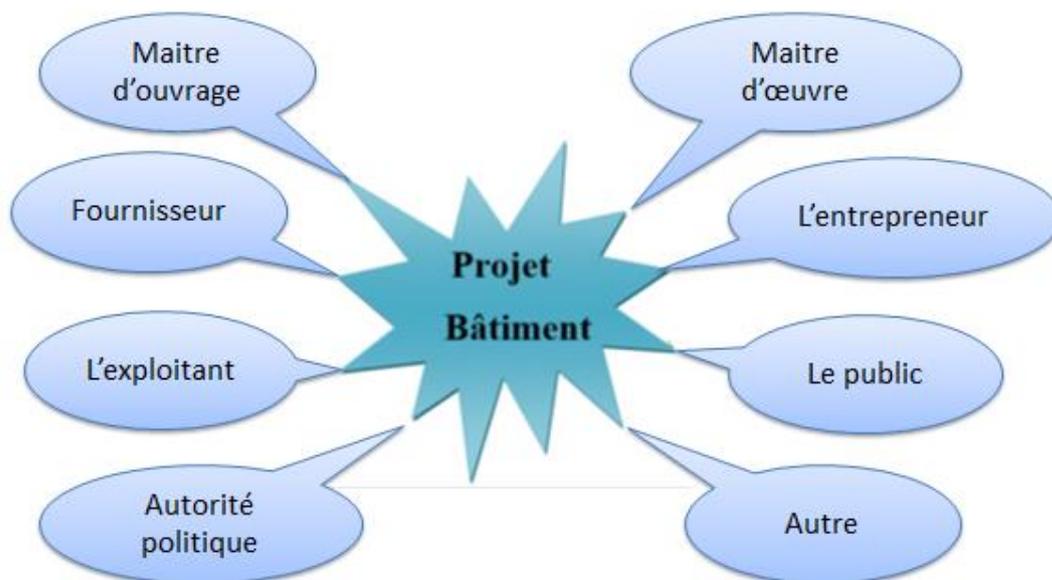
Généralement 15% comme charge et 10% de bénéfice.

- ❖ Montant fixe.
- ❖ Peut inclure le montant max. garanti. s'entendent sur un montant total à ne jamais dépasser).

Généralement la différence est divisée à l'amiable en 50/50.

Dans notre cas on va utiliser le paiement pour tous les frais de la construction plus les honoraires et ces honoraires sont sous forme un pourcentage de 10% de bénéfice.

7.8. Les différents intervenants dans le projet [2] :



Le maître de l'ouvrage :

Le maître d'ouvrage est la personne physique ou morale pour le compte de qui l'ouvrage ou les travaux sont réalisés.

C'est lui qui fait le choix de processus de réalisation et conclut les contrats qui y'ont pour objet les études et l'exécution des travaux.

Le maître d'œuvre :

Le maître d'œuvre est l'unique responsable de la conception et de l'exécution de l'ensemble de l'ouvrage à réaliser selon la mission confiée, il s'agit d'une équipe constituée d'architectes et d'ingénieurs.

Le contrôle technique :

Le contrôle technique dans un projet est obligatoire, car il doit assurer les conditions de sécurité des personnes, et la solidité des ouvrages

L'entreprise :

L'entreprise est liée par des contrats avec le maître de l'ouvrage. Elle doit exécuter les travaux conformément au contrat conclu sous la direction exclusive du maître d'œuvre

Dans notre cas, les différents intervenants dans le projet sont :

- Maître de l'ouvrage : promoteur.
- (Maître d'œuvre+ Réalisation) : entreprise avec son propre bureau d'étude.
- Contrôle technique : sera assisté par CTC (contrôle technique de construction).
- Etude du sol : sera suivie par le laboratoire.

7.9. Les ressources :

Les ressources sont subdivisées en deux catégories : humaines et matérielles.

De même pour les ressources matérielles sont subdivisées en deux catégories : ressources matérielles engins et ressources matérielles produit.

7.9.1. Les ressources humaines :

Le nombre de groupe affecté au présent projet est de 7 :

Groupe coffreur : qui s'occupe de tous les tâches de coffrage dans le projet.

Groupe ferrailleur : qui s'occupe de tous les tâches de ferrailage dans le projet.

Groupe maçon : qui s'occupe de tous les tâches de bétonnage dans le projet.

Groupe électricien : qui s'occupe de tous les tâches d'électricités dans le projet.

Groupe menuiserie : qui s'occupe de tous les tâches de menuiserie dans le projet.

Groupe pour en enduit : qui s'occupe de tous les tâches d'enduit dans le projet.

Groupe gardiens : c'est le groupe qui s'occupe de la surveillance du projet

Chaque groupe est constitué d'un certain nombre d'individus (chef de groupe et manœuvres).

- groupe coffreur : 3 personnes.
- groupe ferrailleur: 4 personnes.
- groupe maçon béton : 4 personnes.
- groupe électricien: 4 personnes.
- groupe menuisier: 4 personnes.
- groupe pour enduit : 4 personnes
- groupe gardien : 3 personnes.

7.9.2. Les ressources matérielles et matériaux :

- + Une grue.
- + 2 camions de 10 tonnes.
- + 2 camions de 2.5 tonnes.
- + Une bétonnière.
- + Une pelleuse.
- + Un treuil.
- + Un chargeur a bras.
- + Brise roche.
- + Un groupe électrogène
- + Un malaxeur.
- + Une pompe à béton.
- + Une cabine de chantier.
- + 2 postes à soudures.
- + Une cintreuse pour les barres d'acier.
- + Un échafaudage métallique.
- + Bois pour coffrage.
- + Fer pour ferrailage.
- + Béton.
- + Brique simple.
- + Enduit en ciment.
- + Gains électriques.
- + Tôle ondulée (Zinc).
- + Fils d'électricités (1.5, 2.5, 6 mm).
- + Tube de fer pour clôture (pour le zinc).
- + Treillis soudé pour dalle.
- + Tuyaux pour eau.
- + Projecteurs électriques.
- + Panneau d'affichage.
- + Hourdis.
- + Lampe.

7.10. Résultats obtenus :

L'estimation du cout de chaque tâche se fait en introduisant deux paramètres, la durée et le cout de la tâche aux ressources nécessaire pour accomplir cette tâche.

Après l'introduction de toutes les informations (les tâche avec leur durée et cout estimé avec les ressources) sur logiciel MS Project 2003 on obtient les résultats suivants :

- Durée du projet : 353 Jours de travail.
- La date de début du projet : 01 janvier 2018.
- La date de fin du projet : 27 février 2019.
- Le coût brut du projet : 81651800.00 DA

7.11. Diagramme de GANTT :

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois etc.). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin.

Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

- ❖ Les différentes taches à envisager.
- ❖ La date de début et la date de fin de chaque tache.
- ❖ La durée escomptée de chaque tache.
- ❖ Le chevauchement éventuel des taches, et la durée de ce chevauchement.
- ❖ La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

En résumé, un diagramme de Gantt répertorie toutes les tâches à accomplir pour mener le projet à bien, et indique la date à laquelle ces tâches doivent être effectuées (le planning).

Notre diagramme de GANTT finale de ce projet figure dans les annexes.

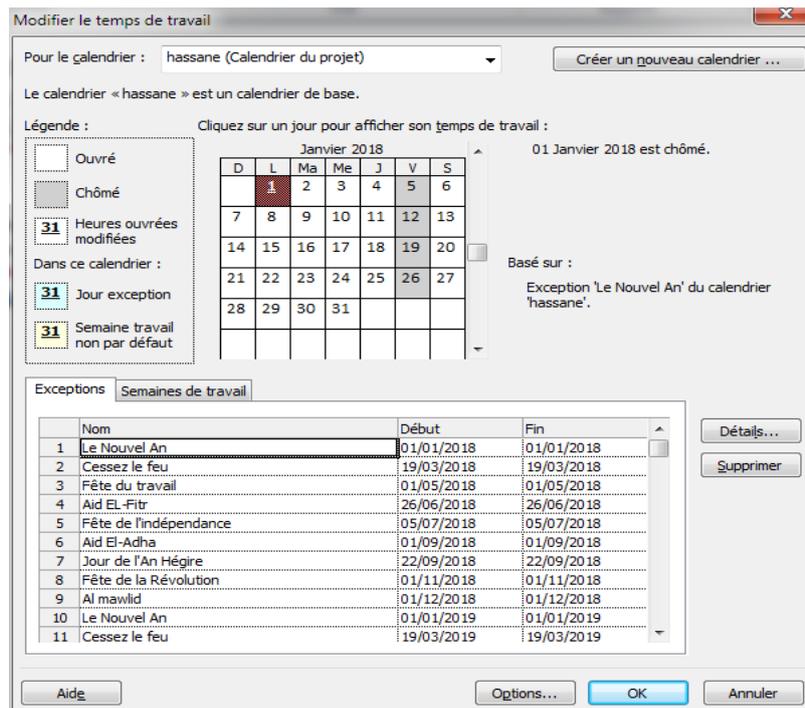


Figure 7.3 : Calendrier du diagramme de GANTT.

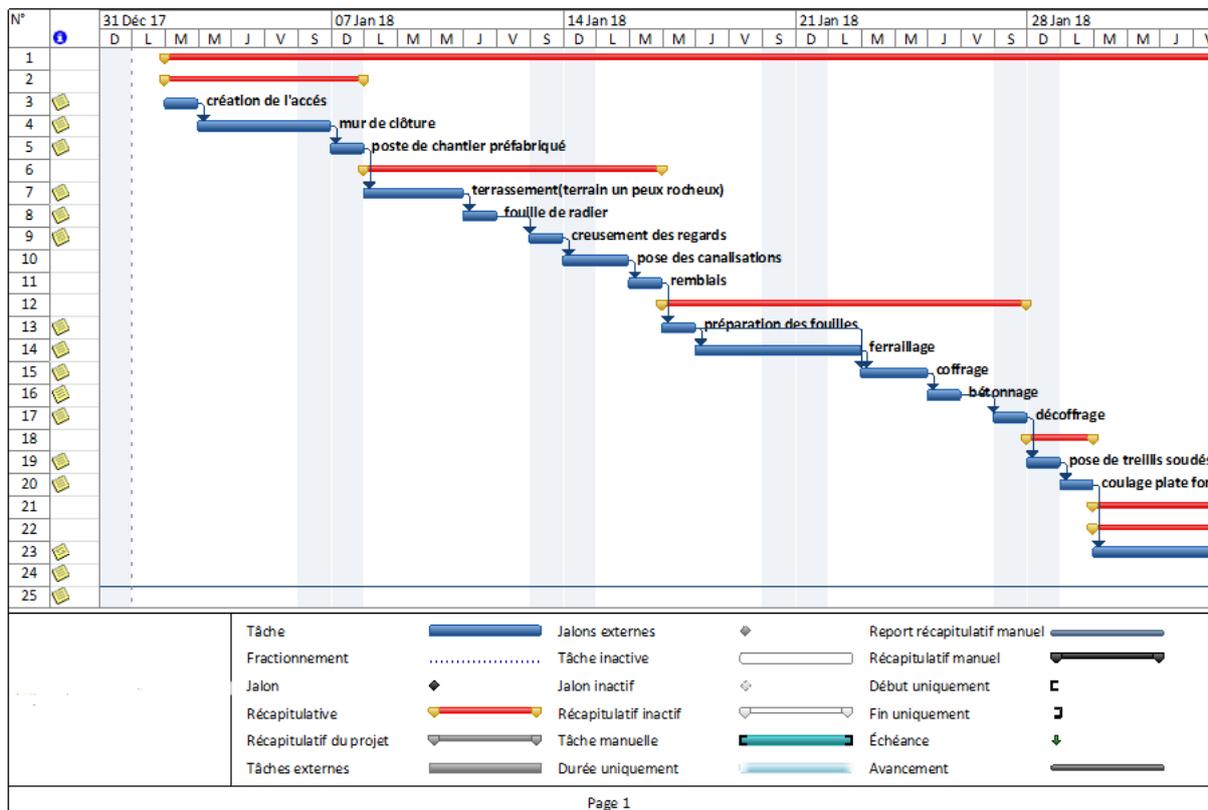


Figure 7.4 : Une partie du diagramme de GANTT (MS PROJECT2010).

7.12. Courbe S :

A l'aide du logiciel MS Project on transfère le résultat sur Excel a fin de tracer la courbe S a été tracée sur un plan (ox , oy) ou l'axe des x représente le temps et l'axe des y représente les couts. Cette courbe permette de voir directement l'évolution de la consommation d'argent à travers le temps.

Sachant que La courbe S reste un outil très utile pour le control et le suivi du projet.

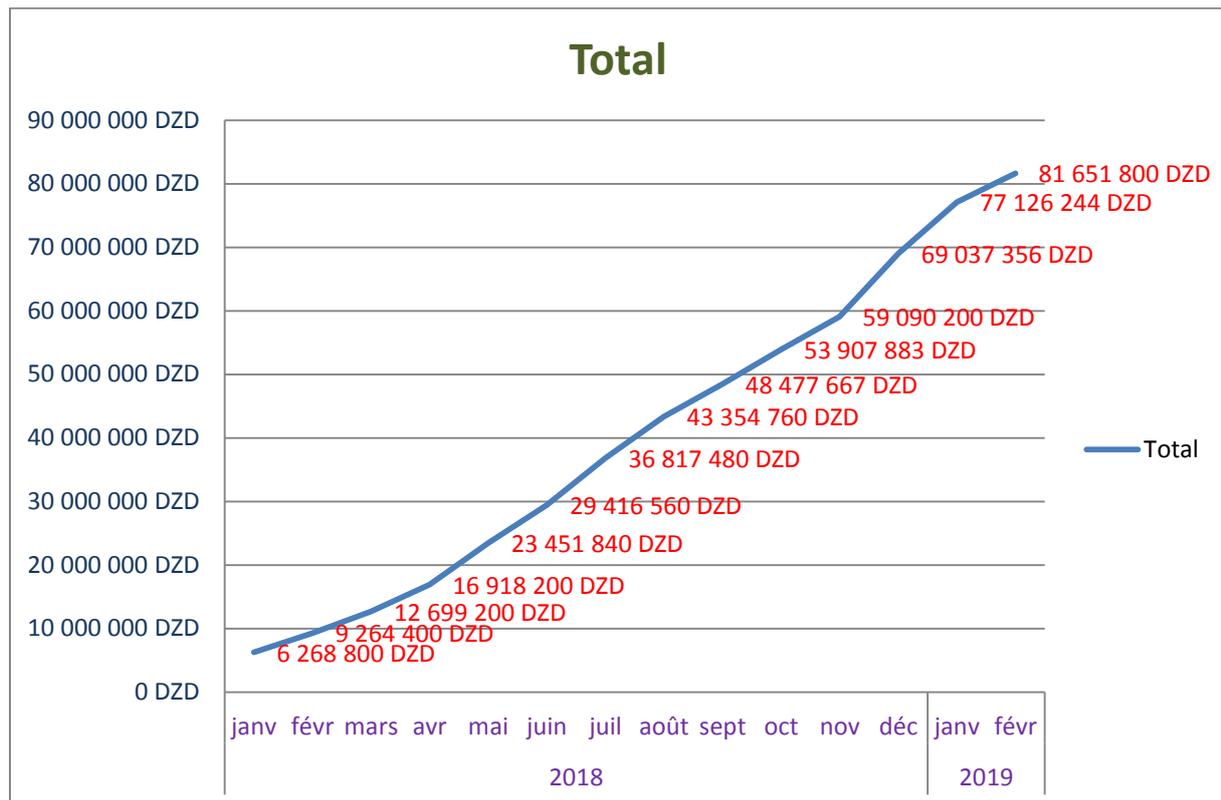


Figure 7.5: Courbe S (MS PROJECT2010).

7.13. Conclusion

Dans ce chapitre on a pu expliquer brièvement le management de projet et on a affecté des ressources et leur prix à leur tâche tout en respectant l'art de management.

Grace à la phase de planification et au logiciel de gestion de projet (MS Project 2010), le chef du projet sera en mesure de gérer son projet de façon proactive, en appliquant les règles de l'art en gestion de projet.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur. La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées.

Le sol de fondation a une faible portance, par conséquent un radier général est la meilleure solution pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

En utilisant le logiciel MS PROJECT l'étude de management de projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à l'atteinte des objectifs dans les délais et les couts préétablis.

D'un point de vue personnel, ce projet nous a permis de mettre en application les outils que nous avons appris tout au long de notre formation tout en nous familiarisant avec le monde professionnel. En effet, nous avons pu être confrontés aux problématiques que peut rencontrer un ingénieur et les échanges que nous avons pu avoir avec des ingénieurs de structure qui ont été très enrichissants et nous motivent pour continuer dans cette voie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [BAEL, 91] Jean-Pierre Mougïn, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

- [CBA 93] Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.

- [DTR B.C 2.2] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.

- [RPA99 version 2003] Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.

- H. THONIER, Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées Tome 2 : Conception et calcul des structures de bâtiment, 1993.

- A.BENNANI. Cours De Ms Project, 2011-2012.

[1] BEKOUICHE A., Cours management de projet, 2016.

[2] HAMZAOUI F., cours management, 2016.

[3] ZEBIRI K. & SALHI Y. I., étude structurelle d'un bâtiment en béton armé « 2 Sous-sols R+15 étages » à usage multiple, chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2014, faculté de technologie, TLEMEN, ALGERIE.

LOGICIEL

- SAP 2000
- AUTOCAD 2016
- MSE
- WORD 2010
- EXCEL 2010
- MS-PROJECT 2010

ANNEXE 1

-0-

CONCLUSION

-0-

Le sol proposé, devant servir d'assiette à l'implantation de l'Hotel de poste de Tlemcen peut recevoir cette édifice dans la mesure où :

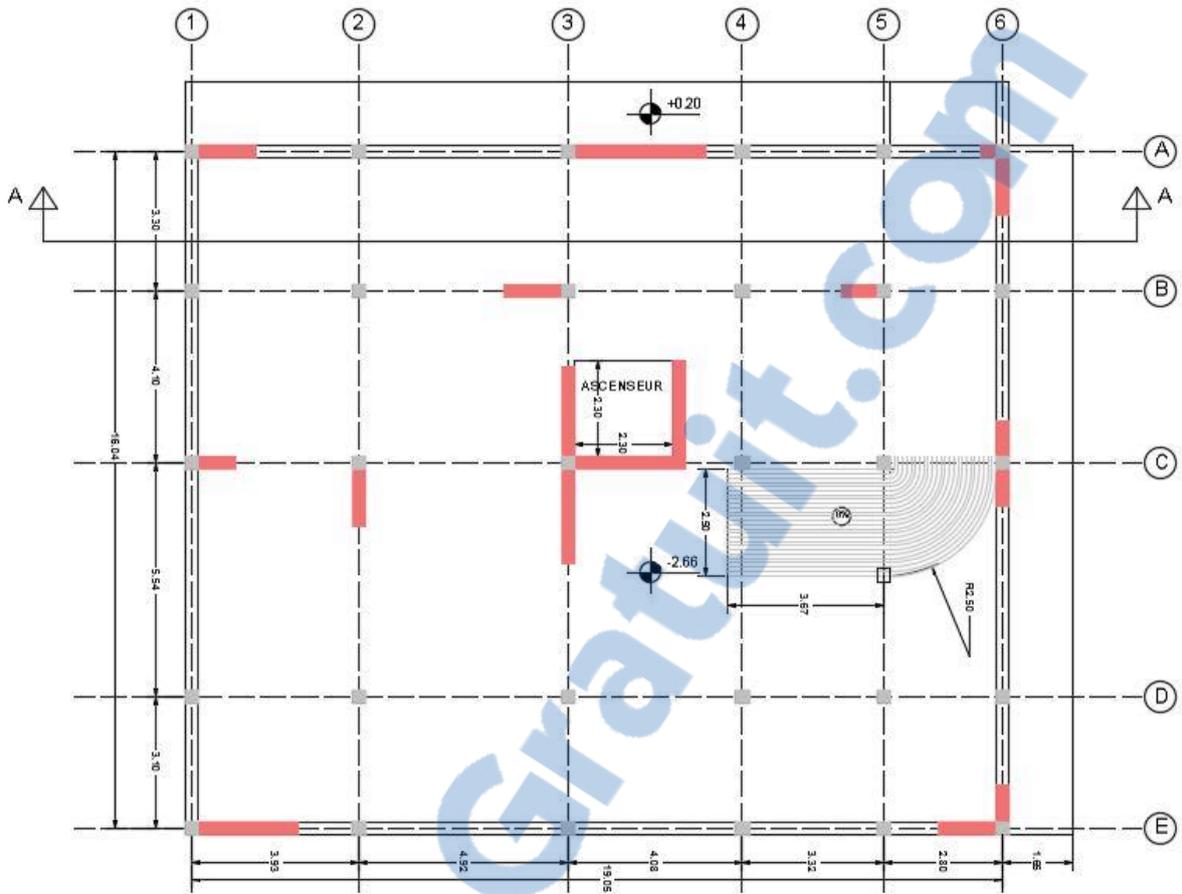
- La contrainte admissible de 1,3 bars
- Et les tassements

seront respectés par le choix géométriques des semelles sur la base des valeurs et coefficient donnés dans le présent rapport.

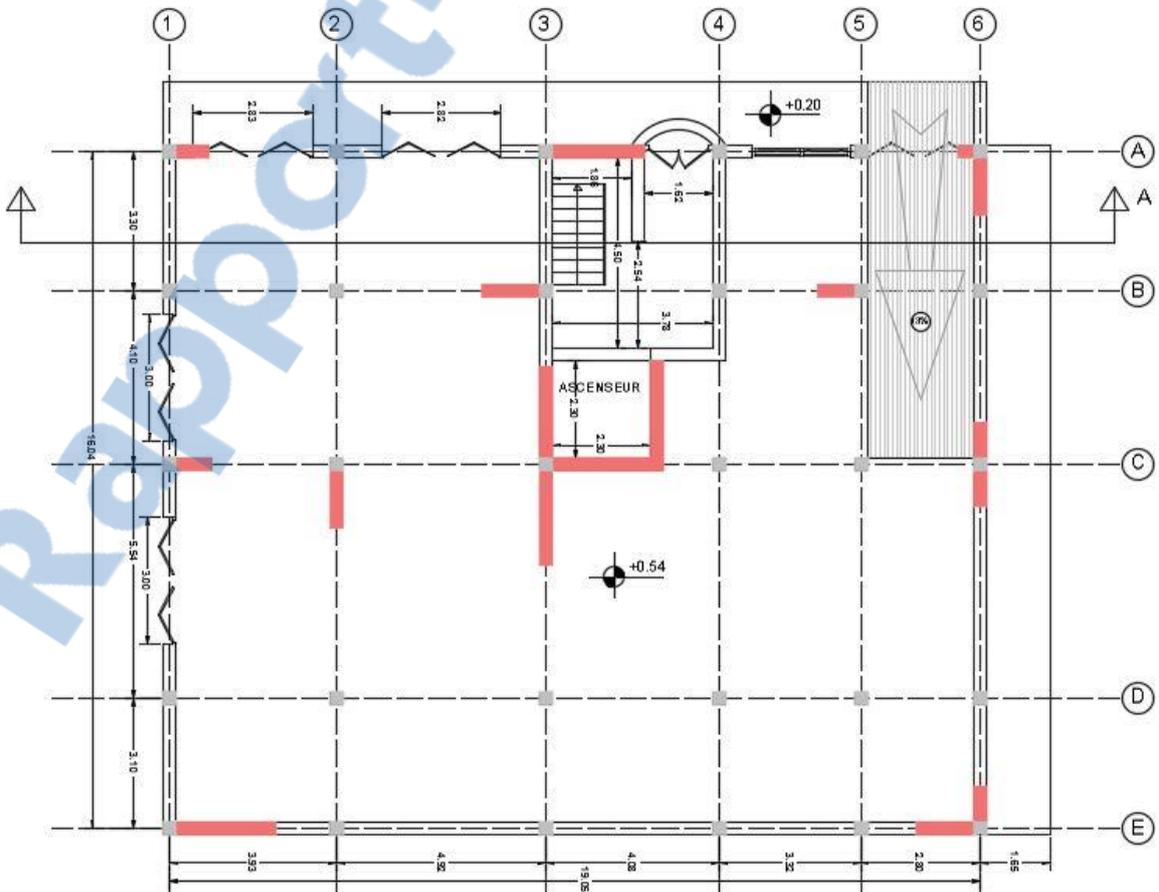
Un ancrage de 2,00 m de profondeur est nécessaire, la couche de fondation sera la couche de limon argileux.

En fin, il est recommandé de faire appel au L.N.T.P.B lors du creusement des fouilles afin de vérifier leur conformité avec le présent rapport

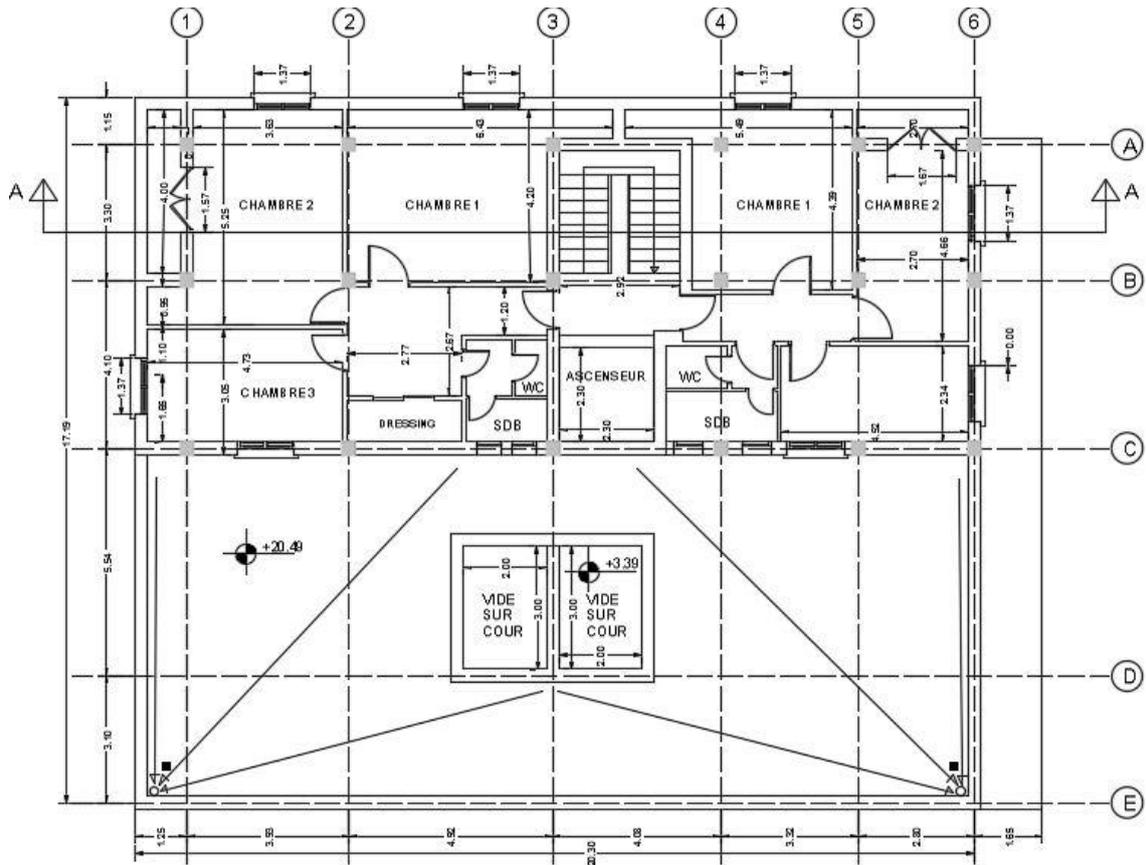
ANNEXE 2



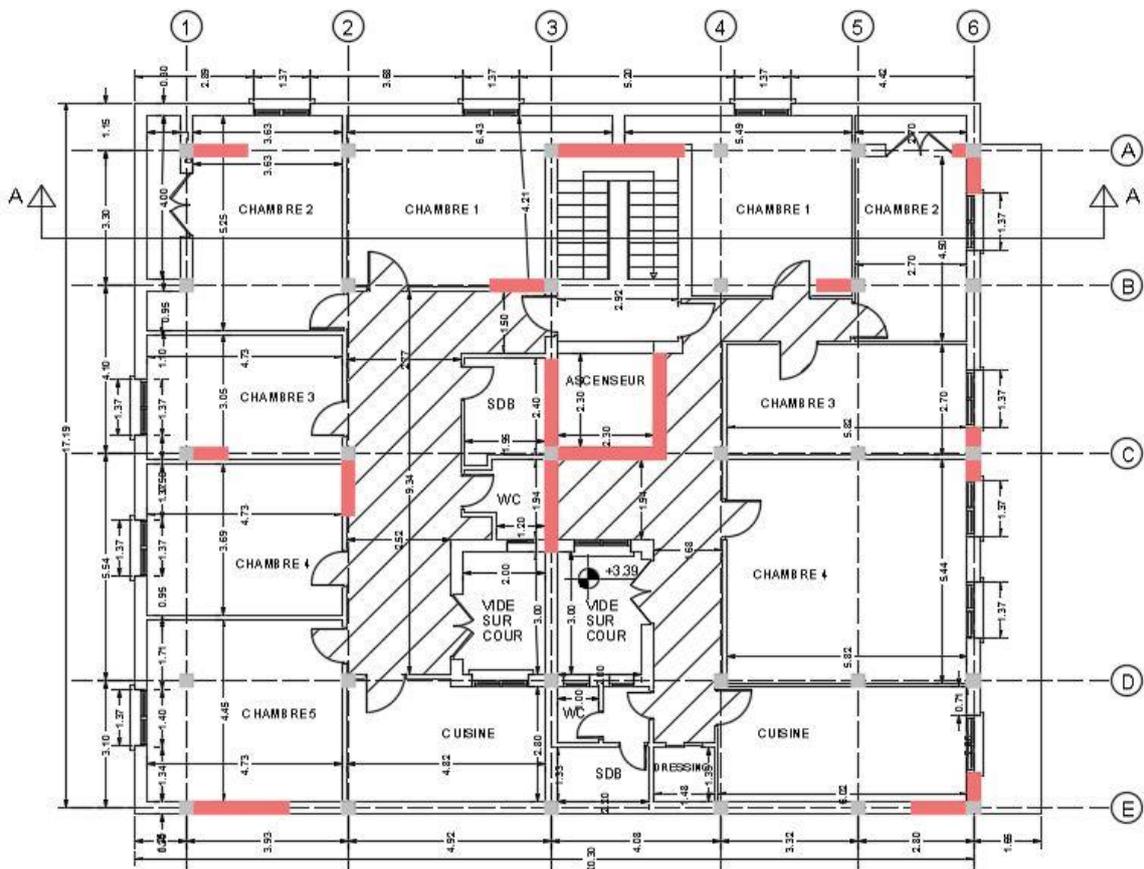
PLAN ENTRE SOL



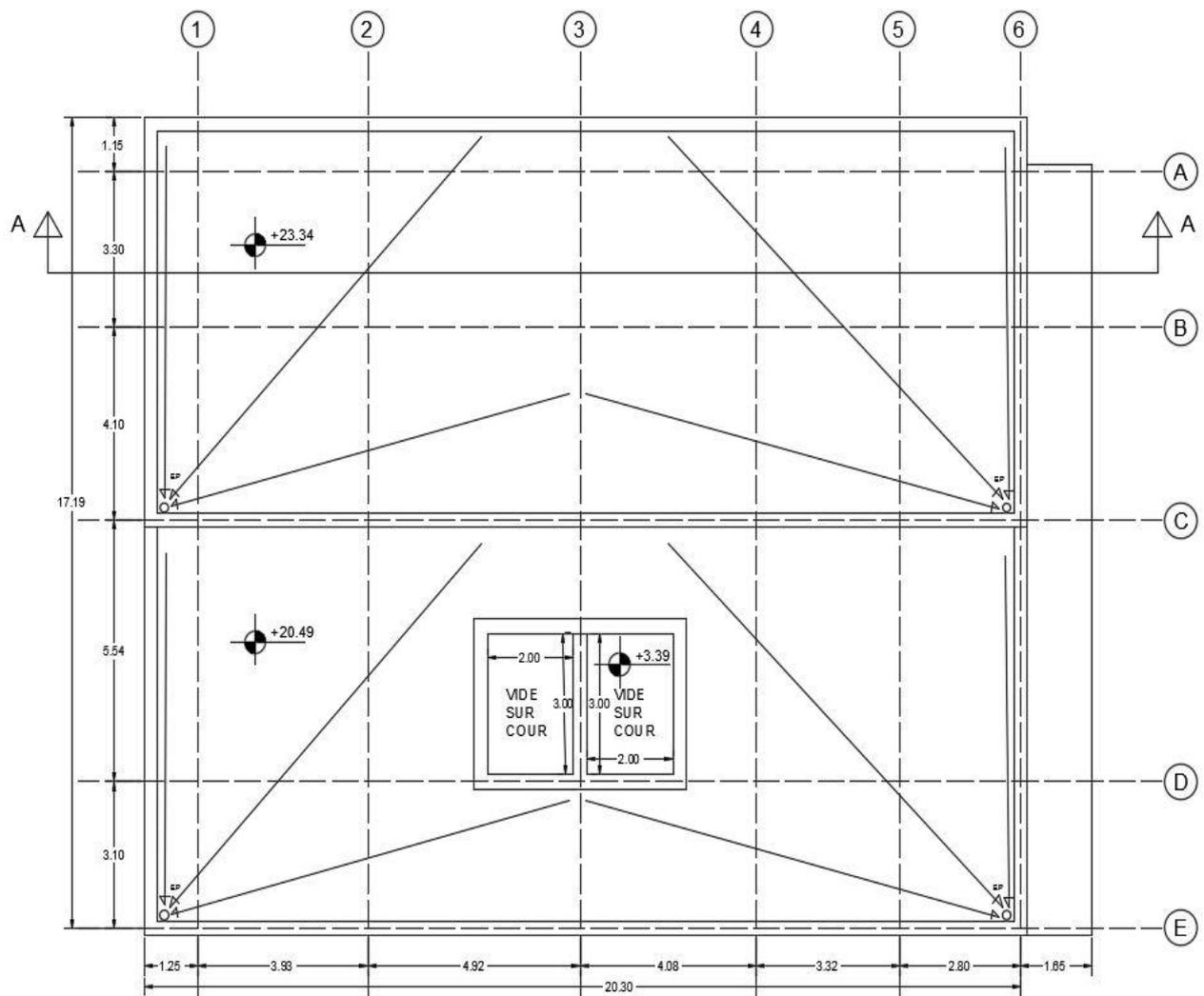
PLAN RDC



PLAN D'ETAGE 7



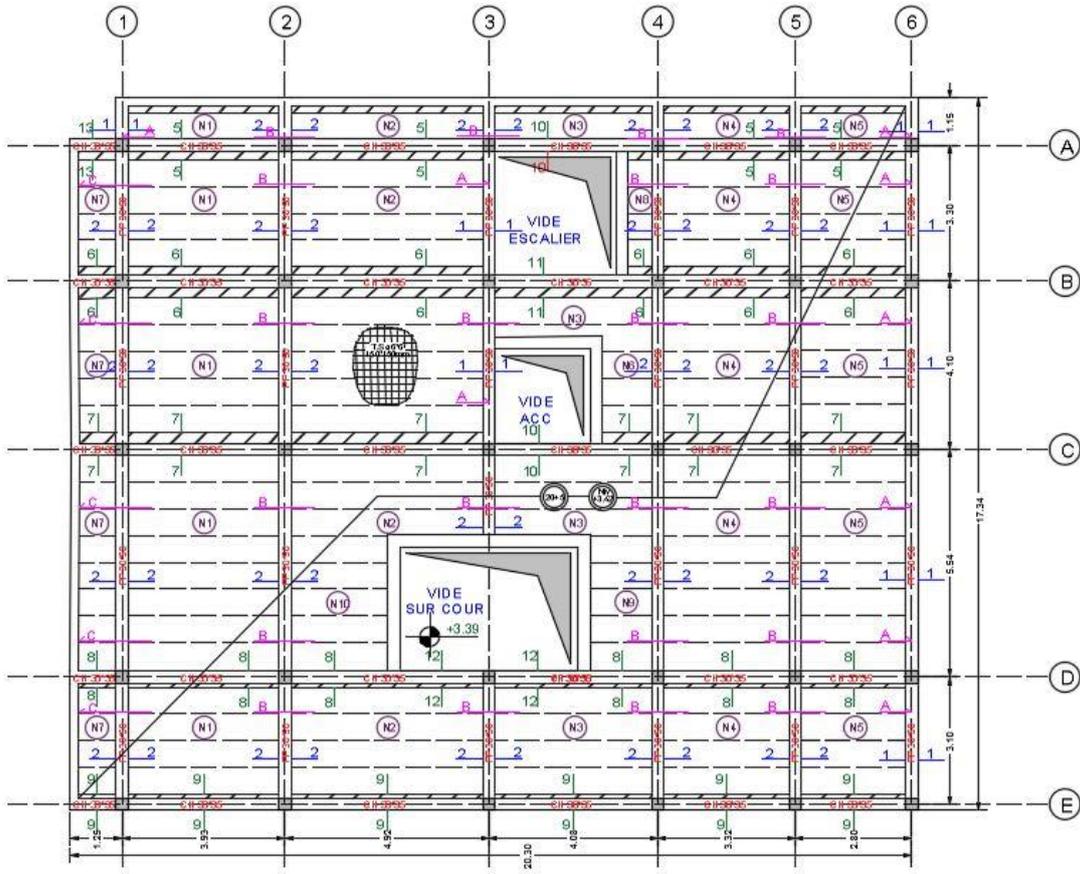
PLAN D'ETAGE COURANT 1-6



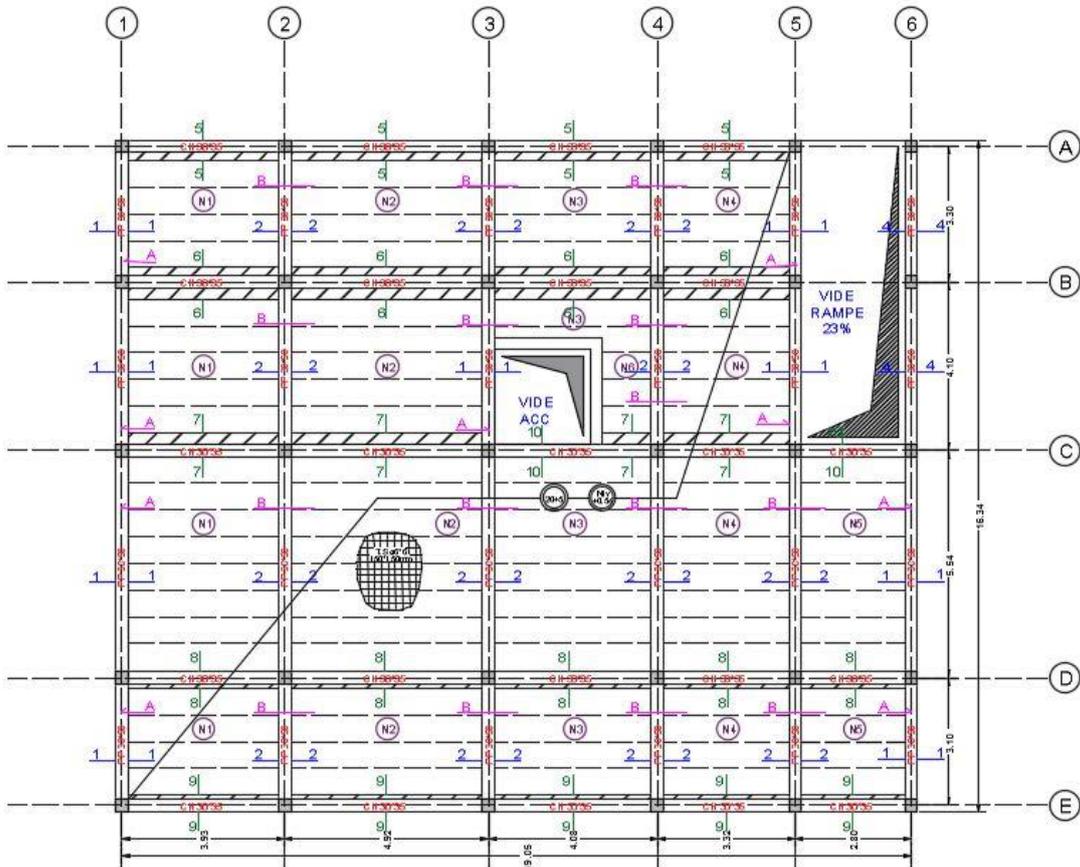
PLAN TERRASSE INACCESSIBLE



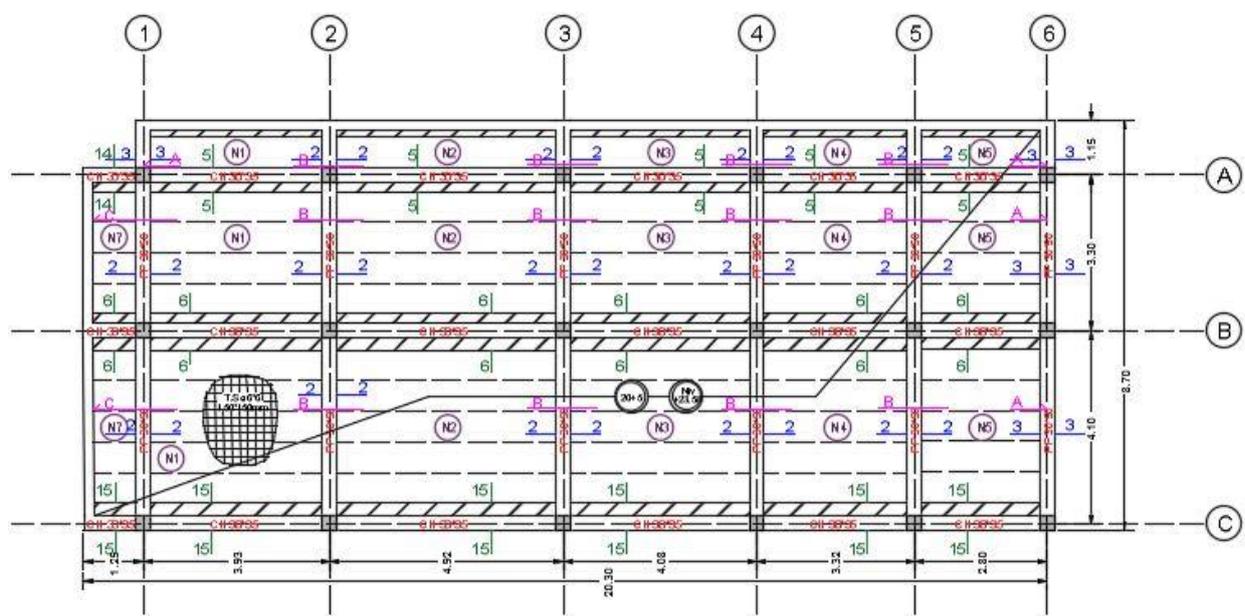
Coupe A-A



PLAN D'ETAGE COURANT 1-7 NIV +3.42.....+20.70



PLAN RDC NIV +0.54



PLAN TERRASSE INC NIV +23.58

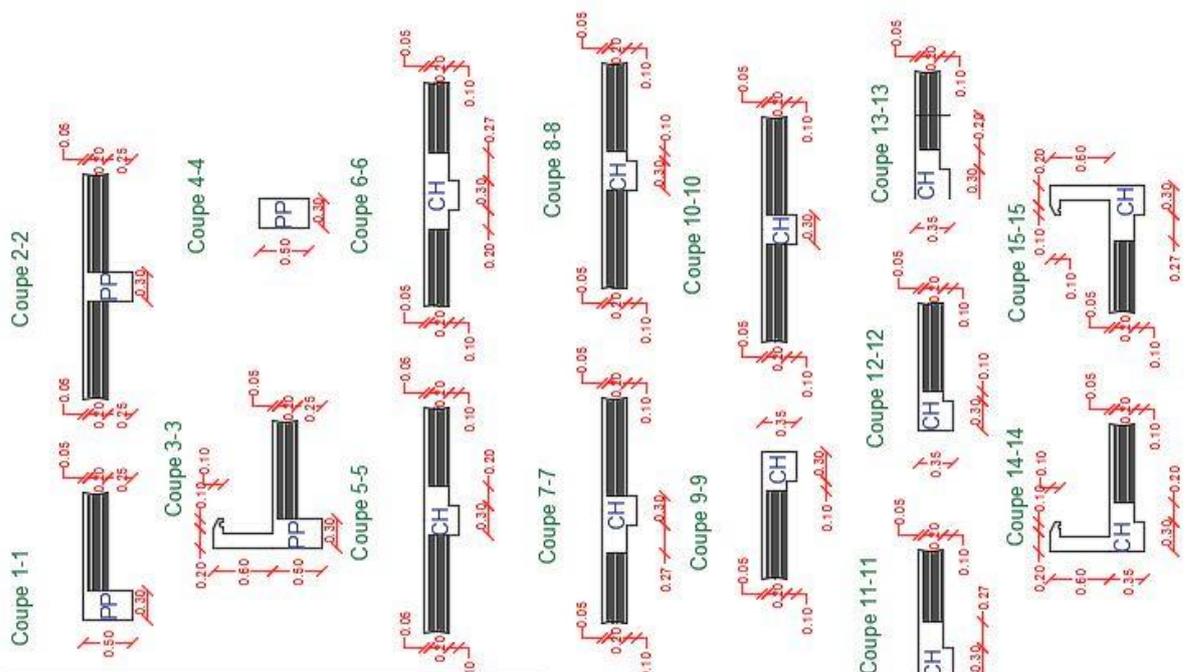
Repere	Nbre	long	(1)	(2)	Ferailage	(3)	Nbre	(4)
N1	151	3.93	T16	2T14		Ø8	6040	
N2	116	4.92	T16	2T14				5916
N3	74	4.08	T16	2T14		10 LT=70cm	3108	
N4	151	3.32	T16	2T14				5134
N5	144	2.80	T16	2T14		150*150mm	4032	
N6	24	1.48	T16	2T14				384
N7	126	1.25	T16	2T14			1638	
N8	21	0.86	T16	2T14			210	
N9	35	1.93	T16	2T14			735	
N10	35	2.77	T16	2T14			1085	

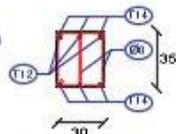
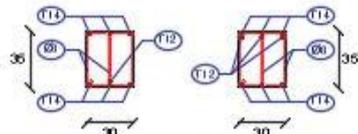
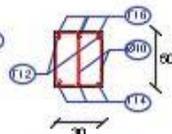
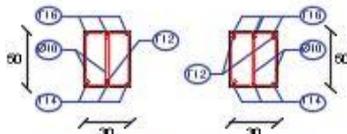
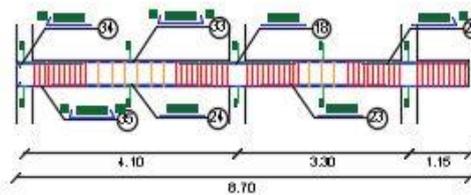
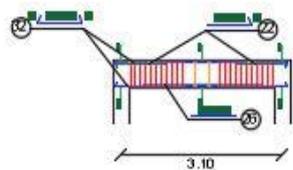
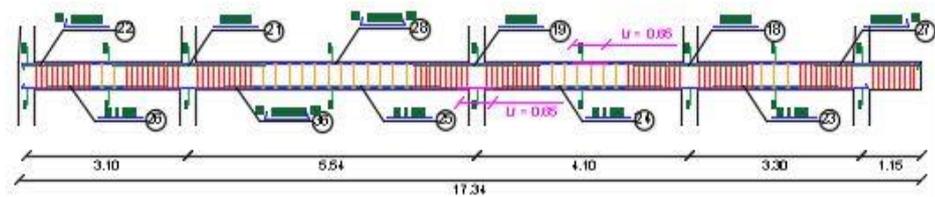
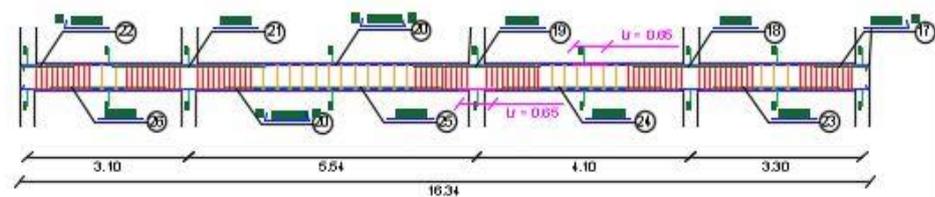
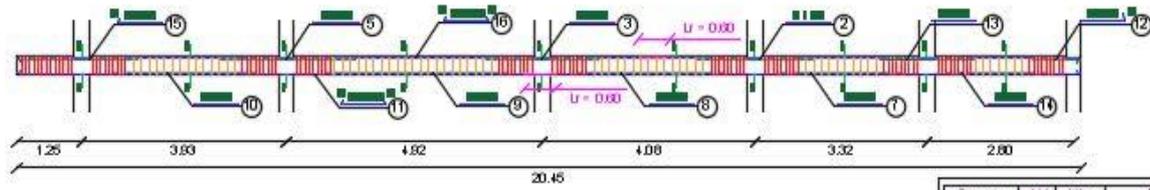
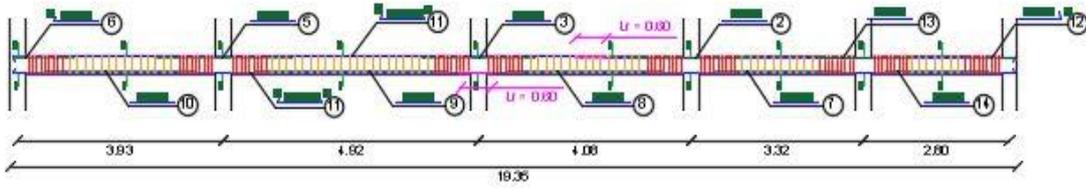
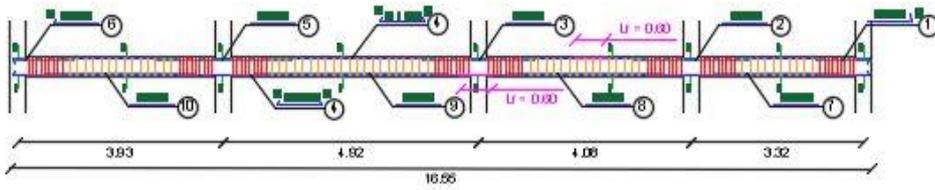
Tableau des chapeaux

Repere	Nbre	long	Ø	schémas
A	228	1.23	T16	0.92 31
B	500	1.14	T16	1.14
C	143	2.44	T16	31 2.13

EN APPUI

EN TRAVÉE





Coupe 4-4 en travée
poutre principale

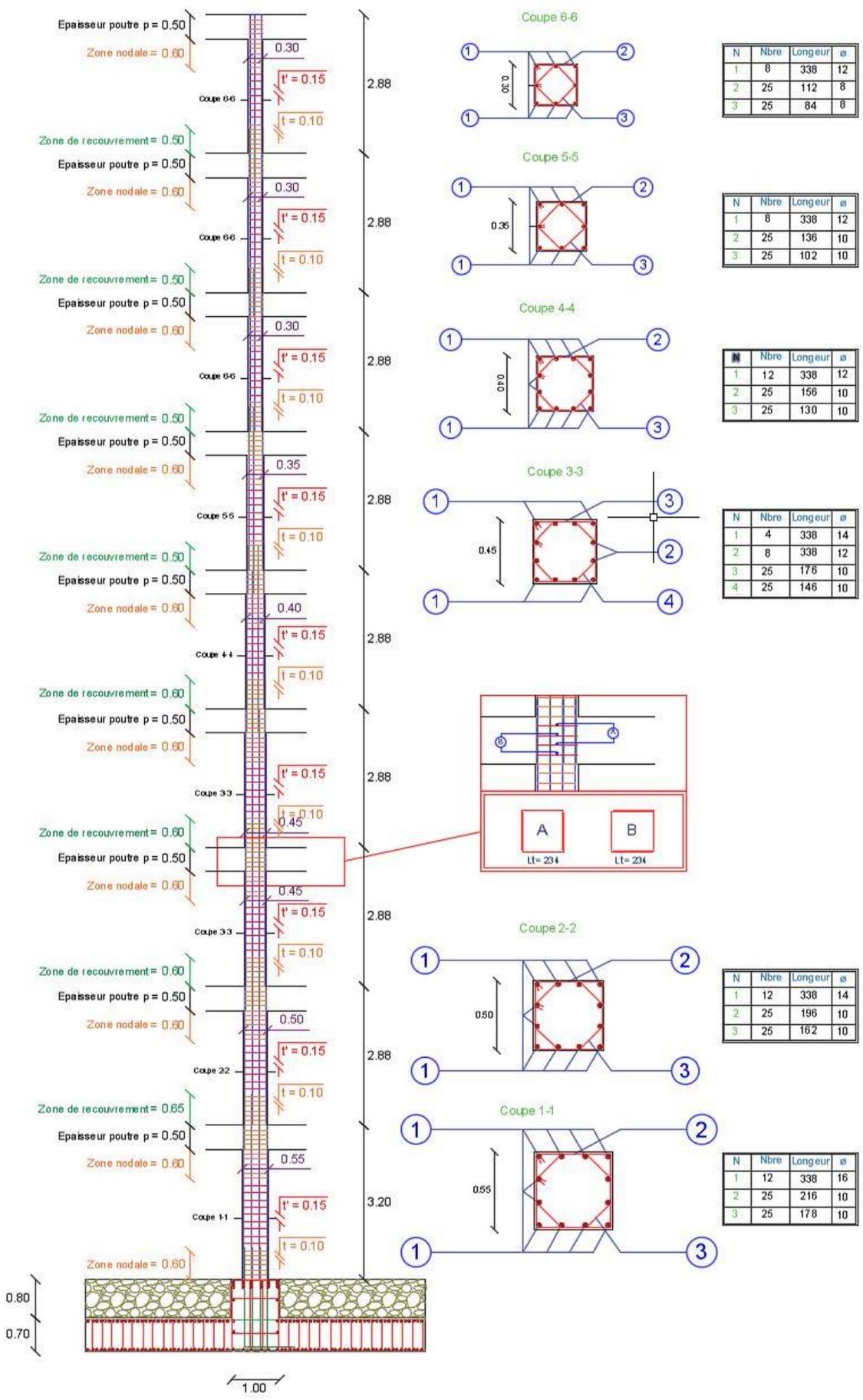
Coupe 3-3 en appui
poutre principale

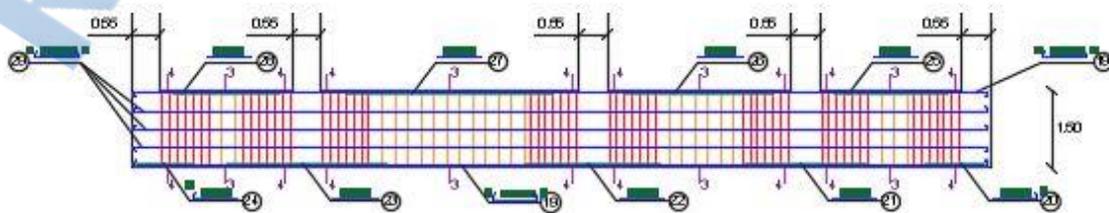
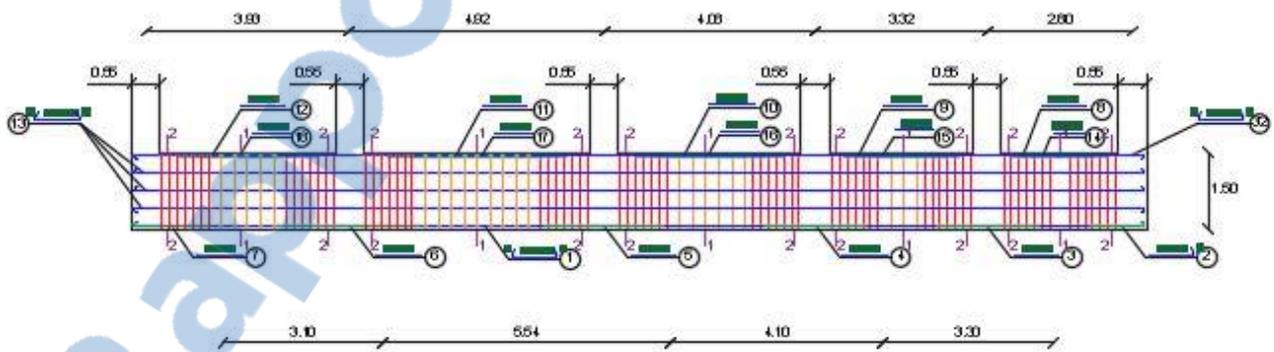
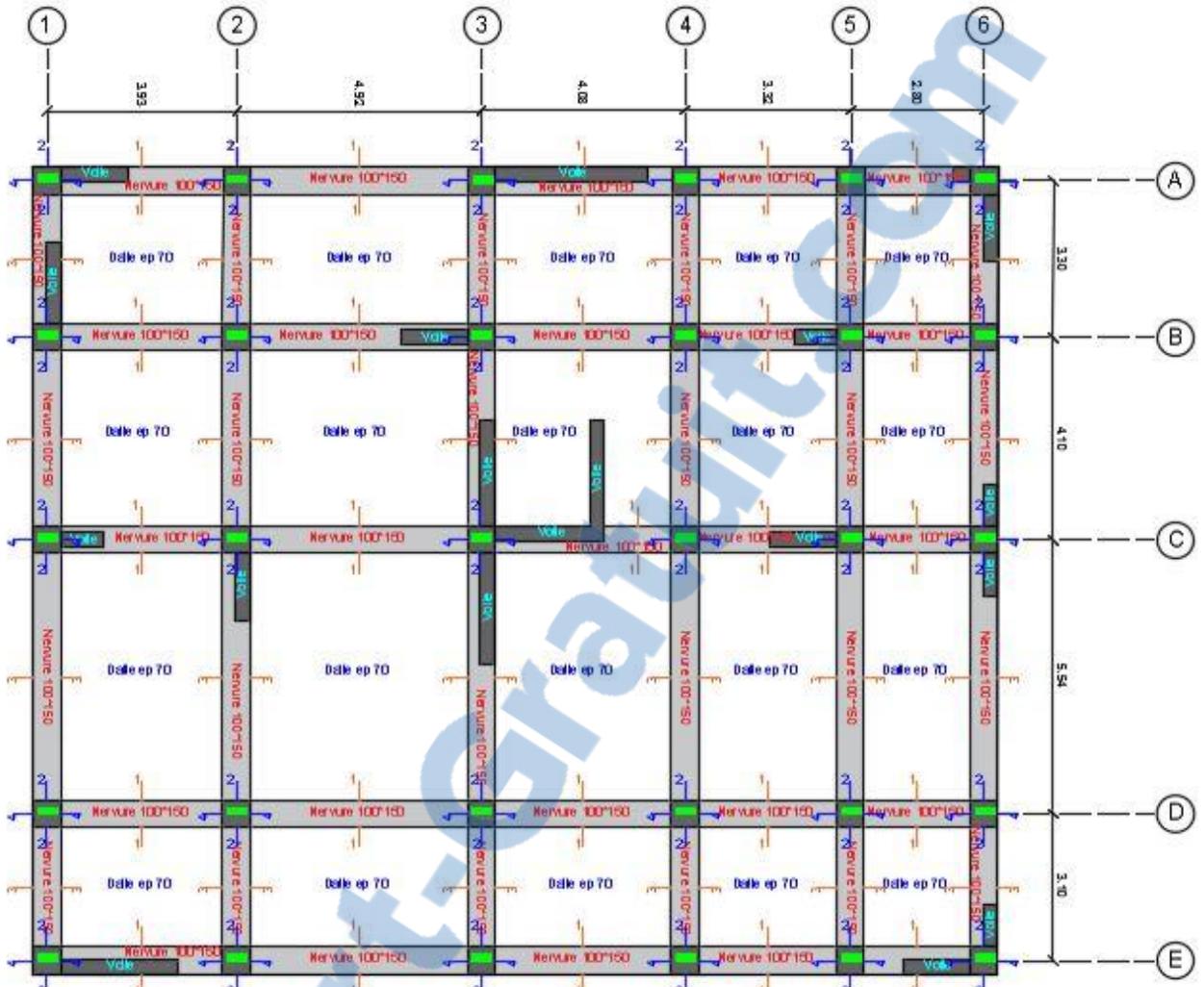
Coupe 2-2 en travée
poutre secondaire

Coupe 1-1 en appui
poutre secondaire

Schéma	24	29	29
	U = 122	U = 78	
Nbr	1167	1167	

Poutre	N°	Nbr	Schémas	Ø
Poutre secondaire	1	6	$L_i = 1.14 \sqrt{20}$	T12
	2	114	$U = 2.20$	T12
	3	114	$L_i = 2.16$	T12
	4	12	$20 \sqrt{L_i = 17.61 \sqrt{20}}$	T14
	5	114	$L_i = 2.62$	T12
	6	15	$20 \sqrt{L_i = 1.43}$	T12
	7	38	$L_i = 2.42$	T12
	8	38	$L_i = 2.90$	T12
	9	38	$L_i = 3.70$	T12
	10	38	$L_i = 2.91$	T12
	11	117	$20 \sqrt{L_i = 20.41 \sqrt{20}}$	T14
	12	108	$L_i = 1.85 \sqrt{20}$	T12
	13	108	$L_i = 1.81$	T12
	14	36	$L_i = 2.42$	T12
	15	108	$20 \sqrt{L_i = 2.53}$	T12
	16	99	$20 \sqrt{L_i = 21.51 \sqrt{20}}$	T12
Poutre principale	17	12	$L_i = 1.20 \sqrt{30}$	T14
	18	86	$L_i = 2.20$	T14
	19	72	$L_i = 2.40$	T14
	20	24	$30 \sqrt{L_i = 16.84 \sqrt{30}}$	T16
	21	72	$L_i = 2.82$	T14
	22	76	$30 \sqrt{L_i = 1.26}$	T14
	23	43	$L_i = 2.40$	T12
	24	43	$L_i = 3.04$	T12
	25	39	$L_i = 4.16$	T12
	26	37	$L_i = 2.24$	T12
	27	74	$L_i = 2.20 \sqrt{30}$	T14
	28	120	$30 \sqrt{L_i = 17.84 \sqrt{30}}$	T16
	29	2	$L_i = 2.40$	T14
	30	4	$30 \sqrt{L_i = 11.14 \sqrt{30}}$	T16
	31	3	$30 \sqrt{L_i = 8.14 \sqrt{30}}$	T16
	32	7	$30 \sqrt{L_i = 1.25 \sqrt{30}}$	T16
	33	24	$30 \sqrt{L_i = 9.20 \sqrt{30}}$	T16
	34	12	$30 \sqrt{L_i = 1.80}$	T14
	35	18	$30 \sqrt{L_i = 6.20 \sqrt{30}}$	T16
	36	90	$30 \sqrt{L_i = 16.84 \sqrt{30}}$	T16





ANNEXE 3