

Sommaire

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

1.	INTRODUCTION ET PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE.....	1
1.1	Introduction générale.....	1
1.2	Présentation du projet	2
1.3	Les caractéristiques géométriques	3
1.4	Dimensions en plan	3
1.5	Données géotechniques du sol	4
1.6	Conception de l'ouvrage.....	4
1.6.1	Ossature	4
1.6.2	Planchers	4
1.6.3	Escaliers.....	4
1.6.4	Fondation.....	5
1.6.5	Maçonnerie.....	5
1.6.6	Acrotère	5
1.6.7	Mortier de finition	5
1.6.8	Revêtement.....	5
1.7	Caractéristique mécanique des matériaux	5
1.8	Hypothèses de calcul	8
1.9	Problématique.....	9
2.	PRÉ-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES.....	10
2.1.	Pré-dimensionnement « solution n°1 ».....	10
2.1.1.	Les poteaux.....	10
2.1.2.	Les poutres	13
2.1.3.	Pré-dimensionnement des planchers	15
2.1.4.	Pré-dimensionnement des poutrelles	16
2.1.5.	Pré-dimensionnement des voiles de contreventement.....	17
2.2.	Pré-dimensionnement « solution n°2 ».....	18
2.2.1.	Les poutres	18
2.2.2.	Pré-dimensionnement des planchers	18
2.2.3.	Pré-dimensionnement des poutrelles	18

2.2.4.	Pré-dimensionnement des voiles porteurs	19
2.3.	Evaluation des charges et surcharges pour la solution n°1(poteaux-poutres)	19
2.3.1.	Définition.....	19
2.3.2.	Plancher terrasse inaccessible.....	20
2.3.3.	Plancher terrasse accessible.....	21
2.3.4.	Dalle pleine.....	21
2.3.5.	Plancher étage courant, R D C :	22
2.3.6.	Dalle pleine.....	22
2.3.7.	Plancher sous sols.....	23
2.3.8.	Murs.....	23
2.3.9.	L'acrotère	24
2.3.10.	Escalier	25
2.4.	Évaluation des charges et surcharges pour la solution n°2.....	26
2.4.1.	Plancher terrasse inaccessible.....	26
2.4.2.	Plancher terrasse accessible.....	26
2.4.3.	Dalle pleine.....	27
2.4.4.	Plancher étage courant, R D C	27
2.4.5.	Dalle pleine.....	28
2.4.6.	Plancher sous sols	28
2.4.7.	Murs.....	28
3.	ÉTUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	30
3.1.	Étude du plancher	30
3.1.1.	Introduction	30
3.1.2.	Détermination des efforts internes:.....	30
3.1.3.	Les types des poutrelles.....	31
3.1.4.	Charges et surcharge.....	32
3.1.5.	Évaluation des moments fléchissants et des efforts tranchants	32
3.1.6.	Détermination des armatures	36
3.2.	Etude de l'acrotère.....	42
3.2.1.	Introduction	42
3.2.2.	Poids propre de l'acrotère.....	42
3.2.3.	Combinaisons d'action	43
3.2.4.	Détermination du ferraillage.....	43
3.3.	Etude d'escalier	46
3.3.1.	Introduction	46

3.3.2.	Terminologie	46
3.3.3.	Pré-dimensionnement	46
3.3.4.	Les types d'escaliers.....	47
3.3.5.	Descente de charge	48
3.3.6.	Combinaison des charges et surcharges	49
3.3.7.	Détermination des efforts internes.....	49
3.3.8.	Détermination du ferraillage.....	52
3.4.	Etude de la poutre palier	55
3.4.1.	Pré-dimensionnement	56
3.4.2.	Descende de charge	56
3.4.3.	Combinaison d'action.....	56
3.4.4.	Détermination du ferraillage.....	57
3.5.	Étude de dalle pleine « sous-sols ».....	59
3.5.1.	Evaluation des charges	59
3.5.2.	Combinaison des charges et surcharges	59
3.5.3.	Calcul des moments.....	60
3.5.4.	Ferraillage.....	61
3.5.5.	Vérification a ELS	62
3.6.	Balcons	62
3.6.1.	Descende de charges.....	63
3.6.2.	Schéma statique	63
3.6.3.	Combinaison d'action :.....	64
3.6.4.	Déterminations des sollicitations.....	64
3.6.5.	Ferraillage.....	65
3.7.	Ascenseur	66
3.7.1.	Introduction	66
3.7.2.	Etude de l'ascenseur	67
3.7.3.	Vérification de la dalle au poinçonnement	70
3.7.4.	Evaluation des moments dus aux charges	71
3.7.5.	Calcul de ferraillage	76
3.7.6.	Vérification a ELS	77
4.	ÉTUDE DYNAMIQUE.....	79
4.1.	Introduction	79
4.2.	Objectif de l'étude dynamique	79
4.3.	Modélisation de la structure étudiée.....	79

4.4.	Méthodes de calculs	80
4.5.	Choix de la méthode de calcul.....	80
4.6.	Analyse du modèle « Solution 1 ».....	80
4.6.1.	Méthode statique équivalente	80
4.6.2.	Méthode d'analyse spectrale modale.....	84
4.7.	Analyse du modèle « Solution 2 ».....	89
4.7.1.	Méthode statique équivalente	89
4.7.2.	Méthode d'analyse spectrale modale	93
5.	ÉTUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	95
5.1.	Introduction « SOLUTION N°1 »	95
5.2.	Les Poteaux	95
5.2.1.	Combinaisons des charges.....	95
5.2.2.	Vérification spécifique sous sollicitations normales	95
5.2.3.	Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	96
5.2.4.	Calcul du ferraillage longitudinal :.....	97
5.2.5.	Calcul du ferraillage transversal	99
5.3.	Les poutres	102
5.3.1.	Introduction	102
5.3.2.	Recommandations du RPA99 Pour le ferraillage des poutres :.....	102
5.3.3.	Exemple d'étude de la poutre principale	102
5.3.4.	Exemple d'étude de la poutre secondaire	106
5.3.5.	Récapitulatif	111
5.4.	Les voiles :.....	113
5.4.1.	Introduction :	113
5.4.2.	Conception :	113
5.4.3.	Calcul des voiles :.....	113
5.4.4.	Détermination des sollicitations	114
5.4.5.	Vérification des contraintes tangentielles.....	114
5.4.6.	Détermination du ferraillage.....	114
5.4.7.	Les linteaux	115
5.5.	Introduction « solution n°2 ».....	117
5.6.	Les poutres	117
5.6.1.	Introduction	117
5.6.2.	Recommandation du RPA99 Pour le ferraillage des poutres	117
5.6.3.	Exemple d'étude d'une poutre.....	118

5.7.	Les voiles.....	123
5.7.1.	Introduction	123
5.7.2.	Conception :	123
5.7.3.	Calcul des voiles :.....	124
5.7.4.	Détermination des sollicitations	124
5.7.5.	Vérification des contraintes tangentielles.....	125
5.7.6.	Détermination du ferraillage.....	125
5.7.7.	Les linteaux	126
6.	ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE	129
6.1.	Introduction	129
6.2.	Le choix de type de fondation	129
6.2.1.	Le pré dimensionnement de la première variante.....	129
6.2.2.	Débordement	130
6.3.	Vérification de la contrainte du sol	130
6.4.	Les différentes sollicitations.....	131
6.5.	Vérification de la stabilité au renversement	132
6.6.	Calcul du ferraillage de la dalle.....	132
6.6.1.	En travée.....	132
6.6.2.	Vérification à l'ELS	133
6.6.3.	En appui.....	133
6.6.4.	Le pré dimensionnement de la deuxième variante	134
6.6.5.	Débordement	135
6.7.	Vérification de la contrainte du sol	135
6.8.	Les différentes sollicitations.....	136
6.9.	Vérification de la stabilité au renversement	137
6.10.	Calcul du ferraillage de la dalle.....	137
6.10.1.	En travée.....	137
6.10.2.	Vérification à l'ELS	138
6.10.3.	En appui.....	138
6.11.	Calcul de ferraillage de la nervure.....	139
6.11.1.	Ferraillage longitudinal	139
6.11.2.	Vérification à l'ELS	140
6.12.	Ferraillage transversal	140
6.13.	Ferraillage longitudinal	141
6.14.	Vérification à l'ELS	142

6.15 Ferraillage transversal	142
7. ETUDE COMPARATIVE ENTRE LES DEUX VARIANTES.....	144
7.1. OBJECTIF.....	144
7.2. Partie Étude	144
7.2.1. Pré-dimensionnement	144
7.2.2. Etude des éléments secondaire	144
7.2.3. Modélisation.....	145
7.2.4. Etude dynamique	145
7.2.5. Etude des éléments structuraux	145
7.2.6. Etude de l'infrastructure	146
7.3. Partie Réalisation.....	146
7.4. Étude économique	147
7.4.1. Introduction	147
7.4.2. Management de projet	147
7.4.3. Objectifs à atteindre.....	148
7.4.4. Ordonnancement et planification.....	150
7.4.5. Définition des ressources.....	150
7.4.6. Etude économique	151
7.5. Conclusion	153
Conclusion générale.....	154

Annexes

Liste des figures

Figure 1. 1Vue aérienne du site.....	2
Figure 1. 2Dimension en plan du bâtiment.....	3
Figure 1. 3Plancher corps creux.....	4
Figure 1. 4Coupé d'un mur extérieur.....	5
Figure 1. 5Déformation des aciers.....	7
Figure 2. 1Hauteur d'étage.....	10
Figure 2. 2Section supporté par le poteau.....	10
Figure 2. 3Poutre secondaire.....	14
Figure 2. 4Poutre principale.....	14
Figure 2.5 plancher a corps creux.....	15
Figure 2.6 Dimensions des Poutrelles.....	16
Figure 2.7Coupé de voile.....	17
Figure 2.8Dimensions des Poutrelles.....	18
Figure 2.9Coupé de voile 2e solution.....	19
Figure 2.10 Elément constituants le plancher-terrasse inaccessible.....	20
Figure 2.11Elément constituants le plancher-terrasse accessible.....	21
Figure 2.12Elément constituants le plancher étage courant. RDC.....	22
Figure 2.13Elément constituants les murs extérieurs.....	23
Figure 2.14Elément constituants les murs intérieure.....	24
Figure 2.15Coupé transversale de l'acrotère.....	24
Figure 2.16Coupé transversale du paillasse.....	25
Figure 3.1 Dimensions des Poutrelles.....	30
Figure 3.2 Schéma statique de poutrelle type 5 RDC.....	32
Figure 3.3 Dimensions des barres pour un ancrage par courbure.....	41
Figure 3.4 Coupe transversale de l'acrotère de l'acrotère.....	42
Figure 3.5 Schéma Statique.....	42
Figure 3.6 Section de calcul d'acrotère.....	43
Figure 3.7 Ferraillage de l'acrotère.....	45
Figure 3.8 Schéma d'un escalier.....	46
Figure 3.9 1ie type d'escalier.....	49
Figure 3.10 Chargement du premier type d'escalier à l'ELU.....	50
Figure 3.11 Chargement du premier type d'escalier à l'ELS.....	50
Figure 3.12 Diagramme des sollicitations pour l'escalier Type 1.....	51
Figure 3.13 Diagramme des sollicitations pour l'escalier de Type 1.....	52
Figure 3.14 descende de charge pour une poutre palière.....	56
Figure 3.15 Schéma statique.....	63
Figure 3.16 Diagramme des sollicitations.....	64
Figure 3.17 Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique.....	67
Figure 3.19 Un exemple de calcul pour le rectangle 1.....	71
Figure 3.18 La surface des moteurs sur la dalle.....	71
Figure 4. 1Modélisation deuxième solution.....	79
Figure 4.2 Modélisation première solution.....	79

Figure 4. 3Première disposition des voiles.....	84
Figure 4. 4Deuxième disposition des voiles.....	85
Figure 4. 5Troisième disposition des voiles.....	85
Figure 4. 6La courbe de spectre de réponse.....	87
Figure 4. 7Deuxième disposition des voiles.....	93
Figure 5.1. Ferraillage des poteaux de Sous-Sol 1 (60x60).....	101
Figure 5. 2Ferraillage des poutres principales (50x30).....	106
Figure 5. 3Ferraillage des poutres secondaire)35x30(.....	110
Figure 6.1. Radier 1er solution.....	130
Figure 6.2. Le débordement du radier 1er solution.....	130
Figure 6.3 Moment 11.....	131
Figure 6.4 Moment 22.....	132
Figure 6.5 Radier 2e solution.....	134
Figure 6.6 Débordement 2e solution.....	135
Figure 6.7 Moment 11.....	136
Figure 6.8 Moment 22.....	136
Figure 6.9 Dimension de la nervure 1ère solution.....	139
Figure 6.10 Dimension de la nervure 2e solution.....	141
Figure 7.1 Facteur principal d'un projet.....	148
Figure 7.2 Cycle de vie d'un projet [1].....	148
Figure 7.4 La courbe financière (courbe en S) pour la 1ére variante.....	152
Figure 7.3 La courbe financière (courbe en S) pour la 2éme variante.....	153

Liste des tableaux

Tableau 1.1 Les surfaces de chaque niveau	3
Tableau 1.2 Caractéristique mécanique de l'acier.....	7
Tableau 1.3 Hypothèses de calcul	8
Tableau 2.1 Calcul de la surface des poteaux ainsi que la vérification vis-à-vis au flambement	12
Tableau 2.2 Vérification les conditions du R.P.A 99	13
Tableau 2.3 Récapitulation de pré-dimensionnement	15
Tableau 2.4 Récapitulation pré-dimensionnement des planchers	16
Tableau 2.5 Récapitulation de pré-dimensionnement des Voiles	17
Tableau 2.6 Récapitulation de pré-dimensionnement des Voiles	19
Tableau 2.7 Descente de charge du plancher terrasse inaccessible.....	20
Tableau 2.8 Descente de charge du plancher terrasse accessible.....	21
Tableau 2.9 Descente de charge du dalle pleine terrasse accessible	21
Tableau 2.10 Descente de charge du plancher étage courant, RDC	22
Tableau 2.11 Descente de charge du dalle pleine étage courant, RDC.....	22
Tableau 2.12 Descente de charge du plancher sous-sols	23
Tableau 2.13 Descente de charge des murs extérieurs.....	23
Tableau 2.14 Descente de charge des murs intérieurs	24
Tableau 2.15 Descente de charge du palier.....	25
Tableau 2.16 Descente de charge du paillasse	25
Tableau 2.17 Descente de charge du plancher terrasse inaccessible.....	26
Tableau 2.18 Descente de charge du plancher terrasse accessible.....	26
Tableau 2.19 Descente de charge du dalle pleine terrasse accessible	27
Tableau 2.20 Descente de charge du plancher étage courant, RDC	27
Tableau 2.21 Descente de charge du dalle pleine étage courant, RDC.....	28
Tableau 2.22 Descente de charge du plancher sous-sols	28
Tableau 2.23 Descente de charge des murs extérieurs.....	28
Tableau 2.24 Descente de charge des murs intérieurs	29
Tableau 3.1 Charges supporté par Les poutrelles.	32
Tableau 3.2 Comparaison entre les sollicitations théoriques et numériques « SAP2000 » pour la poutrelle type-5.....	34
Tableau 3.3 Récapitulatif des sollicitations à ELU	35
Tableau 3.4 Récapitulatif des sollicitations à ELS	36
Tableau 3.5 Récapitulatif du ferraillage des poutrelles.....	41
Tableau 3.6 L'ancrage des armatures.....	41
Tableau 3.7 Pré-dimensionnement des escaliers.....	47
Tableau 3.8 Schéma statique des escaliers	47
Tableau 3.9 Schéma statique des escaliers intermédiaires	48
Tableau 3.10 Epaisseur des paillasses et paliers	48
Tableau 3.11 Evaluation des charges et des surcharges pour les paillasses.....	49



Tableau 3.12 Charges supporté par Les escaliers à ELU et ELS	49
Tableau 3.13 Comparaison entre les résultats théoriques et les résultats numérique « SAP2000 » pour l'escalier Type 1	51
Tableau 3.14 Récapitulatif des sollicitations à ELU et ELS	51
Tableau 3.15 Récapitulatif du ferraillage d'escalier	55
Tableau 3.16 Schéma statique des poutres palières	55
Tableau 3.17 Charges supporté par les poutres palières	56
Tableau 3.18 Récapitulatif des sollicitations à ELU et ELS	56
Tableau 3.19 Récapitulatif du ferraillage des balcons	66
Tableau 3.20 Moment des rectangles a ELU	73
Tableau 3.21 Moment des rectangles a ELS	74
Tableau 3.22 Récapitulatif du ferraillage dalle d'ascenseur	77
Tableau 3.23 Vérification des conditions à ELS	77
Tableau 4.1 Valeurs des pénalités P_q	82
Tableau 4.2 Poids des différents niveaux	82
Tableau 4.3 Les forces sismiques de chaque niveau (pour R=5)	83
Tableau 4.4 Périodes et pourcentage de participation massique	86
Tableau 4.5 Comparaison entre l'effort statique et dynamique	87
Tableau 4.6 Déplacement absolu et relatif de la variante 1	88
Tableau 4.7 Valeurs des pénalités P_q	90
Tableau 4.8 Poids des différents niveaux	91
Tableau 4.9 Les forces sismiques de chaque niveau (pour R=5)	91
Tableau 4.10 Périodes et pourcentage de participation massique	93
Tableau 4.11 Comparaison entre l'effort statique et dynamique	93
Tableau 4.12 Déplacement absolu et relatif de la variante 1.....	94
Tableau 5.1. La vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique.....	96
Tableau 5.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	97
Tableau 5.3.Sollicitation de poteaux suivant la combinaison la plus sollicitée	99
Tableau 5.4. Ferraillage des poteaux.....	99
Tableau 5.5. Longueur de la zone nodale.....	100
Tableau 5.6. La section des armatures transversales des poteaux.....	101
Tableau 5.7 Sollicitation de la poutre principale (50x30) cm ²	102
Tableau 5.8 Récapitulatif des résultats de ferraillage de la poutre principale.....	106
Tableau 5.9 Sollicitation de la poutre secondaire (35x30) cm ²	106
Tableau 5.10 Récapitulatif des résultats de ferraillage de la poutre secondaire.....	110
Tableau 5.11 Ferraillage des poutres secondaires (30x35)	111
Tableau 5.12 Ferraillage de poutre principale (30x50)	112
Tableau 5.13 Sollicitations dans les voiles « Ep=20 cm »	114
Tableau 5.14 Sollicitations dans les voiles de soutènement « Ep=25 cm »	114
Tableau 5.15 Vérification des contraintes	114
Tableau 5.16 Ferraillage des voiles.....	115
Tableau 5.17. Ferraillage des linteaux.....	117
Tableau 5.18 Sollicitation d'une poutre (25x20) cm ²	118

Tableau 5.19 Vérification des contraintes	119
Tableau 5.20 Vérification des contraintes	121
Tableau 5.21 Récapitulatif des résultats de ferraillage des poutres	122
Tableau 5.22 Ferraillage des poutres.....	123
Tableau 5.23 Sollicitations dans les voiles « Ep=20 cm »	124
Tableau 5.24 Sollicitations dans les voiles de soutènement « Ep=25 cm »	125
Tableau 5.25. Vérification des contraintes	125
Tableau 5.26 Ferraillage des voiles.....	126
Tableau 5.27. Ferraillage des linteaux.....	128
 Tableau 7.1 Pré-dimensionnement des éléments de la structure pour les deux variantes.	144
Tableau 7.2 Dimensions des éléments structuraux	144
Tableau 7.3 Vérification du dimensionnement des poteaux et poutres.....	144
Tableau 7.4 Durée de la modélisation	145
Tableau 7.5 Vérification des conditions de R.P.A99	145
Tableau 7.6 Résultats de l'analyse dynamique	145
Tableau 7.7 Calcul du ferraillage des éléments structuraux pour les deux variantes.....	145
Tableau 7.8 Vérification des éléments structuraux	146
Tableau 7.9 Ferraillage des radiers.....	146
Tableau 7.10 Dimension du radier	146
Tableau 7.11 Vérification du ferraillage des radiers	146
Tableau 7.12 Avantage et inconvénient de la variante 1.....	146
Tableau 7.13 Avantage et inconvénient de la variante 2.....	147
Tableau 7.14 les ressources matérielles (Matériaux) du projet.....	151
Tableau 7.15 la durée de réalisation d'un étage	152
Tableau 7.16 la durée et le cout global des deux variantes.....	152

Notations

A	Coefficient d'accélération de zone
A_r	Armature de répartition
A_{st}	Section d'armature
B_c	Section du poteau.
B_r	Section réduite
C_T	Coefficient de période
D	Facteur d'amplification dynamique
d	la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
d'	La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature inf)
e	Epaisseur
E	Action accidentelle
E_{ij}	Module d'élasticité instantané
E_{vj}	Module d'élasticité différé
E_s	Module d'élasticité de l'acier
f	Flèche
\bar{f}	Flèche admissible
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression du béton a {j} jours
f_{tj}	Résistance à la traction du béton a {j} jours
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours d'âge
G	Action permanente
i	Rayon de giration.
i_x, i_y	Rayon de giration
I_x, I_y	Moment d'inertie

K	Coefficient de raideur de sol
L	Longueur ou portée
L_0	La hauteur du poteau sous dalle.
L_f	Longueur de flambement
M	Moment fléchissant
M_a	Moment en appui
M_t	Moment en travée
N	Effort normal
n	nombre d'étage.
N_u	L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
P_m	La masse de la machine +treuil+accessoires + pendentifs+câble = poids mort.
P_p	La masse du contre poids
P_{global}	l'effort normal de la structure global
P_{voiles}	l'effort normal des voiles.
Q	Action d'exploitation
Q	La charge en cabine
Q	Facteur de qualité
R	Coefficient de comportement global de la structure
S_p	la surface supportée par le Poteau les plus défavorables.
S_T	Espacement
T	Effort tranchant, période
V	Force sismique total
V_{global}	l'effort tranchant de la structure global
V_{voile}	l'effort tranchant des voiles
W	Poids total de la structure
W_i	Poids au niveau $\{i\}$
Z	Bras de levier
Y_s	c'est la distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée a l'état limite de service.

α	Position relative de la fibre neutre
β	Coefficient de pondération
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
λ	Elancement
ε	Déformation relative
ε_{bc}	Déformation du béton en compression
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
σ_{bc}	Contrainte du béton
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
$\bar{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible du béton
τ_u	Contrainte de cisaillement
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
μ_c	Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen
μ_u	Moment ultime réduit

Introduction générale

Ce projet présente une étude détaillée de deux solutions d'un bâtiment de forme irrégulière à usage mixte constitué de trois sous-sols, un rez de chaussée plus 15 étages implantée dans la wilaya de TLEMCEN. Cette région est classé en zone sismique I selon le RPA99 version 2003.

Cette étude se compose de Cinq parties :

- *La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, ensuite le pré-dimensionnement des deux solutions et enfin la descente des charges.*
- *La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les poutrelles, l'acrotère, escalier, poutre palier, dalles pleines, et l'ascenseur).*
- *La modélisation ainsi l'étude dynamique des deux variantes a été entamée dans la troisième partie en utilisant le logiciel SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitations et charge sismique).*
- *La quatrième partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles et fondation).*
- *Finalement on analyse les résultats des deux solutions et les comparés afin de déterminé le cout et la durée des deux variantes.*

Tous les calculs sont fait en tenant compte des règlements de calcul et vérification du béton armé (RPA99V2003, BAEL91 modifié 99).

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

ET

PRESÉNTATION

DE L'OUVRAGE

1. INTRODUCTION ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1.1 Introduction générale

Construire reste l'une des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette dernière s'est accrue. La véritable explosion démographique a obligé les décideurs à adopter une solution de construction en hauteur et cela suite aux limitations de terrains en villes aux importantes demandes en logements et d'espaces de travail.

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs dans ce domaine, s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et de la protection de l'environnement .

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux ainsi que la sécurité des usages pendant et après la réalisation.

Nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parassismique Algérien RPA/version 2003 et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Dans ce projet d'étude nous avons un bâtiment de trois sous-sols + R+15 ; Le travail qui nous a été confié consiste en une étude technique et économique de deux solutions d'un bâtiment à usage mixte en B.A. La première partie consiste dans l'analyse et le dimensionnement des deux solutions, quand à la seconde managériale, qui concerne l'identification de l'ensemble des tâches de notre projet pour accomplir et définir le délai, le cout global du projet. Chaque partie s'achève par une comparaison entre les deux solutions.

1.2 Présentation du projet

Notre projet consiste à étudier un bloc du projet de construction d'un ensemble résidentiel à usage mixte (commercial et habitation) composé d'un R+15 et trois sous sols et situé à EL KOUDIA TLEMCEN ILOT N°169 SECTION 274 en face de la station d'essence Abou Tachfine.

Le bâtiment en question d'étude est le bloc A1 du projet.



Figure 1.1 Vue aérienne du site

- Le site d'implantation présente une faible pente de l'ordre de 3%.
- Les trois sous sols contiennent un parking d'une capacité d'emmagasinement de 38 places : 12 places dans le sous sol 1, 13 places dans le sous sol 3 et 13 places dans le sous sol 2. 05 locaux techniques 02 dans sous sol 03, 02 et 1 local technique dans le sous sol 01, un local pour la benne à ordures et un autre technique situé dans le sous sol 01.
- Le rez de chaussée contient 06 locaux commerciaux avec un sanitaire pour chaque local et 02 locaux techniques.
- L'étage 1, l'étage 2 et courant contiennent quatre appartements, trois de types F4 et un autre de type F3. En total il y a 60 appartements.
- Le bloc A1 dispose de deux terrasses, la première est accessible quand à la seconde, une buanderie inaccessible.
- L'accès aux étages se fait grâce à deux ascenseurs et des escaliers à partir du troisième sous sol.
- Le bâtiment possède deux accès.

Nous pouvons résumer nos données sous forme d'un tableau comme suit :

Tableau 1.1 Les surfaces de chaque niveau

		Surface (m ²)
Sous sol 1		675,05
Sous sol 2		675,05
Sous sol 3		675,05
RDC		684,09
Etage 1	F4A	185,53
	F4B	143,60
	F4C	144,79
	F3	135,40
Etage 2 et courant	F4A	191,10
	F4B	143,60
	F4C	157,35
	F3	147,13
Terrasse accessible		588,30
Terrasse buanderie		50,88

1.3 Les caractéristiques géométriques

Dimension en plan :	22,30 x 31,85 m ²
Hauteur totale :	53,60 m
Hauteur des étages courants :	2,86 m
Hauteur RDC :	3,40 – 3,81 m
Hauteur du sous sol 1 :	4,01 – 4,41 m
Hauteur du sous sol 2 :	2,69 m
Hauteur du sous sol 3 :	2,69 m

1.4 Dimensions en plan

La structure présente sous la forme présentée en dessous, dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure ci-après:

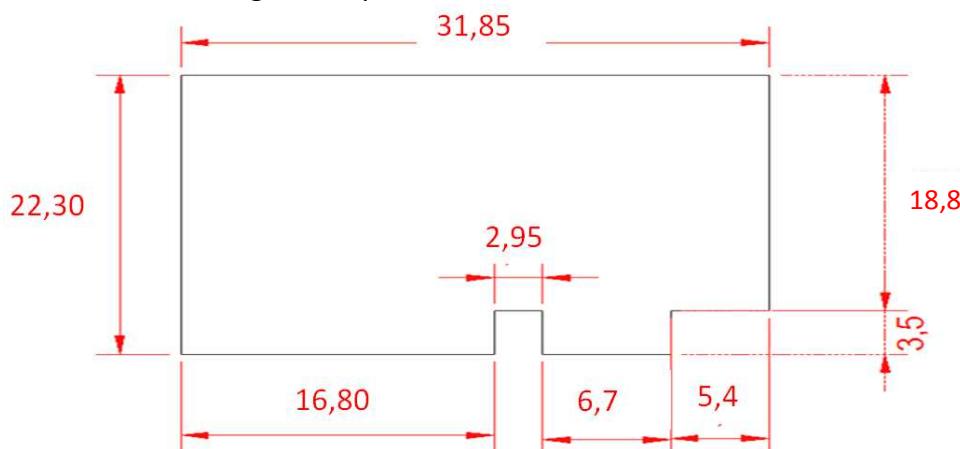


Figure 1.2 Dimension en plan du bâtiment

1.5 Données géotechniques du sol

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de faible sismicité (zone I).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- D'après le rapport du laboratoire Mécanique de sol (LTPO), La contrainte admissible du sol est $\sigma = 1.5$ bars à une profondeur de -7,25m.
- Type de fondation : c'est un radier général pour les deux variantes.

1.6 Conception de l'ouvrage

1.6.1 Ossature

Il y a deux solutions pour les bâtiments à usage mixte en B.A.

- Solution poteaux poutres (traditionnelle).
- Solution dalles voiles (coffrage tunnel).

1.6.2 Planchers

Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.

Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

Dans notre cas, nous avons utilisé deux types de plancher

a. Plancher corps creux

Les poutrelles sont coulées avec le corps creux



Figure 1.3 Plancher corps creux

b. Dalle pleine

L'épaisseur des planchers est faible par rapport aux autres dimensions, Cette épaisseur dépend des conditions d'utilisation et de résistance.

c. Balcons

Les balcons seront réalisés en dalles pleines

1.6.3 Escaliers

Ce sont des éléments qui permettent l'accès aux étages, ils sont constitués en béton armé.

Dans les sous sols et le rez de chaussée, il y a des escaliers de type demi tournant en U. les étages courants disposent d'escaliers de type trois volées plus deux paliers de repos.

1.6.4 Fondation

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

1.6.5 Maçonnerie

a. Murs extérieurs :

- l'épaisseur des murs extérieurs est de 30 cm.
- Brique creuse de 15 cm.
- Un vide d'air de 5 cm.
- Brique creuse de 10 cm.

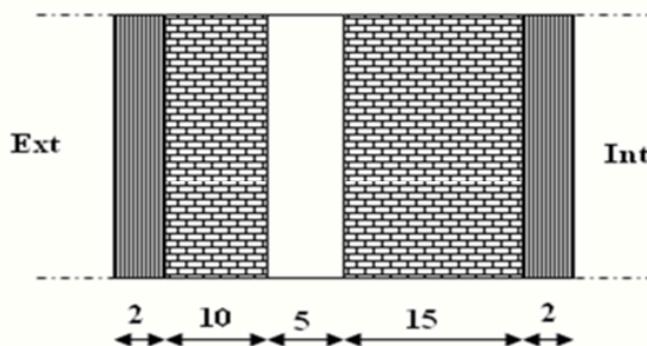


Figure 1.4 Coupe d'un mur extérieur

b. Murs intérieurs :

Les cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

1.6.6 Acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse réalisée en BA.

1.6.7 Mortier de finition

On utilise :

- Un enduit de ciment de 2 cm d'épaisseur sur les faces extérieures.
- Un enduit de ciment de 2 cm d'épaisseur sur les faces intérieures
- Un enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les plafonds.

1.6.8 Revêtement

En ce qui concerne le revêtement des pièces, nous utilisons le Carrelage sauf dans les salles d'eau et les cuisines, pour ces derniers nous utilisons les céramiques.

1.7 Caractéristique mécanique des matériaux

1.7.1 Béton

a. résistance du béton à la compression

D'après le RPA99 V2003, la résistance du béton à la compression au 28 ème jours doit être compris entre 22MPa et 40MPa, dans notre cas, nous choisissons une compression égale à 25MPa.

b. Evaluation de la résistance avec l'âge du béton (BAEL99)

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 \times 0,83j}$$

- Si $j > 28$ jour $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ c'est la résistance maximale de béton avec $f_{c28} = 25$ MPa.

$$\text{- Si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 \times 0,83j}$$

$$\text{- Si } 40 \text{ MPa} < f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1,4 \times 0,95j}$$

c. résistance du béton à la traction (BAEL91)

On calcule la résistance à la traction a partir de la compression en appliquant la formule suivante : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$ (MPa)

À 28jour $f_{c28} = 25$ MPa $\Rightarrow f_{t28} = 2,10$ MPa.

d. Module de déformation du béton

• Déformation longitudinale

- Module de déformation instantané(E_{ij}) (Art A.2.1.21 BAEL91)
(Action courte durée < 24h.)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

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

- Module de déformation différé(E_{vj}) (Art A.2.1.22 BAEL91)(Action de longue durée > 24h).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$E_{vj} = 10818,86$ MPa.

• Coefficient de poisson ν (Art A.2 1 3 BAEL91)

Le coefficient de poisson est pris égale à : (donnée par le C.B.A.93).

- $\nu = 0,20$; Pour la justification aux E.L.S (Section non fissurée).

- $\nu = 0$; Dans le cas des E.L.U.

1.7.2 Aciers

L'acier est un alliage de fer et carbone en faible pourcentage, son rôle est l'absorption des efforts de traction, de cisaillement et de torsion, en effet l'acier présente une très bonne résistance à la traction de même à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui atteint des déformations très importantes avant rupture.

a. Caractéristiques mécaniques

Les valeurs de la limite d'élasticité F_e récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1.2 Caractéristique mécanique de l'acier

Type	Nuance	F_e (MPa)	Emploi
Barre haute adhérence	FeTE40	400	Emploi courant
	FeTE50	500	
Fils treilles HA	FeTE40	400	Barres droites ou de treilles
	FeTE50	500	
RL	FeE235	235	Armature de répartition

b. Diagramme déformation – contrainte des aciers

- ELU

Le diagramme contrainte (σ_{st}) – déformation (ξ_{st}) est conventionnellement définie ci-après :

Le module d'élasticité longitudinale (E_s) est pris égal à 210000 MPa.

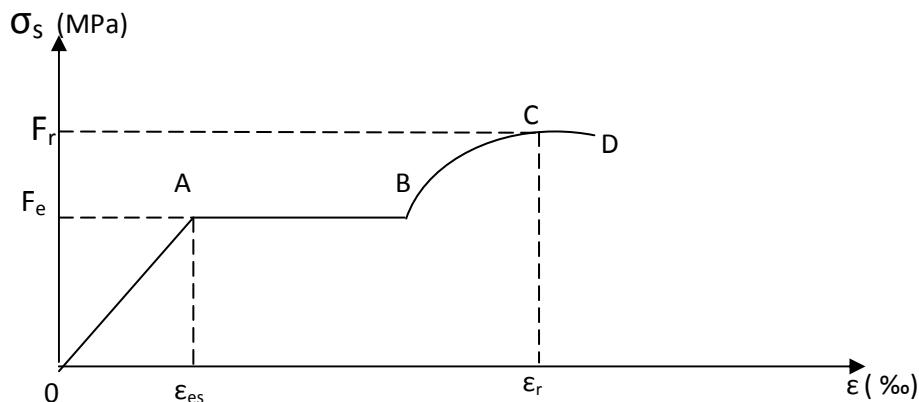


Figure 1.5 Déformation des aciers

Nous distinguons du diagramme précédent 04 parties :

- Zone OA : Domaine élastique linéaire
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement
- Zone CD : Domaine de striction

Avec :

$\gamma_s = 1,15$ Cas générale.

$\gamma_s = 1$ Cas accidentelle.

Les relations entre contraintes et déformations (équation de droite) sont :

$$\begin{aligned} - \xi_{st} &\leq \xi_{se} & \Rightarrow \sigma_{st} = E_s \times \xi_{st} \\ - \xi_{se} &\leq \xi_{se} \leq 10\% & \Rightarrow \sigma_{st} = f_e / \gamma_s \end{aligned}$$

• ELS

La contrainte est liée aux limitations d'ouvertures des fissures:

- Fissuration peu nuisible (Art A.4.5.32 BAEL91)

⇒ Pas de limitation de contrainte

- Fissuration préjudiciable (Art A.4.5.33 BAEL91)

$$\Rightarrow \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right).$$

- Fissuration très préjudiciable (Art A.4.5.34 BAEL91)

$$\Rightarrow \sigma_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right).$$

Avec :

- $\eta = 1 \Rightarrow$ R.L (ronds lisses).

- $\eta = 1,60 \Rightarrow$ H.A (haute adhérence).

c. Contrainte ultime de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement a ne pas dépassé est exprimée par la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

- Fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

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

d. Acier utilisé

Généralement, trois types d'acières sont utilisés :

- Des barres lisses pour les armatures transversales (cadres, étriers) c'est-à-dire R.L de nuance FerE24 tel que : $f_e = 235 \text{ MPa}$.
- Des barres de hautes adhérances (H.A) FerE40 tel que : $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- Les treillis soudés pour les dalles de compression T_s .

1.8 Hypothèses de calcul

Tableau 1.3 Hypothèses de calcul

f_{c28}	25 MPa
f_{t28}	2,1 MPa
E_{ij}	32164,195 MPa
E_{vj}	10818,865 MPa
f_e	400 MPa
f_{bc}	14,17 MPa
σ_{bc}	15 MPa
σ_{st}	201,63 MPa

1.9 Problématique

Notre projet consiste dans l'étude d'un bâtiment 3 sous-sols+R+15 étages avec deux différents système de contreventement.

La 1^{ère} variante est une structure à contreventement mixte avec des voiles porteurs associés à des portiques. La 2^{ème} variante est une structure constituée uniquement par des voiles porteurs en béton armé.

En premier lieu, nous entamerons notre projet par un pré dimensionnement, le calcul de la descente des charges, et le calcul des éléments secondaires pour les deux variantes.

En second lieu, nous passerons à la modélisation de la structure. Afin d'avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel nous calculons le ferraillage des éléments structuraux ainsi que l'infrastructure.

Et en dernier lieu, nous terminerons notre projet par une étude économique afin de faire une comparaison entre les deux solutions.

CHAPITRE 2

PRÉDIMENSIONNEMENT

ET DESCENTE DE

CHARGES

2. PRÉ-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

2.1. Pré-dimensionnement « solution n°1 »

Le pré-dimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du B.A.E.L 91 et le R.P.A 99 modifiées en 2003. Pour arriver à déterminer une épaisseur économique et d'éviter un surplus d'acier et de béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

2.1.1. Les poteaux

En considérant que les différents éléments agissant sur les poteaux seront réduits à une force de compression centrée N, Le calcul sera basé sur le poteau le plus sollicité.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du R.P.A 99 V2003 suivant :

- Min $(b_1, h_1) \geq 25$ cm en zone I et II.
- Min $(b_1, h_1) \geq h_e/20$ h_e : hauteur d'étage
- $\frac{1}{4} \frac{b_1}{h_1} < 4$

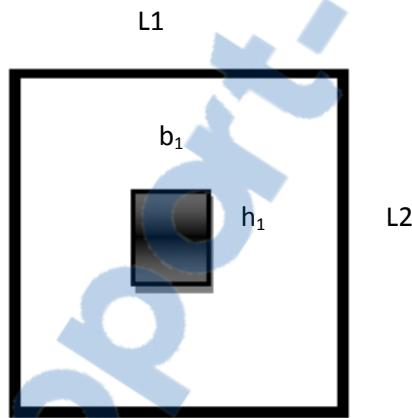


Figure 2.2 Section supporté par le poteau.

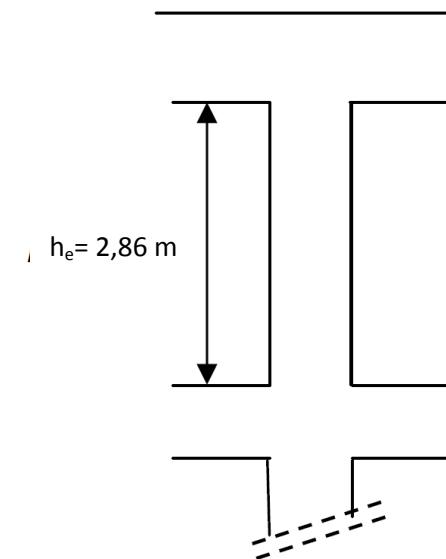


Figure 2.1 Hauteur d'étage

Le Poteau le plus sollicité dans cet ouvrage (B-8); est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S égale : $S_p=23.51 \text{ m}^2$

Nous supposons une charge moyenne « P_u » de 1 (t/m^2) par étage.

$$N_u = S_p \times n \times P_u$$

a) Section de béton réduite (Br)

Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$B_r \geq \frac{\beta * N_u}{\frac{F_{bc}}{0.9} + 0.85 * \frac{A_s * F_e}{B_r * \gamma_s}}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs : $\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$ si $\lambda \leq 50$.

$$\beta = 0.85\lambda^2/1500 \text{ si } 50 < \lambda < 70.$$

Nous nous fixons un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

$$A_s / B_r = 1\%$$

$$F_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (cas générale).}$$

$$F_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \rightarrow F_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (cas générale)}$$

$$\theta = 1 \text{ (charge > 24h)}$$

$$B_r \geq \frac{1.2 * N_u}{\frac{14.17}{0.9} + 0.85 * \frac{1 * 400}{100 * 1.15}}$$

$$\text{Avec : } B_r = (a - 0.02)^2 .$$

$$a \geq \sqrt{0.0642 N_u} + 0.02$$

b) Vérification du flambement

- $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$.
- $L_f = 0,7 \times L_0$
- $i = \sqrt{\frac{I}{B_c}}$
- $I = \frac{b_1^4}{12}$

Le tableau ci-dessous résume les surfaces des poteaux trouvées et leur vérifications vis-à-vis au flambement :

Tableau 2.1 Calcul de la surface des poteaux ainsi que la vérification vis-à-vis au flambement

Niveaux	n	S (m ²)	Nu (kN)	H (m)	Br (m ²)	b1= h1 (m)	b2= h2 (m)	Br ₂ (m ²)	Lf (m)	λ ≤50	Vérification Flambement
Sous sol 3	19	23,51	4466,9	2,69	0,29	0,55	0,60	0,36	1,88	10,87	C,V
Sous sol 2	18	23,51	4231,8	2,69	0,27	0,54	0,60	0,36	1,88	10,87	C,V
Sous sol 1	17	23,51	3996,7	4,41	0,26	0,53	0,55	0,3	3,09	19,43	C,V
RDC	16	23,51	3761,6	3,81	0,24	0,51	0,55	0,3	2,67	16,79	C,V
Etage 1	15	23,51	3526,5	2,86	0,23	0,5	0,50	0,25	2	13,89	C,V
Etage 2	14	23,51	3291,4	2,86	0,21	0,48	0,50	0,25	2	13,89	C,V
Etage 3	13	23,51	3056,3	2,86	0,2	0,46	0,50	0,25	2	13,89	C,V
Etage 4	12	23,51	2821,2	2,86	0,18	0,45	0,45	0,2	2	15,38	C,V
Etage 5	11	23,51	2586,1	2,86	0,17	0,43	0,45	0,2	2	15,38	C,V
Etage 6	10	23,51	2351	2,86	0,15	0,41	0,45	0,2	2	15,38	C,V
Etage 7	9	23,51	2115,9	2,86	0,14	0,39	0,40	0,16	2	17,39	C,V
Etage 8	8	23,51	1880,8	2,86	0,12	0,38	0,40	0,16	2	17,39	C,V
Etage 9	7	23,51	1645,7	2,86	0,11	0,35	0,35	0,12	2	19,8	C,V
Etage 10	6	23,51	1410,6	2,86	0,09	0,33	0,35	0,12	2	19,8	C,V
Etage 11	5	23,51	1175,5	2,86	0,08	0,31	0,35	0,09	2	22,99	C,V
Etage 12	4	23,51	940,4	2,86	0,06	0,28	0,30	0,09	2	22,99	C,V
Etage 13	3	23,51	705,3	2,86	0,05	0,26	0,30	0,09	2	22,99	C,V
Etage 14	2	23,51	470,2	2,86	0,03	0,22	0,30	0,09	2	22,99	C,V
Etage 15	1	23,51	235,1	2,86	0,02	0,19	0,30	0,09	2	22,99	C,V
buanderie	1	10,3	103	3	0,01	0,16	0,30	0,09	2,1	24.14	C,V

Avec b₁, h₁ sont les dimensions trouvées et b₂, h₂ sont les dimensions choisis

Le tableau ci-dessous représente la vérification des sections des poteaux vis-à-vis aux conditions de RPA99V2003 :

Tableau 2.2 Vérification les conditions du R.P.A 99

Niveaux	n	b1=h2	he/20	b1/h1	VERF RPA
Sous sol 3	19	0,6	0,13	1	CV
Sous sol 2	18	0,6	0,13	1	CV
Sous sol 1	17	0,55	0,22	1	CV
RDC	16	0,55	0,19	1	CV
Etage 1	15	0,50	0,14	1	CV
Etage 2	14	0,50	0,14	1	CV
Etage 3	13	0,50	0,14	1	CV
Etage 4	12	0,45	0,14	1	CV
Etage 5	11	0,45	0,14	1	CV
Etage 6	10	0,45	0,14	1	CV
Etage 7	9	0,40	0,14	1	CV
Etage 8	8	0,40	0,14	1	CV
Etage 9	7	0,35	0,14	1	CV
Etage 10	6	0,35	0,14	1	CV
Etage 11	5	0,35	0,14	1	CV
Etage 12	4	0,30	0,14	1	CV
Etage 13	3	0,30	0,14	1	CV
Etage 14	2	0,30	0,14	1	CV
Etage 15	1	0,30	0,14	1	CV
buanderie	1	0,30	0,15	1	CV

2.1.2. Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporées, servant de base pour transmettre les charges aux poteaux.

- ✓ Selon BAEL91

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

- ✓ Vérification d'après RPA99 version 2003

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

a. Les poutres principales

✓ Par BAEL 91

Avec $L= 6 \text{ m}$

$$40 \leq h \leq 60$$

$$15 \leq b \leq 35$$

Nous prenons : $h = 50\text{cm}$; $b = 30\text{ cm}$

✓ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier} \\ h = 50\text{ cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier} \\ \frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1,67 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

Donc, nous choisissons une poutre de section "50x30" cm^2 .

b. Les poutres secondaires

✓ Par BAEL 91

Avec $L= 3.90 \text{ m}$

$$26 \leq h \leq 39$$

$$10,5 \leq b \leq 24,5$$

Nous prenons : $h = 35\text{cm}$ $b = 30\text{cm}$

✓ Vérification d'après RPA99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ h = 35\text{ cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,166 \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifier.} \end{array} \right.$$

Donc, nous choisissons une poutre de section "35x30" cm^2

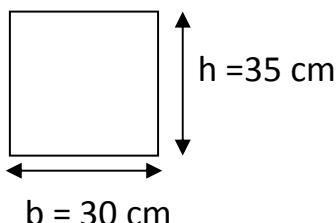


Figure 2.3 Poutre secondaire

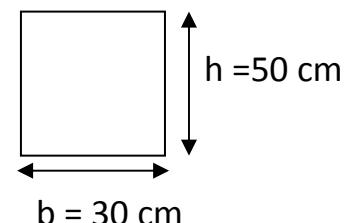


Figure 2.4 Poutre principale

Tableau 2.3 Récapitulation de pré-dimensionnement

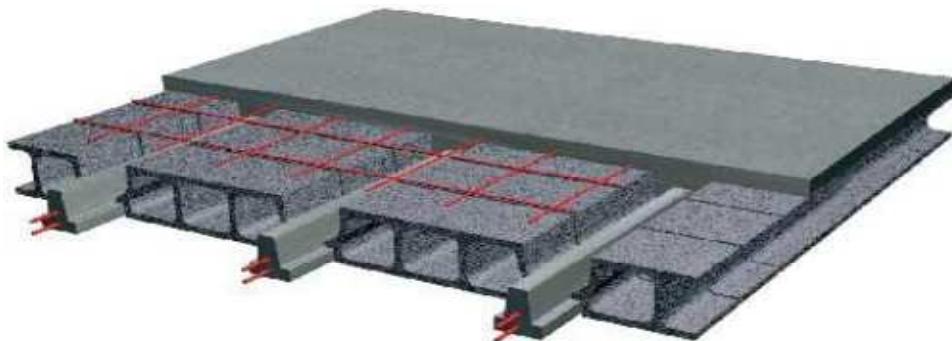
Niveaux	Poteaux (cm ²)	Poutres principales (cm ²)	Poutres secondaires (cm ²)
Sous sol 3	60x60	50x30	35x30
Sous sol 2	60x60	50x30	35x30
Sous sol 1	55x55	50x30	35x30
RDC	55x55	50x30	35x30
Etage 1	50x50	50x30	35x30
Etage 2	50x50	50x30	35x30
Etage 3	50x50	50x30	35x30
Etage 4	45x45	50x30	35x30
Etage 5	45x45	50x30	35x30
Etage 6	45x45	50x30	35x30
Etage 7	40x40	50x30	35x30
Etage 8	40x40	50x30	35x30
Etage 9	35x35	50x30	35x30
Etage 10	35x35	50x30	35x30
Etage 11	35x35	50x30	35x30
Etage 12	30x30	50x30	35x30
Etage 13	30x30	50x30	35x30
Etage 14	30x30	50x30	35x30
Etage 15	30x30	50x30	35x30
buanderie	30x30	50x30	35x30

2.1.3. Pré-dimensionnement des planchers

L'épaisseur des dalles dépend du type de plancher :

a. Les planchers à corps creux

Nous calculons L'épaisseur du plancher avec une longueur de 3.90 m.

**Figure 2.5.** Plancher à corps creux

La hauteur du plancher sera déterminée comme suit :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

L : plus grande porté dans le sens considéré. L=3,9 m.

$$\text{L'épaisseur de plancher est : } h \geq \frac{L}{22.5} \Rightarrow h \geq 0,17 \text{ m.}$$

Dans notre étude économique, nous choisissons l'épaisseur de plancher 21 cm (choix économique).

b. Les dalles pleines

La dalle est portante dans les deux sens :

$$0,4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$$

$$\frac{3,5}{6} = 0,58 \dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

Condition de flèche

$$h \geq \frac{l_x}{45} \quad \text{avec } h_{\min} = 15 \text{ cm, on prend } h = 15 \text{ cm.}$$

$$0,15 \geq \frac{3,5}{45} = 0,078 \dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

L'épaisseur à adopter pour la dalle pleine est égale $h_0 = 15 \text{ cm}$.

Tableau 2.4 Récapitulation pré-dimensionnement des planchers

Type	Epaisseur de la dalle	Corps creux	Dalle de compression
corps creux	21 cm	16 cm	5 cm
dalles pleines	15 cm	-	-

2.1.4. Pré-dimensionnement des poutrelles

Pour la largeur de la nervure nous avons : $b_0 = (8 - 14) \text{ cm}$; nous adoptons : $b_0 = 10 \text{ cm}$

La largeur de la table de compression à prendre en compte est déterminée en tenant compte des conditions :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{l}{10} \Rightarrow b_1 \leq \frac{390}{10} = 39 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{l_n}{2} \Rightarrow b_1 \leq \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Nous prenons : $b_1 = 25 \text{ cm}$

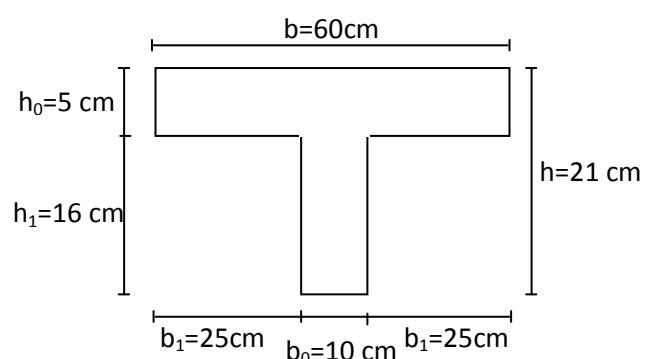


Figure 2.6 Dimensions des Poutrelles

2.1.5. Pré-dimensionnement des voiles de contreventement

Selon le RPA99 version 2003, Tlemcen appartient à la zone I, donc le voile est nécessaire lorsque :

- Nombre d'étage ≥ 5 étages. $\longrightarrow 15$ étages
- La hauteur ≥ 17 m. $\longrightarrow 50.60 \geq 17$ m

Il faut vérifier les conditions suivant :

- $L \geq 4.e$
- $e \geq h_e/20$

L : La longueur du voile.

e : L'épaisseur du voile. ($e_{min}=15cm$).

h_e : Hauteur d'étage.

$$h_e = 2,69 \longrightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = 13 \text{ cm}$$

$$h_e = 4,41 \longrightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = 22 \text{ cm}$$

$$h_e = 3,81 \longrightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = 19 \text{ cm}$$

$$h_e = 2,86 \longrightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = 14 \text{ cm}$$

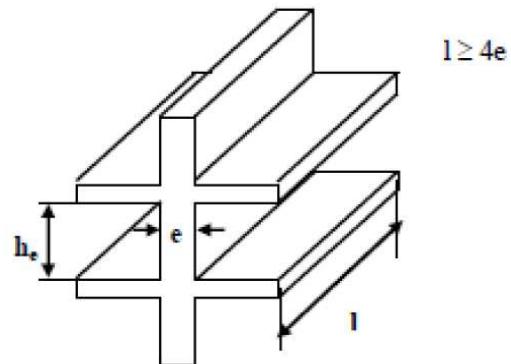


Figure 2.7 Coupe de voile

Tableau 2.5 Récapitulation de pré-dimensionnement des Voiles

Niveaux	épaisseur du voile (cm)
Sous sols 3... sous sols 2	25
Sous sols 1	25
RDC	20
Etage courant	20

2.2. Pré-dimensionnement « solution n°2 »

Le système est constitué de voiles et de poutres.

2.2.1. Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant dans ce cas, à transmettre les charges aux voiles.

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \geq 4$

h peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

Dans notre 2^e solution, nous choisissons des poutres avec des sections de « 25x20»cm²

2.2.2. Pré-dimensionnement des planchers

- Plancher à corps creux

On calcule L'épaisseur du plancher avec une longueur de 390 cm.

La hauteur du plancher sera déterminée comme suit : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$

L'épaisseur de plancher est : $h \geq \frac{L}{22.5} \Rightarrow h \geq 0,17 \text{ m.}$

Dans notre étude économique on choisit le même épaisseur de plancher que la 1^{er} structure « 21 cm ».

- Dalle pleines

C'est la même dalle pleine que la 1^{ere} variante

L'épaisseur à adopter pour la dalle pleine est égale $h_0=15 \text{ cm.}$

2.2.3. Pré-dimensionnement des poutrelles

Pour la largeur de la nervure nous avons : $b_0= (8 - 14) \text{ cm}$; on adopte : $b_0=10\text{cm}$

La largeur de la table de compression à prendre en compte est déterminée en tenant compte des conditions :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{l}{10} \Rightarrow b_1 \leq \frac{390}{10} = 39\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{l_n}{2} \Rightarrow b_1 \leq \frac{50}{2} = 25\text{cm} \end{cases}$$

Nous prenons : $b_1= 25 \text{ cm}$

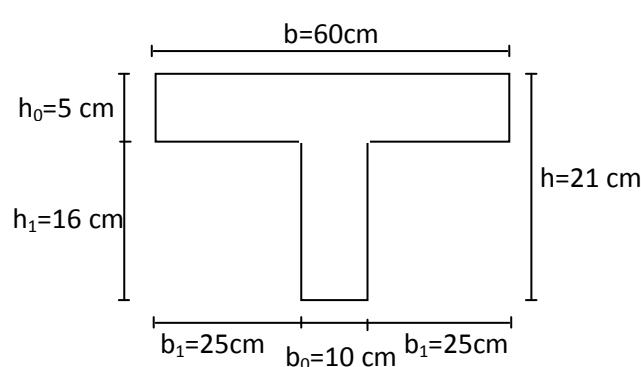


Figure 2.8 Dimensions des Poutrelles

2.2.4. Pré-dimensionnement des voiles porteurs

Ils sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e .

Selon le RPA99 version 2003, Tlemcen appartient à la zone I, donc le voile est nécessaire lorsque :

- Nombre d'étage ≥ 5 étages. $\longrightarrow 15$ étages
- La hauteur ≥ 17 m. $\longrightarrow 50.60 \geq 17$ m

Il faut vérifier les conditions suivant :

- $L \geq 4.e$
- $e \geq h_e/20$

$$h_e = 2,69 \longrightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = 13 \text{ cm}$$

$$h_e = 4,41 \longrightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = 22 \text{ cm}$$

$$h_e = 3,81 \longrightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = 19 \text{ cm}$$

$$h_e = 2,86 \longrightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = 14 \text{ cm}$$

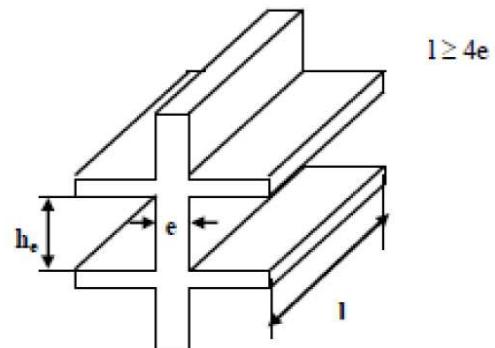


Figure 2.9 Coupe de voile 2^e solution

Tableau 2.6 Récapitulation de pré-dimensionnement des Voiles

Niveaux	épaisseur du voile (cm)
Sous sols 3... sous sols 2	25
Sous sols 1	25
RDC	20
Etage courant	20

2.3. Evaluation des charges et surcharges pour la solution n°1(poteaux-poutres)

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher, en se basant sur le DTR BC 2.2. Nous évaluons le poids volumique pour chaque élément.

2.3.1. Définition

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

Nous commençons par le niveau le plus haut (terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas.

- On a la charge → $G = \rho \cdot e$

ρ : Poids volumique.

e : l'épaisseur de l'élément.

2.3.2. Plancher terrasse inaccessible

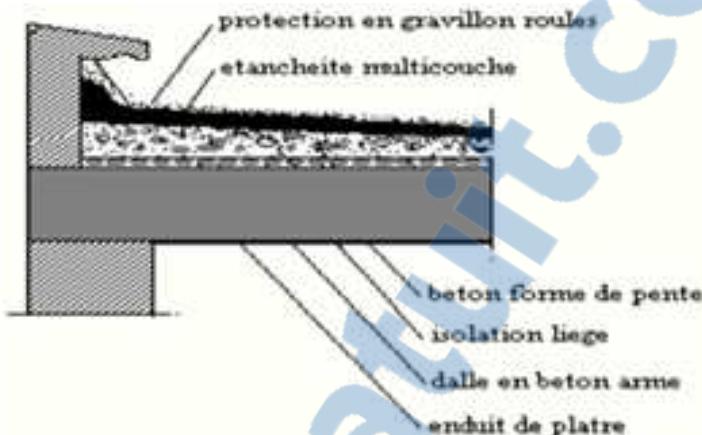


Figure 2.10 Elément constituants le plancher-terrasse inaccessible

Tableau 2.7 Descente de charge du plancher terrasse inaccessible

désignation	ρ (kN/m ³)	e (m)	G (kN/m ²)
Protection gravillon	17	0,05	0,85
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	20	0,1	2,00
Isolation thermique en liège	4	0,04	0,16
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
G kN/m ²			7,08
Q kN/m ²			1

2.3.3. Plancher terrasse accessible

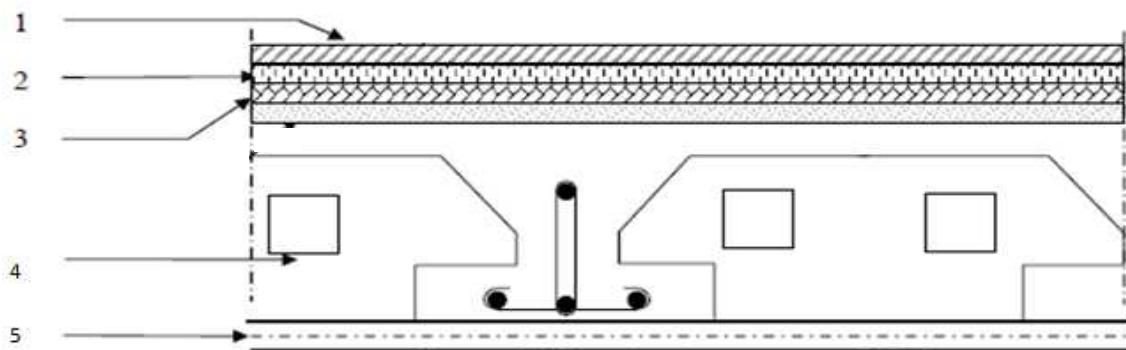


Figure 2.11 Elément constituants le plancher-terrasse

Tableau 2.8 Descente de charge du plancher terrasse accessible

désignation	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (kN/m ²)
1-carrelage	20	0,02	0,40
2-Mortier de pose	20	0,02	0,40
3-Lit de sable fin	17	0,02	0,34
4-Plancher à corps	-	-	3,10
5-Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
G(kN/m ²)			4,4
Q(kN/m ²)			1.5

2.3.4. Dalle pleine

Tableau 2.9 Descente de charge du dalle pleine terrasse accessible

désignation	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (kN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	17	0,02	0,34
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
GkN/m ²			5,09
QkN/m ²			3,5

2.3.5. Plancher étage courant, RDC :

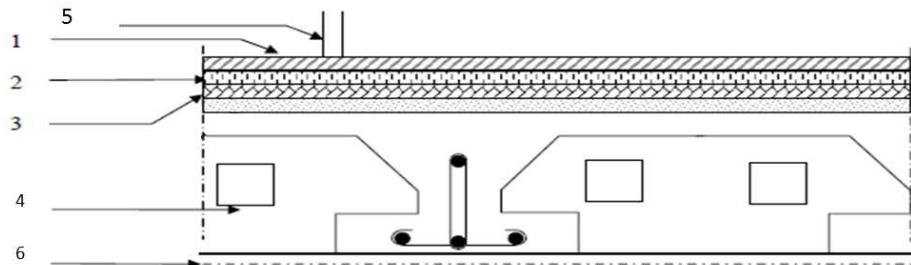


Figure 2.12 Elément constituants le plancher étage courant,

Tableau 2.10 Descente de charge du plancher étage courant, RDC

désignation	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (kN/m ²)
1-Grés céramique 10x10	-	0,009	0,6
2-Mortier de pose	20	0,02	0,4
3-Lit de sable fin	17	0,02	0,34
4-Plancher à corps creux	-	-	3,1
5-cloisons	9	0,10	0,9
6-Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
G (kN/m ²)	5,54		
Q (kN/m ²)	Q étage « logement »		
	Q RDC « commerce »		

2.3.6. Dalle pleine

Tableau 2.11 Descente de charge du dalle pleine étage courant, RDC

désignation	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (kN/m ²)
Grés céramique 10x10	-	0,009	0,6
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	17	0,02	0,34
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
GkN/m ²	5,29		
QkN/m ²	Balcon		
	Locaux		

Rapport-gratuit.com

LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



2.3.7. Plancher sous sols

Tableau 2.12 Descente de charge du plancher sous-sols

Désignation	ρ (kN/m ³)	e (m)	G (kN/m ²)
Forme de pente	20	0,1	2,00
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
G (kN/m ²)	5,95		
Q(kN/m ²)	Q locaux techniques		
	Q Parking		

2.3.8. Murs

a. Murs extérieures

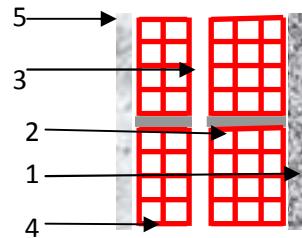


Figure 2.13 Elément constituants les murs extérieurs

Tableau 2.13 Descente de charge des murs extérieurs

désignation	ρ (kg/m ³)	e (m)	G(kg/m ²)
Enduit extérieur	18	0.02	0.36
Brique creuse	9	0.15	1.35
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit intérieur	18	0.02	0.36
G(kg/m ²)	2.97		

b. Murs intérieures

Cloison intérieure

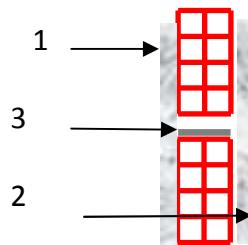


Figure 2.14 Elément constituants les murs intérieure

Tableau 2.14 Descente de charge des murs intérieurs

désignation	$\rho(\text{kg}/\text{m}^3)$	e(m)	$G(\text{kg}/\text{m}^2)$
Enduit extérieur	18	0.02	0.36
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit intérieur	18	0.02	0.36
$G(\text{kg}/\text{m}^2)$	1.62		

2.3.9. L'acrotère

$$S = (0,05 \times 0,1) / (2) + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,0675 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G = 0,0675 \times 25 = 1,6875 \text{ kN/ml.}$$

La charge horizontale

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

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

$$W_p = 168,75 \text{ kg/ml} \text{ poids de l'acrotère}$$

$C_p = 0,8 \text{ kN}$ facteur de la force horizontale

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 168,75 = 54 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 54 \text{ kg/ml} = 0,54 \text{ kN/ml}$$

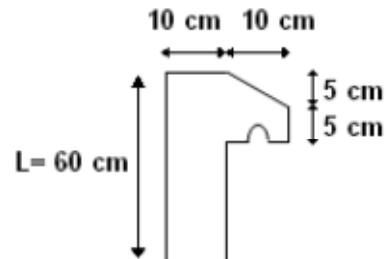


Figure 2.15 Coupe transversale de l'acrotère

2.3.10. Escalier

a. Palier

Tableau 2.15 Descente de charge du palier

désignation	$\rho(\text{kN/m}^3)$	e(m)	G (kN/m^2)
Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Poids propre de palier	25	0.1	2.5
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
G (kN/m^2)		3.5	
Q (kN/m^2)		2.5	

b. Volée

- (1) Enduit en mortier
- (2) Béton armé paillasse
- (3) Béton armé marche
- (4) Mortier de pose Horizontal
- (5) Carrelage Horizontal
- (6) Mortier de pose vertical
- (7) Carrelage Vertical

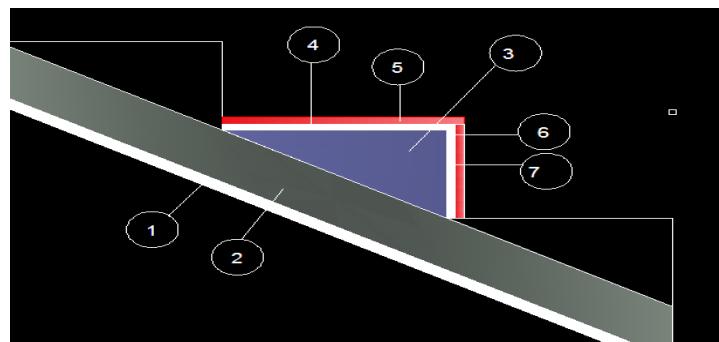


Figure 2.16 Coupe transversale du paillasse

Tableau 2.16 Descente de charge du paillasse

désignation	$\rho(\text{kN/m}^3)$	e(m)	G (kN/m^2)
Carrelage horizontal	20	0.02	0.4
Mortier horizontal	20	0.02	0.4
Carrelage contre marche	20x 0.17/0.3	0.02	0.23
Mortier vertical	20 x0.17/0.3	0.02	0.23
Poids propre de la paillasse	25 / cos α	-	G_{pp} paillasse
Poids propre de la marche	25*0.17/2	-	2.125
Garde corps	9	0.1	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
G (kN/m^2)		4,49+ G_{pp} paillasse	
Q (kN/m^2)		2.5	

- **Remarque**

G_{pp} paillasse : dépend de l'inclinaison et l'épaisseur de la paillasse

2.4. Évaluation des charges et surcharges pour la solution n°2

2.4.1. Plancher terrasse inaccessible

Tableau 2.17 Descente de charge du plancher terrasse inaccessible

désignation	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (kN/m ²)
Protection gravillon	17	0,05	0,85
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	20	0,1	2,00
Isolation thermique en liège	4	0,04	0,16
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit en plâtre	10	0.02	0,20
G kN/m ²	7.08		
Q kN/m ²	1		

2.4.2. Plancher terrasse accessible

Tableau 2.18 Descente de charge du plancher terrasse accessible

désignation	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (kN/m ²)
1-carrelage	20	0,02	0,40
2-Mortier de pose	20	0,02	0,40
3-Lit de sable fin	17	0,02	0,34
4-Plancher à corps	-	-	3,10
5-Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
G(kN/m ²)	4,4		
Q(kN/m ²)	1.5		

2.4.3. Dalle pleine

Tableau 2.19 Descente de charge du dalle pleine terrasse accessible

désignation	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (kN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	17	0,02	0,34
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
G kN/m ²		5,09	
Q kN/m ²		3,5	

2.4.4. Plancher étage courant, RDC

Tableau 2.20 Descente de charge du plancher étage courant, RDC

désignation	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (kN/m ²)
1-Grés céramique 10x10	-	0,009	0,6
2-Mortier de pose	20	0,02	0,4
3-Lit de sable fin	17	0,02	0,34
4-Plancher à corps creux	-	-	3,1
5-cloisons	9	0,10	0,9
6-Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
G (kN/m ²)		5,54	
Q (kN/m ²)	Q étage « logement »		1,5
	Q RDC « commerce »		4

2.4.5. Dalle pleine

Tableau 2.21 Descente de charge du dalle pleine étage courant, RDC

désignation	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (kN/m ²)
Grés céramique 10x10	-	0,009	0,6
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	17	0,02	0,34
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
GkN/m ²		5,29	
QkN/m ²	Balcon	3,5	
	Locaux	4	

2.4.6. Plancher sous sols

Tableau 2.22 Descente de charge du plancher sous-sols

Désignation	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (kN/m ²)
Forme de pente	20	0,1	2,00
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
G (kN/m ²)		5,95	
Q(kN/m ²)	Q locaux techniques	3,5	
	Q Parking	2,5	

2.4.7. Murs

a. Murs extérieures

Tableau 2.23 Descente de charge des murs extérieurs

désignation	$\rho(\text{kg}/\text{m}^3)$	e(m)	G(kg/m ²)
Enduit extérieur	18	0.02	0.36
Brique creuse	9	0.15	1.35
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit intérieur	18	0.02	0.36
G(kg/m ²)		2.97	

b. Murs intérieures

Tableau 2.24 Descente de charge des murs intérieurs

désignation	$\rho(\text{kg/m}^3)$	e(m)	$G(\text{kg/m}^2)$
Enduit extérieur	18	0.02	0.36
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit intérieur	18	0.02	0.36
G	1.62		

• **Remarque**

Pour l'acrotère et les escaliers, ils ont la même descente de charge que la 1^{ère} solution.

CHAPITRE 3

ÉTUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

3. ÉTUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

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

3.1. Étude du plancher

3.1.1. Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales. Les planchers sont à corps creux ($16+5 =21\text{cm}$) associés à des poutrelles coulées sur place disposées suivant la petite portée, ces dernières possèdent des armatures d'attentes qui seront liées à celles de la dalle de compression.

En raison de la différences des charges et surcharges entre le plancher RDC et l'étage courant et terrasse, nous jugeons plus économique d'effectuer des calculs différents.

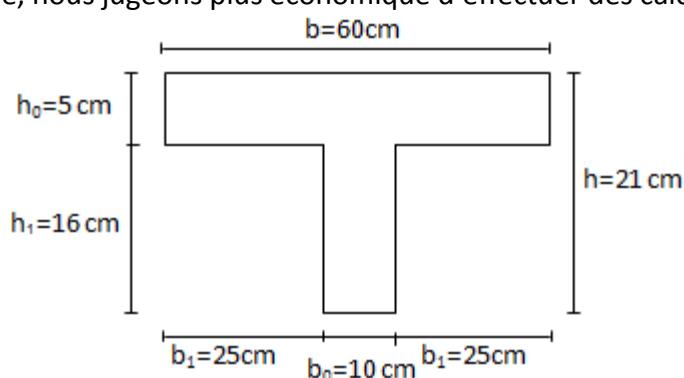


Figure 3.1 Dimensions des Poutrelles

3.1.2. Détermination des efforts internes:

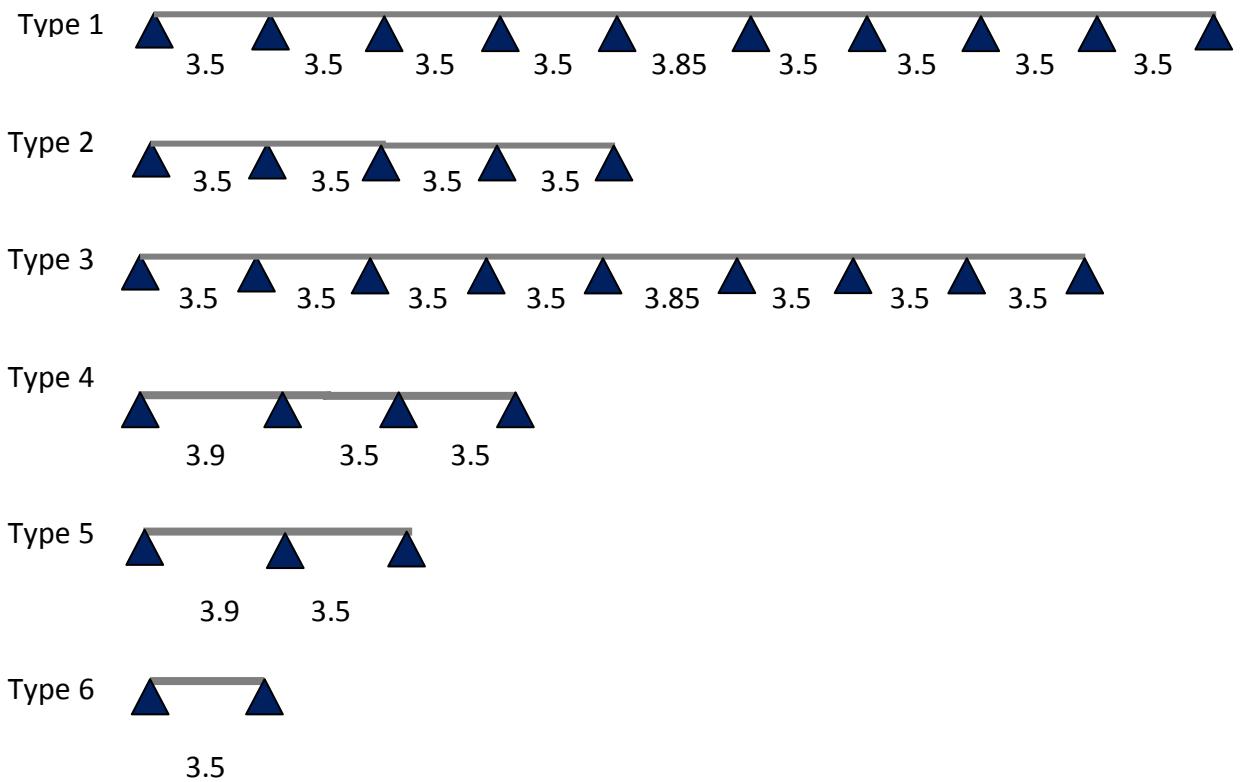
Il existe plusieurs méthodes de calcul des poutrelles, ainsi que le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants tel que :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode des trois moments.
- La méthode de Caquot.

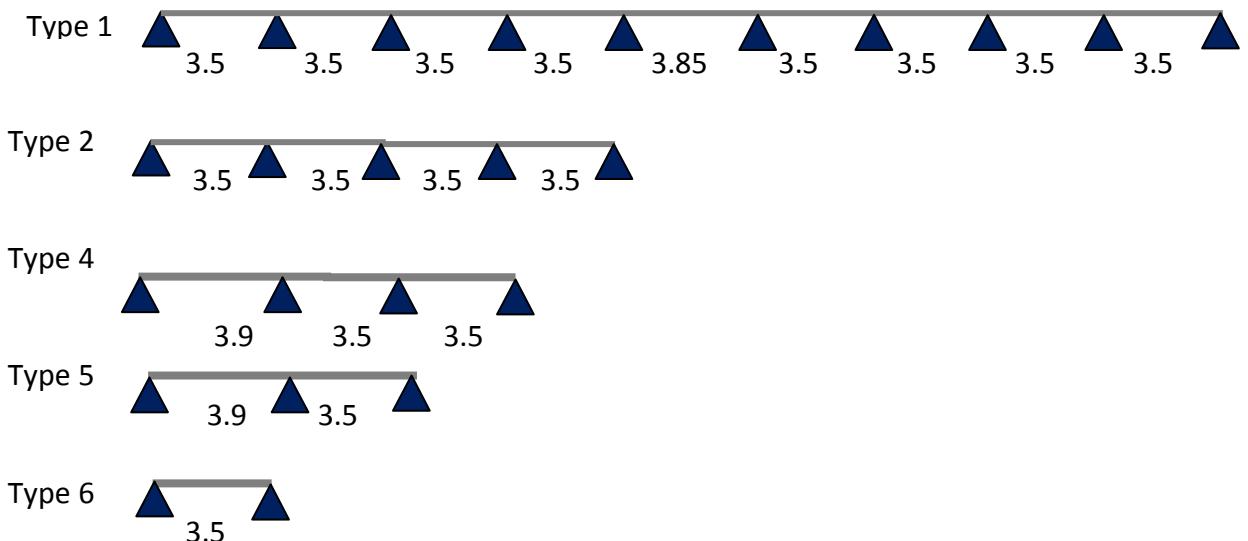
On opte pour la méthode des trois moments et logiciel SAP 2000 pour l'évaluation des moments et efforts tranchants. On a plusieurs type de poutrelles cela dépend des conditions aux limites (le nombre t'appui)

3.1.3. Les types des poutrelles

a. RDC



b. Etage Courant, terrasse



3.1.4. Charges et surcharge

Tableau 3.1 Charges supporté par Les poutrelles.

Niveaux	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU (kN/ml) (1,35G+1,5Q) x b	ELS (kN/ml) (G+Q) x b
RDC	5,54	4	8,0874	5,724
Etage courant	5,54	1,5	5,8374	4,224
Plancher terrasse accessible	4,44	1,5	4,9464	3,564

3.1.5. Évaluation des moments fléchissants et des efforts tranchants

Comme exemple de calcul : On a choisi le type 5 du plancher RDC

Schéma statique :

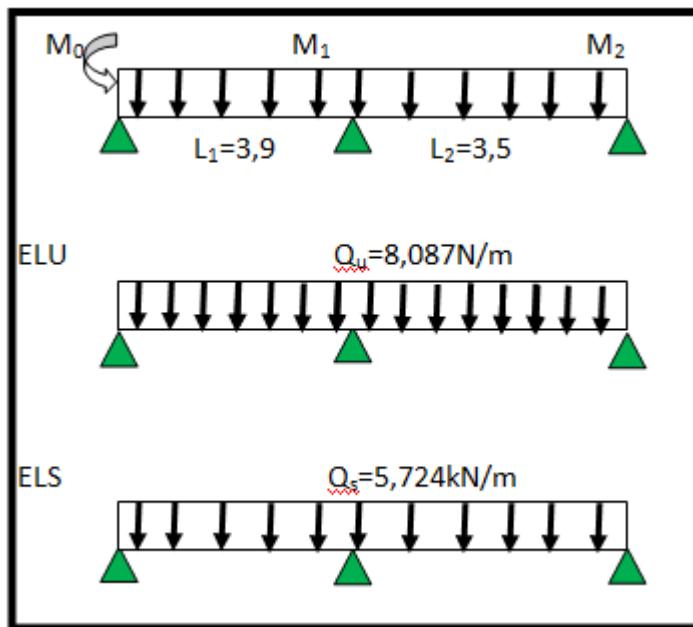


Figure 3.2 Schéma statique de poutrelle type 5 RDC

- ELU

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

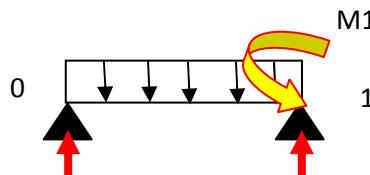
$$\begin{cases} W_{d1} = Q_u \times \frac{L1^3}{24EI} \\ W_{g1} = Q_u \times \frac{L2^3}{24EI} \end{cases}$$

$$M_0 = M_2 = 0 \dots \text{conditions aux limites}$$

$$14,8M_1 = -\frac{6}{24} \times 8,087(3,9^3 + 3,5^3) = -206,61 \longrightarrow M_1 = -13,96 \text{ kN.m}$$

Travée 0-1

$$R_0 + R_1 = Q_u \times 3,9.$$



$$\Sigma M/1=0 : R_0 \times 3,9 = M_1 + \frac{3,9^2}{2} \times Q_u \longrightarrow R_0 = 12,19 \text{ kN} ; R_1 = 19,35 \text{ kN}$$

$$M(x) = R_0 \cdot X_1 - Q_u \cdot X_1^2 / 2$$

$$V(x) = R_0 - Q_u \cdot X_1$$

$$M_0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 12,19 \text{ kN}$$

$$M_1(3,9) = -13,96 \text{ kN.m}$$

$$V_1(3,9) = -19,35 \text{ kN}$$

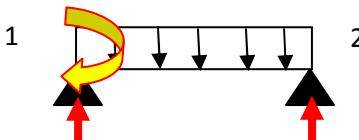
$$M_{\max} \text{ si } V(x)=0 \longrightarrow 12,19 - 8,087 \cdot X = 0 \longrightarrow X = 1,51 \text{ m}$$

$$M_{\max}(1,51) = 9,19 \text{ kN.m}$$

M1

Travée 1-2

$$R_1 + R_2 = Q_u \times 3,5$$



$$\Sigma M/1=0 : R_1 \times 3,5 = -M_1 + \frac{3,5^2}{2} \times Q_u \longrightarrow R_1 = 18,14 \text{ kN} ; R_2 = 10,16 \text{ kN}$$

$$M(x) = R_1 \cdot X_2 - Q_u \cdot X_2^2 / 2 + M_1$$

$$V(x) = R_1 - Q_u \cdot X_2$$

$$M_0 = -13,96 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 18,14 \text{ kN}$$

$$M_1(3,5) = 0 \text{ kN.m}$$

$$V(3,5) = -10,16 \text{ kN}$$

$$M_{\max} \text{ si } V(x)=0 \longrightarrow 18,14 - 8,087 \cdot X = 0 \longrightarrow X = 2,24 \text{ m}$$

$$M_{\max}(2,24) = 6,38 \text{ kN.m.}$$

- ELS

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

$$\begin{cases} W_{d1} = Q_s \times \frac{L1^3}{24EI} \\ W_{g1} = Q_s \times \frac{L2^3}{24EI} \end{cases}$$

$$M_0 = M_2 = 0 \dots \text{conditions aux limites}$$

$$14,8M_1 = -\frac{6}{24} \times 5,724 \cdot (3,9^3 + 3,5^3) = -146,24 \longrightarrow M_1 = -9,88 \text{ kN.m.}$$

Travée 0-1

$$R_0 + R_1 = Q_s \times 3,9$$

$$\Sigma M/1=0 : R_0 \times 3,9 = M_1 + \frac{3,9^2}{2} \times Q_s \rightarrow R_0 = 8,63 \text{ kN} ; R_1 = 13,69 \text{ kN}$$

$$M(x) = R_0 \cdot X_1 - Q_s \cdot X_1^2 / 2$$

$$V(x) = R_0 - Q_s \cdot X_1$$

$$M_0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 8,63 \text{ kN}$$

$$M_1(3,9) = -9,87 \text{ kN.m}$$

$$V_1(3,9) = -13,69 \text{ kN}$$

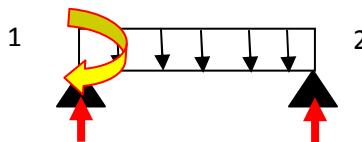
$$M_{\max} \text{ si } V(x)=0 \rightarrow 8,63 - 5,724 \cdot X = 0 \rightarrow X = 1.51 \text{ m}$$

$$M_{\max}(1.51) = 6,51 \text{ kN.m.}$$

M1

Travée 1-2

$$R_1 + R_2 = Q_s \times 3,5$$



$$\Sigma M/1=0 : R_1 \times 3,5 = -M_1 + \frac{3,5^2}{2} \times Q_s \rightarrow R_1 = 12,84 \text{ kN} ; R_2 = 7,194 \text{ kN}$$

$$M(x) = R_1 \cdot X_2 - Q_s \cdot X_2^2 / 2 + M_1$$

$$V(x) = R_1 - Q_s \cdot X_2$$

$$M_0 = -9,88 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 12,84 \text{ kN}$$

$$M_1(3,5) = 0 \text{ kN.m}$$

$$V(3,5) = -7,194 \text{ kN}$$

$$M_{\max} \text{ si } V(x)=0 \rightarrow 12,84 - 5,724 \cdot X = 0 \rightarrow X = 2,24 \text{ m}$$

$$M_{\max}(2,24) = 4,52 \text{ kN.m}$$

Les résultats de calculs théoriques et numériques (obtenus par logiciel SAP2000) sont représentés :

Tableau 3.2 Comparaison entre les sollicitations théoriques et numériques « SAP2000 » pour la poutrelle type-5

		M_{\max} appuis(kN.m)	M_{\max} travées(kN.m)	V (kN)
Théorique	ELU	13,96	9,19	19,35
	ELS	9,88	6,51	13,69
Numérique	ELU	13,93	9,19	19,34
	ELS	9,86	6,51	13,69

Les résultats obtenus par ce le logiciel SAP2000 sont représentés dans les tableaux ci-après:

ELU :

Tableau 3.3 Récapitulatif des sollicitations à ELU

Plancher	Type	M _{appuis} (kN.m)	M _T (kN.m)	T (kN)
RDC	1	10,43	7,66	17,13
	2	10,59	7,59	17,18
	3	10,52	7,62	17,16
	4	11,71	10,02	18,77
	5	13,93	9,19	19,34
	6	0	12,13	14,15
Etage courant	1	7,53	5,53	12,37
	2	7,65	5,48	12,40
	4	8,45	7,23	13,55
	5	10,05	6,63	13,96
	6	0	8,76	10,22
terrasse accessible	1	6,38	4,69	10,48
	2	6,48	4,64	10,51
	4	7,16	6,13	11,48
	5	8,52	5,62	11,83
	6	0	7,42	8,66

ELS :

Tableau 3.4 Récapitulatif des sollicitations à ELS

Plancher	Type	M _{appuis} (kN.m)	M _T (kN.m)	T (kN)
RDC	1	7,38	5,42	12,13
	2	7,50	5,37	12,16
	3	7,45	5,39	12,15
	4	8,29	7,09	13,29
	5	9,86	6,51	13,69
	6	0	8,59	10,02
Etage courant	1	5,45	4,00	8,95
	2	5,53	3,97	8,97
	4	6,12	5,24	9,81
	5	7,28	4,80	10,10
	6	0	6,34	7,39
terrasse accessible	1	4,60	3,38	7,55
	2	4,67	3,35	7,57
	4	5,16	4,42	8,27
	5	6,14	4,05	8,52
	6	0	5,35	6,24

3.1.6. Détermination des armatures

La détermination des armatures se fait en prenant les moments fléchissants et les efforts tranchants maximum pour le calcul du type le plus défavorable ; Comme exemple de calcul on prend le type 5 du plancher RDC.

a. Ferraillage longitudinal

- ELU
- En travée

$$M_{t\max} = M_u = 9,19 \text{ kN.m} = 0,00919 \text{ MN.m}$$

$$M_{tr} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} (d - h_0 / 2)$$

M_{tr}=moment de référence en travée.

On a: $b = 0,6 \text{ m}$, $h_0 = 0,05 \text{ m}$, $h = 0,21 \text{ m}$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,189 \text{ m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma b}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_{tr} = 0,6 \cdot 0,05 \cdot 14,17 (0,189 - 0,025) = 0,0697 \text{ MN.m}$$

$\Rightarrow M_{tr} > M_u$ (l'axe neutre sera dans la table)

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec une section rectangulaire.

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,00919}{0,6 \cdot 0,189^2 \cdot 14,17} = 0,0303 < 0,392$$

$\mu_u < \mu_R \rightarrow$ Section à simple armature (Pivot A , Asc=0).

Position relative de fibre neutre α :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0384$$

Bras de levier Z :

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,186$$

Section théorique d'armature Ast

$$Ast \geq \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$Ast \geq 1,42 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,42 \text{ cm}^2.$$

Le choix est de : 2T12 → Ast=2,26 cm²

Condition de non fragilité :

$$Ast \geq \text{Max}\left(\frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \quad \text{avec } (f_{t28}=2,1 \text{ MPa}; f_e=400 \text{ MPa})$$

$$Ast \geq \text{Max}(1,26; 1,37)$$

$$\underline{2,26 \text{ cm}^2 \geq 1,37 \text{ cm}^2} \dots \text{C.V}$$

- *En appuis*

$$M_u = 0,01393 \text{ kN.m}$$

$$M_{ar \max} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} (d - h_0 / 2)$$

$M_{ar \ max}$ =moment de référence en appuis.

On a : $b = 0,6 \text{ m}$, $h_0 = 0,05 \text{ m}$, $h = 0,21 \text{ m}$.

$$d = 0,9 \cdot h = 0,189 \text{ m.}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma b}$$

$$M_{ar} = 0,6 \cdot 0,05 \cdot 14,17 (0,189 - 0,025) = 0,0697 \text{ MN.m}$$

$\Rightarrow M_{ar} > M_u$ (l'axe neutre sera dans la table)

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple avec une section rectangulaire.

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,01393}{0,6 \cdot 0,189^2 \cdot 14,17} = 0,0459 < 0,392.$$

$\mu_u < \mu_R \rightarrow$ Section à simple armature (Pivot A , Asc=0).

Position relative de fibre neutre α :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0587$$

Bras de levier Z :

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,184$$

Section théorique d'armature Ast

$$Ast \geq \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$Ast \geq \frac{0,01393}{0,184 \cdot 348} = 2,17 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,17 \text{ cm}^2 .$$

Le choix est de : 2T12 \rightarrow Ast=2,26 cm²

Condition de non fragilité :

$$Ast \geq \text{Max}\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \quad \text{avec } (f_{t28}=2,1 \text{ MPa}; f_e=400 \text{ MPa})$$

$$Ast \geq \text{Max}(1,26; 1,37) \text{ cm}^2$$

$$2,26 \text{ cm}^2 \geq 1,37 \text{ cm}^2 \dots \text{C.V.}$$

- ELS

- En travée

$$M_{st} = 0,00651 \text{ MN.m.}$$

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

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

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\text{avec } \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{0,00919}{0,00651} = 1,4$$

$$\alpha = 0,0384 \leq 0,45$$

Alors les contraintes du béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} = 0,6 * fc28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{St} = \min(2/3fe ; 110\sqrt{\eta ft28}) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferraillage à ELU convient à ELS.

- En appuis

$$Ms_a = 0,00986 \text{ MN.m.}$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{0,01393}{0,00986} = 1,4$$

$$\alpha = 0,0587 \leq 0,45$$

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{St} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} = 0,6 * fc28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{St} = \min(2/3fe ; 110\sqrt{\eta ft28}) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferraillage à ELU convient à ELS.

- Vérification de contraintes de cisaillement

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \cdot b_0} \quad \text{avec } (b_0 = 0,10 \text{ cm}, d = 0,189 \text{ m}, Vu = 0,01934 \text{ MN})$$

$$\tau_u = 1,023 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot fc28}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_u < \bar{\tau}_u$C.V

b. Ferraillage transversal

- Calcul des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min(h/35; \Phi_{t \min}; b_0/10). \quad \text{Avec } \Phi_t = 1,2 \text{ cm.}$$

$$\Phi_t \leq \min(21/35; 1,2; 10/10).$$

$$\Phi_t \leq \min(0,6; 1,2; 1).$$

Le choix est de $\Phi 6$ comme armature transversale.

$$A_t = 2 \times \Phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

- Calcul des espacements

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

Zone nodale

$$St \leq \min(h/4, 12 \times \Phi_{t \ min}, 30 \text{ cm}) \quad \text{avec } (\Phi_{t \ min} = 1.2 \text{ cm}^2)$$

$$\underline{\underline{St \leq 5,25 \text{ cm}}} \rightarrow St=5 \text{ cm}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2.h = 42 \text{ cm}$

Zone courante

$$St \leq h/2$$

$$\underline{\text{St} \leq 10,5 \text{ cm} \rightarrow \text{St}=10 \text{ cm.}}$$

- Condition de non fragilité

L'acier utilisé pour les armatures transversales est le: FeE215

$$\frac{At.fe}{St.b_0} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{0,57 \cdot 10^{-4} \cdot 215}{0,1 \cdot 0,1} = \underline{1,2 \geq 0,4 \text{ MPa}} \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures au niveau d'appuis.

- Vérification au glissement

$$\text{En appui } V_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \leq 0 \text{ avec } (V_u=19,34 \text{ kN} ; M_{au}=13,93 \text{ kN.m})$$

$-62,55 \leq 0 \rightarrow$ Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures au niveau d'appuis.

- Vérification de la flèche

$$f \leq f_{adm} \quad \text{avec } f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{3,9}{500} = 7,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

avec L_{max} : la portée maximale des poutrelles = 3,9m .

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A_{st} \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = \frac{0,6 \cdot 0,21^3}{12} + 15 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{0,21}{2} - 0,021 \right)^2 = 4,87 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{d \cdot b_0} = \frac{2,26 \cdot 10^{-4}}{0,1 \cdot 0,189} = 0,0119$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \cdot (2+3 \cdot \frac{b_0}{b})} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{0,0119 \cdot (2+3 \cdot \frac{0,1}{0,6})} = 3,53$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st}) + f_{t28}} = 0,803 \quad \text{avec } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1+\lambda_i \cdot \mu)} = 1,39 \cdot 10^{-4} (\text{Inertie fissure})$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10 \cdot Ei \cdot I_{Fi}} = \frac{0,00678 \cdot 3,9^2}{10 \cdot 32164,195 \cdot 1,39 \cdot 10^{-4}} = 2,31 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

$$\text{Donc } f = 2,31 \cdot 10^{-3} \text{ m} \leq f_{adm} = 7,8 \cdot 10^{-3} \text{ m} \dots \text{C.V}$$

Tableau 3.5 Récapitulatif du ferraillage des poutrelles

Niveau	Type	M _{max} travée (kN.m)	M _{max} Appui (kN.m)	Armatures long (cm ²)					At cm ²	
				Ast calculé (cm ²)		Ast choisie				
				travée	Appui	Travée		Appui		
RDC	5	9,19	13,93	1,42	2,17	2T12	2,26	2T12	2,26	2.Φ ₆
Etage	5	6,63	10,05	1,02	1,55	2T10	1,57	2T12	2,26	2.Φ ₆
Terrasse accessible	5	5,62	8,52	0,86	1,31	2T10	1,57	2T10	1,57	2.Φ ₆

- L'enrage des barres

➤ Contrainte limites d'adhérence

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{tj} = 2,835 \text{ Mpa.}$$

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

➤ Longueur de scellement

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

On prend L_s = 43 cm.

➤ Anchorage par courbure des barres tendues

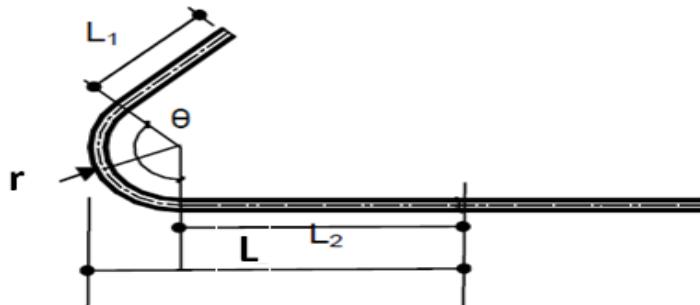


Figure 3.3 Dimensions des barres pour un ancrage par courbure

On utilise un croche a $\theta=90^\circ$; $\alpha=1,87$; $\beta=2,19$

Avec $L_1=10.\phi$; $L_2=L_s - \alpha.L_1 - \beta.r$; $L=L_2 + r + \phi/2$; $r=5,5.\phi$ pour (H.A)

$L_1=12 \text{ cm}$; $L_2=6,1 \text{ cm}$; $L=13,3 \text{ cm}$; $r=6,6 \text{ cm}$

Tableau 3.6 L'ancrage des armatures.

Φ mm	τ _s (MPa)	L _s (cm)	L ₁ (cm)	r (cm)	L ₂ (cm)	L (cm)
1,0	2,835	36	10	5,5	5,26	11,26
1,2	2,835	43	12	6,6	6,11	13,31

c. 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 5mm, 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 :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \longrightarrow A_1 > 4.L_1/f_e$$

Avec $f_e = 500 \text{ MPa}$; $L_1 = 60 \text{ cm}$

$$A_1 = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Pour les armatures parallèles aux nervures (Armatures de répartitions) :

$$A_2 = A_1/2 = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte un treillis soude de $\Phi 5$ espacement (10x10)cm².

3.2. Etude de l'acrotère

3.2.1. Introduction

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de 1,00 m de largeur.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal N dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à :

$$Q=0,7 \text{ KN/ml}.$$

3.2.2. Poids propre de l'acrotère

$$S = (0,05 \times 0,1) / (2) + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,0675 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G = 0,0675 \times 25 = 1,6875 \text{ kN/ml}.$$

La charge horizontale

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

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

$W_p = 168,75 \text{ kg/ml}$ poids de l'acrotère

$C_p = 0,8 \text{ kN}$ facteur de la force horizontale

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 168,75 = 54 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 54 \text{ kg/ml} = 0,54 \text{ kN/ml}.$$

$$G = 1,6875 \text{ kN/ml}.$$

$$Q = 0,54 \text{ kN/ml}.$$

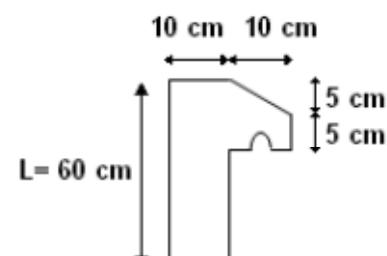


Figure 3.4 Coupe transversale de l'acrotère de l'acrotère

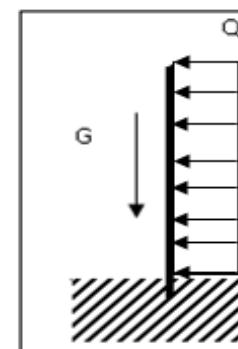


Figure 3.5 Schéma Statique

3.2.3. Combinaisons d'action

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement

a. E.L.U

$$N_u = 1,35 \cdot G = 2,28 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Surcharge: } Q_u = 1,5 \cdot Q = 0,81 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Moment: } M_u = Q_u \times h^2 / 2 = 0,81 \times 0,6^2 / 2 = 0,146 \text{ kN.m}$$

b. E.L.S

$$N_s = G = 1,6875 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = Ql^2 / 8 = 0,54 \times 0,6^2 / 2 = 0,097 \text{ kN.m}$$

- Calcul de l'excentricité

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

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,146}{2,28} = 0,064 \text{ m.}$$

On a $h_t = 10 \text{ cm}$.

$$e > \frac{ht}{6} = 1,67 \text{ cm.}$$

$6,4 \text{ cm} > 1,67 \text{ cm} \longrightarrow$ La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

3.2.4. Détermination du ferraillage

a. E.L.U

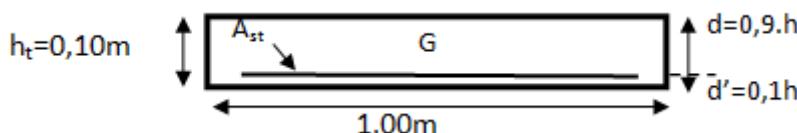


Figure 3.6 Section de calcul d'acrotère

- Moment de flexion fictif (M_A)

$$M_A = e_a \cdot N_u \quad e_a = e + (d - h/2).$$

$$M_A = N_u \cdot e + N_u (d - h/2) =$$

$$M_A = M_u + N_u (d - h/2) = 0,146 + 2,28 \times (0,9 \cdot 0,1 - 0,1/2) = 0,237 \text{ kN.m.}$$

$$M_A = 2,37 \cdot 10^{-4} \text{ MN.m}$$

- Moment réduit (μ_u)

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,37 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0,09^2 \cdot 14,17} = 2,06 \cdot 10^{-3}.$$

$$\mu_u < \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{Section a simple armature (Pivot A, Asc=0).}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 2,58 \cdot 10^{-3}.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,089.$$

$$A_{st} \geq \frac{M_A}{z \cdot \sigma_{st}} = 7,6 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2$$

On prend alors comme section A_{st} la section minimale imposée par le RPA99 et par la règle de non fragilité : BAEL91, m99,(flexion composée ;p173).

$$A_{st} \geq \max(A_{st} - \frac{N}{\sigma_{st}}, 0,23 \cdot b.d. \frac{f_{t28}}{f_e})$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{\sigma_{st} \cdot Z} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 7,6 \cdot 10^{-6} - \frac{2,28 \cdot 10^{-3}}{348} = 1,1 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2 \text{ (section faible).}$$

Donc A_{st} est pris selon la formule de non fragilité.

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,09 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} \geq \max(1,1 \cdot 10^{-6} \text{ m} ; 1,09 \cdot 10^{-4} \text{ m})$$

$$A_{st} \geq 1,09 \cdot 10^{-4} \text{ m.}$$

Donc on adopte $A_{st}=3T8 =1,51 \text{ cm}^2$.

b. ELS

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ et σ_{st} (choisie en fonction de la fissuration).

$$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{sc}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot Z \cdot Y_s}{I} ; \sigma_{st} = \frac{\eta \cdot N_s \cdot Z \cdot (d - Y_s)}{I}$$

$$\eta = 15$$

On a :

$$N_s = 1,6875 \text{ kN}$$

$$M_s = 0,097 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = 0,057 \text{ m.}$$

$$Y_s = Z + C \quad \text{avec } C = (h/2) - e = -0,007 \text{ m}$$



Z est défini par l'équation du 3^{ème} degré suivante : $Z^3 + p \cdot Z + q = 0$

$$P = -3C^2 - \frac{(C-d') \cdot 6\eta \cdot Asc}{b} + \left(\frac{6\eta \cdot Ast \cdot (d-c)}{b} \right) \text{ et } Asc = 0$$

$$P = -3(-0,007)^2 - 90 \times 1,51 \times 10^{-4} \times \frac{(0,09+0,007)}{1} = -1,47 \cdot 10^{-3}$$

$$q = -2C^3 - \frac{(C-d')^2 \cdot 6\eta \cdot Asc}{b} + \left(\frac{6\eta \cdot Ast \cdot (d-c)^2}{b} \right)$$

$$q = -2(-0,007)^3 - 90 \times 1,51 \times 10^{-4} \times \frac{(0,09+0,007)^2}{1} = -1,27 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$\rightarrow Z^3 - 1,47 \cdot 10^{-3} (Z) - 1,27 \cdot 10^{-4} = 0.$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27} = (-1,27 \cdot 10^{-4})^2 + \frac{4 \cdot (-1,47 \cdot 10^{-3})^3}{27} = 1,57 \cdot 10^{-8}.$$

Donc $\Delta > 0$.

$$T = 0,5(\sqrt[3]{\Delta} - q) = 1,26 \cdot 10^{-4} \cdot m^3 \quad ; \quad u = \sqrt[3]{t} = 0,05 \text{ m} \quad ; \quad Z = u - \frac{P}{3u} = 0,0598 \text{ m (i)}$$

Alors $Y_s = Z + C = 0,0598 - 0,007 = 0,0528 \text{ m.}$

$Y_s = 0,0528 \text{ m.}$

- Calcul d'inertie (I)

On calcul l'inertie de la section homogène réduite

$$I = \frac{b \cdot Y_s^3}{3} + 15 \cdot [A_{st}(d - Y_s)^2 + A'_{st}(Y_s - d')^2]$$

$$I = \frac{1 \cdot (0,0528)^3}{3} + 15 \cdot (1,51 \cdot 10^{-4}) \cdot (0,09 - 0,0528)^2 = 5,22 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4.$$

- La contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot Z \cdot Y_s}{I} = \frac{(1,6875) \cdot 10^{-3} \cdot (0,0598) \cdot (0,0528)}{(5,22) \cdot 10^{-5}} = 0,102 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\underline{\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}} \dots \text{C.V.}$$

- La contrainte de l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{\eta \cdot N_s \cdot Z \cdot (d - Y_s)}{I} = 15 \cdot \frac{(1,6875) \cdot 10^{-3} \cdot (0,0598) \cdot (0,09 - 0,0528)}{(5,22) \cdot 10^{-5}} = 1,079 \text{ MPa.}$$

Fissuration préjudiciable ce qui veut dire:

$$\underline{\sigma_{st} = \min(2/3 \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{f_{t28}})} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\underline{\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}} \dots \text{C.V.}$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

- Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,38 \text{ cm}^2.$$

On choisit : $4\phi_6 = 1,13 \text{ cm}^2$.

$\text{esp} = 18 \text{ cm}$

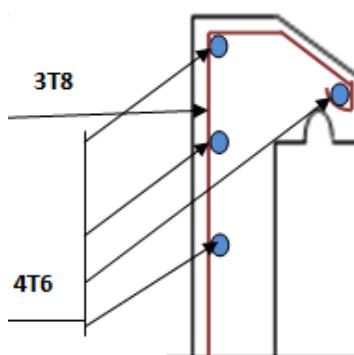


Figure 3.7 Ferraillage de l'acrotère

3.3. Etude d'escalier

3.3.1. Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

La structure présente différentes hauteurs d'étage, et pour cela on distingue différents types d'escaliers regroupés en 5 types.

3.3.2. Terminologie

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

La cage : est le volume se situe l'escalier.

Marche : partie horizontale.

Emmarchement : la longueur de ces marches.

Le giron : la largeur d'une marche "g".

Contre Marche : la partie verticale d'une marche

Paillasse : la dalle inclinée qui se situe sous les marches.

Palier : La dalle horizontale à la fin au début de la paillasse.

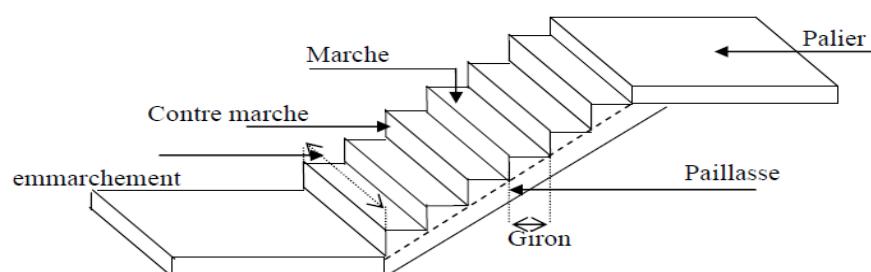


Figure 3.8 Schéma d'un escalier

3.3.3. Pré-dimensionnement

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

- Il doit être agréable à l'œil.
- Facile à gravir sans fatigue.

Pour assurer le confort ; on vérifie généralement la formule de BLONDEL :

$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$.

- La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure correspond à des locaux publics.

- h : Hauteur de contre marche.

$14\text{ cm} \leq h \leq 20\text{ cm}$.

- g : Giron ou la largeur de la marche.

$22\text{ cm} \leq g \leq 33\text{ cm}$.

On prend: $h=17\text{ cm}$. $g=30\text{ cm}$.

Donc: $59\text{cm} \leq 2h+g=64\text{ cm} \leq 66\text{cm}$.

- n : nombre de contremarche.

$$n=H/h$$

H =Hauteur entre deux niveaux.

- n' : nombre de contremarche

$$n'=n-1$$

- La longueur de la ligne de foulée

Elle représente le parcours d'une personne qui descend en se tournant à la rampe du côté du jour, elle est placée conventionnellement.

$$L=g \cdot n'$$

Tableau 3.7 Pré-dimensionnement des escaliers

Niveaux	H (m)	h (m)	n	n'	g (m)	L (m)	L'emmarchement (m)
S-Sol 3 et S-Sol 2	2,89	0,17	17	16	0,30	4,8	1,45
S-Sol 1	4,21	0,17	25	24	0,30	7,2	1,45
RDC	4,01	0,17	24	23	0,30	6,9	1,6
Etage courant.	3,06	0,17	18	17	0,30	5,1	1,6

- L'inclinaison de la paillasse

$$\alpha = \arctg\left(\frac{H_v}{L_v}\right)$$

H_v : La hauteur vertical du volée

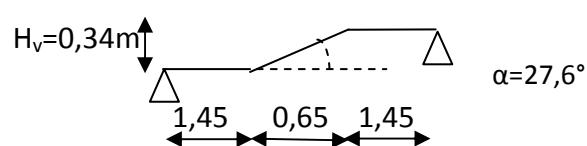
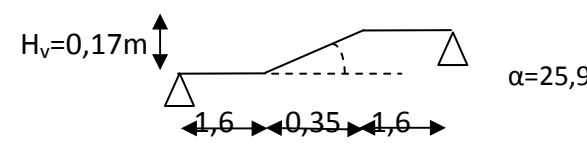
L_v : La longueur horizontale du volée.

3.3.4. Les types d'escaliers

Tableau 3.8 Schéma statique des escaliers

Niveaux	Type	Schéma statique			Vue en plan
		Volée 1	Type	Volée 2	
S-Sols 3 et 2	Type1		Type1		
	Type1		Type2		
RDC	Type3		Type4		
	Type5		Type5		

Tableau 3.9 Schéma statique des escaliers intermédiaires

Niveaux	Type	Schéma statique
S-Sols	Type6	
RDC et étages courants	Type7	

➤ Calcul des épaisseurs

- Epaisseur de la paillasse

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

- Epaisseur palier

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

Tableau 3.10 Epaisseur des paillasses et paliers

Types	α	L (m)	Epaisseur de la paillasse (m)	Epaisseur palier (m)
Type 1	23,4°	2,6	0,1	0,1
Type 2	25,7°	5,3	0,2	-
Type 3	23,4°	5,1	0,2	-
Type 4	21,4°	3,9	0,15	-
Type 5	31,1°	2,25	0,1	0,1
Type 6	27,6°	0,65	0,15	0,1
Type 7	25,9°	0,35	0,15	0,1

Pour le type 6 et le Type 7 l'épaisseur de la paillasse est la moyenne entre le volée 1 et volée 2 d'un escalier.

3.3.5. Descente de charge

a. Paillasse

$$G=4,49+ G_{pp\text{ paillasse}} \text{ kN/m}^2 \quad \text{avec } G_{pp\text{ paillasse}} = \frac{25}{\cos \alpha} \cdot e$$

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

Tableau 3.11 Evaluation des charges et des surcharges pour les paillasses

Paillasse	α	L (m)	Epaisseur de la paillasse (m)	G_{pp} paillasse (kN/m ²)	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)
Type 1	23,4°	2,6	0,1	2,72	7,21	2,5
Type 2	25,7°	5,3	0,2	5,55	10,04	2,5
Type 3	23,4°	5,1	0,2	5,45	9,94	2,5
Type 4	21,4°	3,9	0,15	4,03	8,52	2,5
Type 5	31,1°	2,25	0,1	2,92	7,41	2,5
Type 6	27,6°	0,65	0,15	4,03	8,52	2,5
Type 7	25,9°	0,35	0,15	4,03	8,52	2,5

b. Palier

$$G=3,5 \text{ kN/m}^2$$

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

3.3.6. Combinaison des charges et surcharges

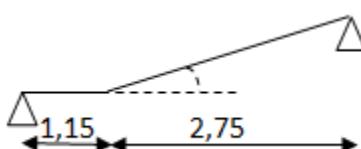
Tableau 3.12 Charges supporté par Les escaliers à ELU et ELS.

		G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml))
Palier		3,5	2,5	8,48	6
Paillasse	Type 1	7,21	2,5	13,48	9,71
	Type 2	10,04	2,5	17,30	12,54
	Type 3	9,94	2,5	17,17	12,44
	Type 4	8,52	2,5	15,25	11,02
	Type 5	7,41	2,5	13,75	9,91
	Type 6	8,52	2,5	15,25	11,02
	Type 7	8,52	2,5	15,25	11,02

3.3.7. Détermination des efforts internes

La détermination des efforts internes se fait pour une poutre isostatique simplement appuyée, et notre exemple de calcul sera sur une volée de **Type 1**. Pour les autres, on utilisera le SAP2000.

Schéma statique

**Figure 3.9** 1^{re} type d'escalier

- ELU

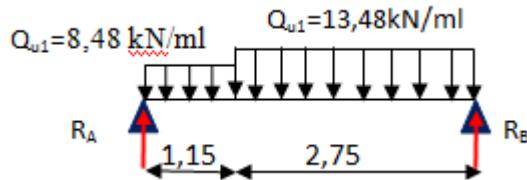


Figure 3.10 Chargement du premier type d'escalier à l'ELU

$$\begin{aligned}\sum F &= 0 \Rightarrow R_A + R_B - 13,48 \times 2,75 - 8,48 \times 1,15 = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 46,82 \text{ kN}. \\ \sum M_{/A} &= 0 \Rightarrow R_B(2,75 + 1,15) - 13,48 \times 2,75 \times \left(\frac{2,75}{2} + 1,15\right) - 8,48 \times 1,15 \times \frac{1,15}{2} = 0\end{aligned}$$

$$R_B = 25,44 \text{ kN}; R_A = 21,38 \text{ kN}.$$

- Equations des moments fléchissants et des efforts tranchants

❖ $0 \leq X \leq 1,15 \text{ m}$.

$$M(x) = R_A \cdot X - 8,48 \cdot X^2 / 2$$

$$V(x) = R_A - 8,48 \cdot X$$

$$M_0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 21,38 \text{ kN}$$

$$M_1(1,15) = 18,98 \text{ kN.m}$$

$$V_1(1,15) = 11,63 \text{ kN}$$

❖ $1,15 \leq X \leq 2,75 \text{ m}$. (de droite)

$$M(x) = R_B \cdot X - 13,48 \cdot X^2 / 2$$

$$V(x) = R_B - 13,48 \cdot X$$

$$M_0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 25,44 \text{ kN}$$

$$M_1(2,75) = 18,98 \text{ kN.m}$$

$$V_1(2,75) = -11,63 \text{ kN}$$

$$M_{\max} \text{ si } V(x') = 0 \rightarrow 25,44 - 13,48 \cdot X' = 0 \rightarrow X' = 1,887 \text{ m} \quad (\text{de droite})$$

$$M_{u \max}(1,887) = 24 \text{ kN.m} \text{ et } X = 2,013 \text{ m}$$

- ELS

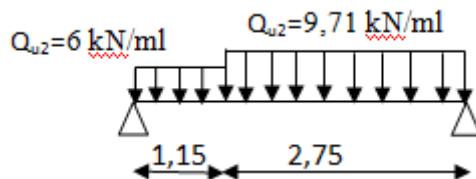


Figure 3.11 Chargement du premier type d'escalier à l'ELS

Avec la même méthode utilisée ci-dessus à l'ELU

$$R_A = 15,30 \text{ kN}.$$

$$R_B = 18,31 \text{ kN}.$$

$$V_{s \max} = 18,31 \text{ kN}$$

$M_{s\max}=17,25 \text{ kN.m}$ et $X=2,013 \text{ m}$.

Tableau 3.13 Comparaison entre les résultats théoriques et les résultats numériques « SAP2000 » pour l'escalier Type 1.

		M_{\max} appuis(kN.m)	M_{\max} travées(kN.m)	V (kN)
Théorique	ELU	0	24	25,44
	ELS	0	17,25	18,31
Numérique	ELU	0	23,99	25,44
	ELS	0	17,24	18,31

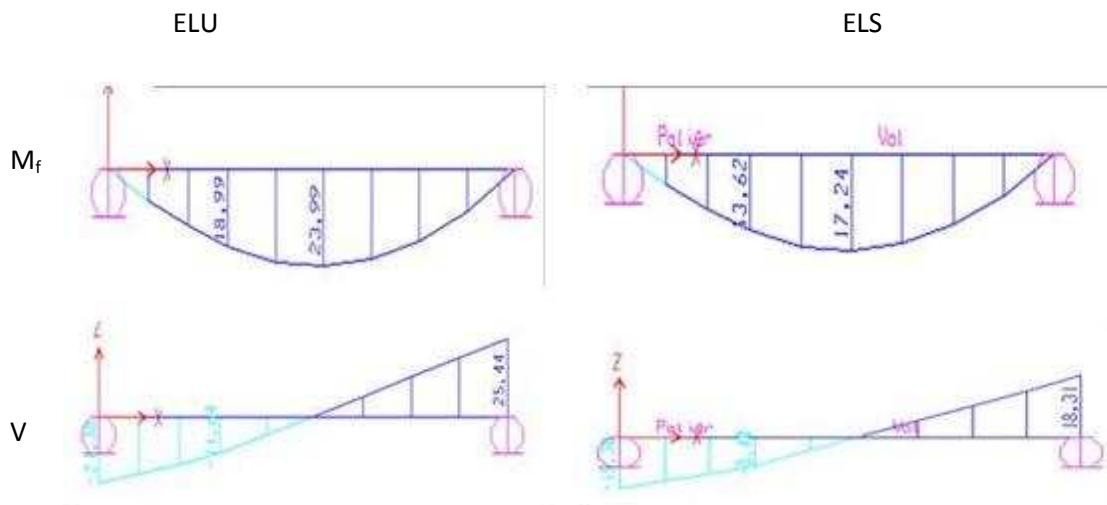


Figure 3.12 Diagramme des sollicitations pour l'escalier Type 1

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans le tableau ci-après:

Tableau 3.14 Récapitulatif des sollicitations à ELU et ELS.

Types	ELU			ELS		
	$M_{app}(\text{kN.m})$	$M_{tra}(\text{kN.m})$	$T_{\max} (\text{kN})$	$M_{app}(\text{kN.m})$	$M_{tra}(\text{kN.m})$	$T_{\max} (\text{kN})$
1	0	23,99	25,44	0	17,24	18,31
2	0	60,26	45,86	0	43,67	33,23
3	0	55,36	31,73	0	40,1125	43,78
4	0	29	29,74	0	20,95	21,49
5	0	22,68	24,98	0	16,28	17,96
6	0	16,90	4,96	0	12,08	3,58
7	0	15,12	16,23	0	10,77	11,53

Diagramme des sollicitations :

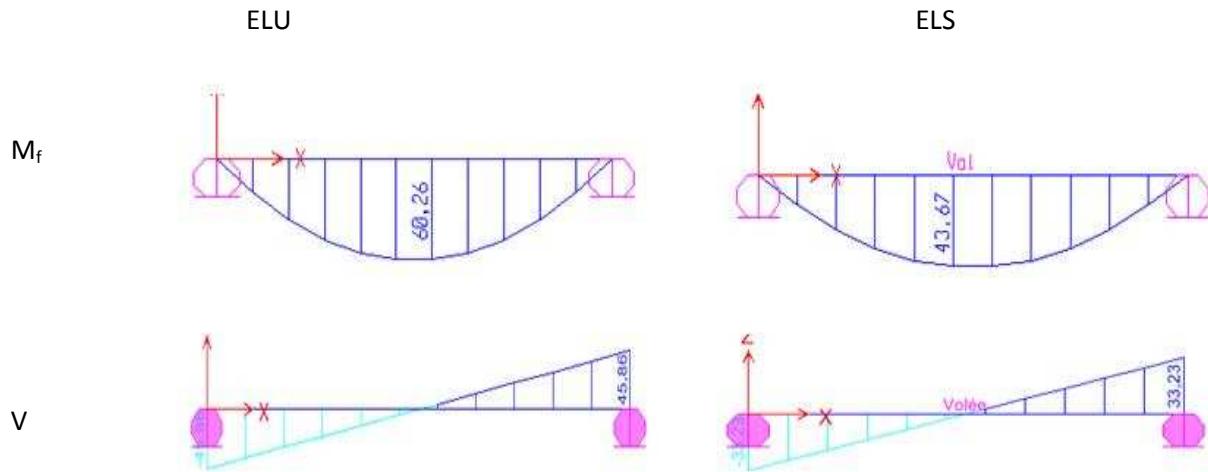


Figure 3.13 Diagramme des sollicitations pour l'escalier de Type 1

3.3.8. Détermination du ferraillage

Le calcul se fait manuellement et selon les conditions d'appuis : poutre simplement appuyée ou plus au moins encastrée. ($0.85M_0$ en travée et $0.5M_0$ en appuis)

La détermination des armatures se fait en prenant les moments fléchissants et les efforts tranchants maximum pour le calcul de type le plus défavorable ; Comme exemple de calcul on prend le type 2 car c'est le plus défavorable.

Donnée : $b=1m$; $h=0,2m$; $d=0,9.h=0,18m$.

- a. ELU
- En travée

$$M_{ut}=60,26 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_{\max} = 51,22 \text{ kN.m}$$

- Moment réduit

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{51,22 \cdot 10^{-3}}{1,018^2 \cdot 14,17} = 0,112 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \begin{cases} Asc = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,112)} \right) = 0,149$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,169$$

$$Ast \geq \frac{Mt}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{51,22 \cdot 10^{-3}}{0,169 \cdot 348} = 8,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix est de : 8T12 ➔ Ast=9,03 cm²

Espacement =10 cm

- Condition de non fragilité :

$$Ast \geq \text{Max}\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

avec ($f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$; $f_e=400 \text{ MPa}$)

$$Ast \geq \text{Max}(2;2,17) \text{ cm}^2$$

$$\underline{9,03 \text{ cm}^2 \geq 2,17 \text{ cm}^2 \dots \text{C.V}}$$

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 2,26 \Rightarrow A_r = 3T10 \text{ mm} = 2,36 \text{ cm}^2 \text{ mm}$$

- En appuis

$$M_{ua}=60,26 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,5 \cdot M_{\max} = 30,13 \text{ kN.m}$$

- Moment réduit

$$\mu_u = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,066 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,085$$

$$z = 0,174$$

$$Ast \geq \frac{Ma}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_u = 4,98 \text{ cm}^2 \text{ mm}$$

Le choix est de : 5T12 → Ast=5,65 cm²

Espacement =15 cm.

- Condition de non fragilité

$$Ast \geq \text{Max}\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

avec ($f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$; $f_e=400 \text{ MPa}$)

$$Ast \geq \text{Max}(2;2,17) \text{ cm}^2$$

$$\underline{5,65 \text{ cm}^2 \geq 2,17 \text{ cm}^2 \dots \text{C.V}}$$

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1,41 \Rightarrow A_r = 2T10 \text{ mm} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ mm}$$

b. ELS

Ce type d'escalier est soumis à des fissurations peu nuisible et l'acier de nuance FeE400 et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton ; et la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

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

Avec $\gamma = \frac{Mu}{Ms}$

- En travée

$$\cdot \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{60,26}{43,67} = 1,38.$$

$\alpha=0,149 \leq 0,44$C.V.

- En appuis

$$\cdot \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{60,26}{43,67} = 1,38.$$

$\alpha=0,085 \leq 0,44$C.V.

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton en travée et l'appui $\rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

c. Vérification au cisaillement

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{Vu}{d.b} \quad \text{avec } (b=1m, d=0,18 m, Vu=45,86 \cdot 10^{-3} MN)$$

$$\tau_u = 0,255 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \overline{\min} \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.} \quad \text{Avec } (\gamma_b = 1,5 \text{ cas générale})$$

Donc $\tau_u < \tau_u^-$C.V.

d. Vérification de la flèche

Si les conditions suivant sont vérifiée, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\cdot \frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \frac{M_s}{M_u}$$

$$\cdot \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$h = 4,25 \text{ m.}$$

l : La distance entre deux appuis.

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{4,25}{5,3} \geq \frac{1}{18} \cdot \frac{43,67}{60,26} \longrightarrow \underline{0,8 \geq 0,04} \text{ C.V.}$$

$$\frac{4,25}{5,3} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \underline{0,8 \geq 0,063} \text{ C.V.}$$

$$\frac{9,03 \cdot 10^{-4}}{0,18} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \underline{0,0050 \leq 0,0105} \text{ C.V.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

Tableau 3.15 Récapitulatif du ferraillage d'escalier

Type d'escalier	Armature long (cm ²)				Armature de répartition			
	travée		appuis		travée		appuis	
	A _{st} calculé	Ferr choisi	A _{st} calculé	Ferr choisi	A _{st} calculé	Ferr choisi	A _{st} calculé	Ferr choisi
Type 1	3,33	3T12	1,94	2T12	0,85	2T8	0,57	3T6
Type 2	8,69	8T12	4,98	5T12	2,26	3T10	1,41	2T10
Type 3	7,94	8T12	4,56	6T10	2,26	3T10	1,18	3T8
Type 4	4,05	4T12	2,35	3T10	1,13	3T8	0,59	3T6
Type 5	3,15	3T12	1,83	2T12	0,85	2T8	0,57	3T6
Type 6	2,33	3T10	1,36	2T10	0,59	3T6	0,39	2T6
Type 7	2,08	3T10	1,22	2T10	0,59	3T6	0,39	2T6

3.4. Etude de la poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier ; avec une longueur de 3,55 m ; et dans cette structure on distingue deux types de poutres palières.

Tableau 3.16 Schéma statique des poutres palières

Niveaux	Type	Schéma statique
S-Sols	Type 1	
RDC et étages courants	Type 2	

3.4.1. Pré-dimensionnement

D'après le BAEL91 modifié.99 on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow \frac{3,55}{15} \leq h \leq \frac{3,55}{10}$$

On prend $h=35$ cm ; $b=30$ cm.

$d=0,9 \cdot h = 31,5$ cm

- vérification selon RPA99

- ✓ $b > 20$ cm C.V
- ✓ $h > 30$ cm C.V
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4$ C.V

Donc la section de la poutre palière (35×30) cm².

3.4.2. Descende de charge

✓ poids propre de la poutre palière : $G = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625$ kN/ml

Descente de charge de chaque type :

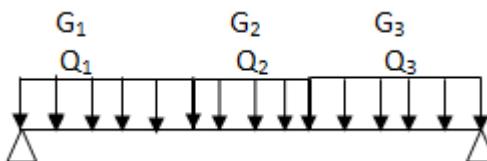


Figure 3.14 descend de charge pour une poutre palière

La structure présente différentes hauteurs d'étage, et pour cela on distingue différents charges sur les poutres palières dans chaque niveau.

Tableau 3.17 Charges supporté par les poutres palières

Niveaux	L_1 (m)	L_2 (m)	L_3 (m)	G (kN/ml)			Q (kN/ml)		
				G_1	G_2	G_3	Q_1	Q_2	Q_3
S-Sols 3 et 2	1,45	0,65	1,45	14,06	13,21	14,06	4,88	3,88	4,88
S-Sols 1	1,45	0,65	1,45	14,06	13,21	26,61	4,88	3,88	6,63
RDC	1,6	0,35	1,6	26,34	14,06	16,61	6,63	4,13	4,88
Etage courants	1,6	0,35	1,6	8,00	14,06	8,00	4,88	4,13	4,88

3.4.3. Combinaison d'action

Tableau 3.18 Récapitulatif des sollicitations à ELU et ELS.

Niveaux	$M_{\text{travée max}}$		V	
	ELU	ELS	ELU	ELS
S-Sols 3 et 2	40,04	28,87	45,82	33,02
S-sol 1	50,96	36,86	68,40	49,52
RDC	56,20	40,67	71,53	51,80
Etage courants	30,24	21,58	33,40	23,79

3.4.4. Détermination du ferraillage

Comme exemple de calcul on prend la poutre palière de RDC car c'est la plus sollicité.

a. ELU

- En travée

$$M_{tra \ max} = 0,85 \cdot 56,20 = 47,77 \text{ kN.m}$$

- Moment réduit

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{47,77 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,315^2 \cdot 14,17} = 0,113 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \begin{cases} Asc = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,113} \right) = 0,150$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,296$$

$$Ast \geq \frac{Mt}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{47,77 \cdot 10^{-3}}{0,269 \cdot 348} = 4,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix est de : 3T16 → Ast=6,03 cm²

- Condition de non fragilité :

$$Ast \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } (f_{t28}=2,1 \text{ MPa}, f_e=400 \text{ MPa})$$

$$Ast \geq 1,14 \text{ cm}^2$$

$$\underline{6,03 \text{ cm}^2 \geq 1,14 \text{ cm}^2 \dots \text{C.V}}$$

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1,50 \Rightarrow A_r = 3T8 / \text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- En appuis

$$M_{app \ max} = 0,5 \cdot 56,20 = 28,1 \text{ kN.m}$$

- Moment réduit

$$\mu_u = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,067 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,086$$

$$z = 0,304$$

$$Ast \geq \frac{Ma}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_u = 2,66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix est de : 2T14 ➔ Ast=3,08 cm²

- Condition de non fragilité

$$\text{Ast} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec (} f_{t28}=2,1 \text{ MPa ; } f_e=400 \text{ MPa)}$$

$$\text{Ast} \geq 1,14 \text{ cm}^2$$

3,08 cm² ≥ 1,14 cm²C.V

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,77 \Rightarrow A_r = 2T8 / \text{ml} = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b. ELS

Puisque la fissuration peu nuisible et l'acier de nuance FeE400 et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton ; et la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

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

$$\text{Avec } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

- En travée

$$\cdot \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{56,20}{40,67} = 1,38.$$

α=0,150 ≤ 0,44.....C.V.

- En appuis

$$\cdot \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{56,20}{40,67} = 1,38.$$

α=0,086 ≤ 0,44.....C.V.

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton en travée et en appui ➔

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

c. Vérification au cisaillement

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \cdot b} \quad \text{avec (} b=0,3 \text{ m , } d=0,315 \text{ m , } Vu=71,53 \cdot 10^{-3} \text{ MN)}$$

$$\tau_u = 0,757 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \overline{\min} \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.} \quad \text{Avec (} \gamma_b = 1,5 \text{ cas générale)}$$

Donc $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ C.V.

d. Calcul des espacements des cadres

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12.\phi_{\min}, 30 \text{ cm}\right) \longrightarrow S_t \leq \min(8,75; 14,4, 30 \text{ cm})$$

$S_t = 8 \text{ cm}$

- Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq 17,5 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm.}$

3.5. Étude de dalle pleine « sous-sols »

3.5.1. Evaluation des charges

$G = 5,95 \text{ kN/ml.}$

$Q = 2,5 \text{ kn/ml (Parking).}$

3.5.2. Combinaison des charges et surcharges

- ELU

$$Qu = 1,35G + 1,5Q = 11,78 \text{ kN/m}^2.$$

- ELS

$$Qs = G + Q = 8,45 \text{ kN/m}^2.$$

On utilise la méthode BAEL pour évaluer les moments appliqués sur les dalles pleines.

$$M_x = \mu_x \cdot Qu \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x.$$

La dalle est portante dans les deux sens :

$$0,4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$$

$$\frac{3,5}{6} = 0,58 \dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

Condition de flèche

$$h \geq \frac{l_x}{45} \quad \text{avec } h_{\min} = 15 \text{ cm, on prend } h = 15 \text{ cm.}$$

$$h \geq \frac{3,5}{45} = 0,078 \dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

3.5.3. Calcul des moments

$$\alpha = \frac{lx}{ly} = 0,58.$$

- ELU

$$\mu_x = 0,0851$$

$$\mu_y = 0,2703$$

$$M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot I_x^2 \longrightarrow M_x = 0,0851 \cdot (11,78) \cdot 3,5^2 \longrightarrow M_x = 12,28 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \longrightarrow M_y = 0,2703 \cdot 12,28 \longrightarrow M_y = 3,32 \text{ KN.m}$$

✓ Le moment total appliqué sur la dalle pour « ELU »

a. Moment en travée

$$M_t = 0,85 \cdot M_x \longrightarrow M_t = 0,85 \cdot 12,28 \longrightarrow M_t = 10,44 \text{ KN.m}$$

b. Moment en appui

$$M_a = 0,3 \cdot M_x \longrightarrow M_a = 0,3 \cdot 12,28 \longrightarrow M_a = 3,68 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des conditions de BAEL

$$M_d = 0,5 \cdot M_x = 6,14 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,3 \cdot M_x = 3,68 \text{ KN.m}$$

$$Mt + \frac{M_g + M_d}{2} > 1,25 M_x. \rightarrow 10,44 + \frac{3,68 + 6,14}{2} = 15,35$$

~~15,35 > 1,25 M_x = 15,35.....La condition n'est pas vérifiée.~~

Donc on pose M_t=0,9.M_x=11,05 KN.m

$$\underline{\underline{M_a=3,68 \text{ KN.m}}}$$

$$\rightarrow 11,05 + \frac{3,68 + 6,14}{2} = 15,96 > 15,35 \text{Condition vérifiée.}$$

- ELS

$$\mu_x = 0,0897$$

$$\mu_y = 0,4462$$

$$M_x = \mu_x \cdot P \cdot I_x^2 \longrightarrow M_x = 0,0897 \cdot (8,45) \cdot 3,5^2 \longrightarrow M_x = 9,29 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \longrightarrow M_y = 0,4462 \cdot 9,29 \longrightarrow M_y = 4,15 \text{ kN.m}$$

✓ Le moment total appliqué sur la dalle pour « ELS »

a. Moment en travée

$$M_t = 0,85 \cdot M_x \longrightarrow M_t = 7,90 \text{ KN.m}$$

b. Moment en appui

$$M_a = 0,3M_x \longrightarrow M_a = 2,79 \text{ KN.m}$$

Vérification des conditions de BAEL :

$$M_d = 0,5M_x = 4,65 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,3M_x = 2,79 \text{ KN.m}$$

$$Mt + \frac{M_g + M_d}{2} > 1,25 Mx. \rightarrow 7,90 + \frac{4,65 + 2,79}{2} = 11,62$$

$$1,25 M_x = 11,62$$

La condition n'est pas vérifiée.

Donc on pose $M_t = 0,9M_x = 8,36 \text{ KN.m}$

$$\rightarrow 8,36 + \frac{4,65 + 2,79}{2} = \underline{\underline{12,08 > 11,62}} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.5.4. Ferraillage

On adoptera un ferraillage suivant les deux directions :

a. En travée

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 fbc} \rightarrow \mu_u = \frac{0,01105}{1(0,9,0,15)^2 14,17}$$

$$\mu_u = 0,043 < \mu_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 0,055.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,132 \text{ m.}$$

$$Ast \geq \frac{Mu}{Z \sigma_{st}} \rightarrow Ast \geq 2,41 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$As_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$As_{min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 \text{ (par 1 ml).}$$

Le choix est de : 5T10 = 3,93 cm²

b. En appuis

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 fbc} \rightarrow \mu_u = \frac{0,00368}{1(0,9,0,15)^2 14,17}$$

$$\mu_u = 0,014 < \mu_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,018.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,134 \text{ m.}$$

$$Ast \geq \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} \rightarrow Ast \geq 0,79 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$As_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$As_{min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 \text{ (par 1 ml).}$$

Le choix est de : 4T10 = 3,14 cm²

3.5.5. Vérification a ELS

On doit vérifier la condition suivante :

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

En travée :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{11,05}{8,36} = 1,32 \quad ; \alpha_{travée} = 0,055$$

$$\alpha \leq \frac{1,32 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,41$$

$\alpha_{travée} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

En appuis :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{3,68}{2,79} = 1,32 \quad ; \alpha_{travée} = 0,018$$

$$\alpha \leq \frac{1,32 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,41$$

$\alpha_{travée} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

3.6. Balcons

On a deux types de balcon considéré comme console encastrée, constitués d'une dalle pleine, d'épaisseur $e=15 \text{ cm}$ et sollicités par les efforts G , Q et le poids P suivants :

G : charge permanente du balcon.

Q : surcharge d'exploitation du balcon.

P : charge concentrée du mur = charge permanente.

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

3.6.1. Descende de charges

A partir du chapitre précédent [Chap.2.2.] on a :

$$G_{\text{balcon}} = 5,29 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2.$$

$$P_u = 1,62 \text{ kN/m}^2.$$

3.6.2. Schéma statique

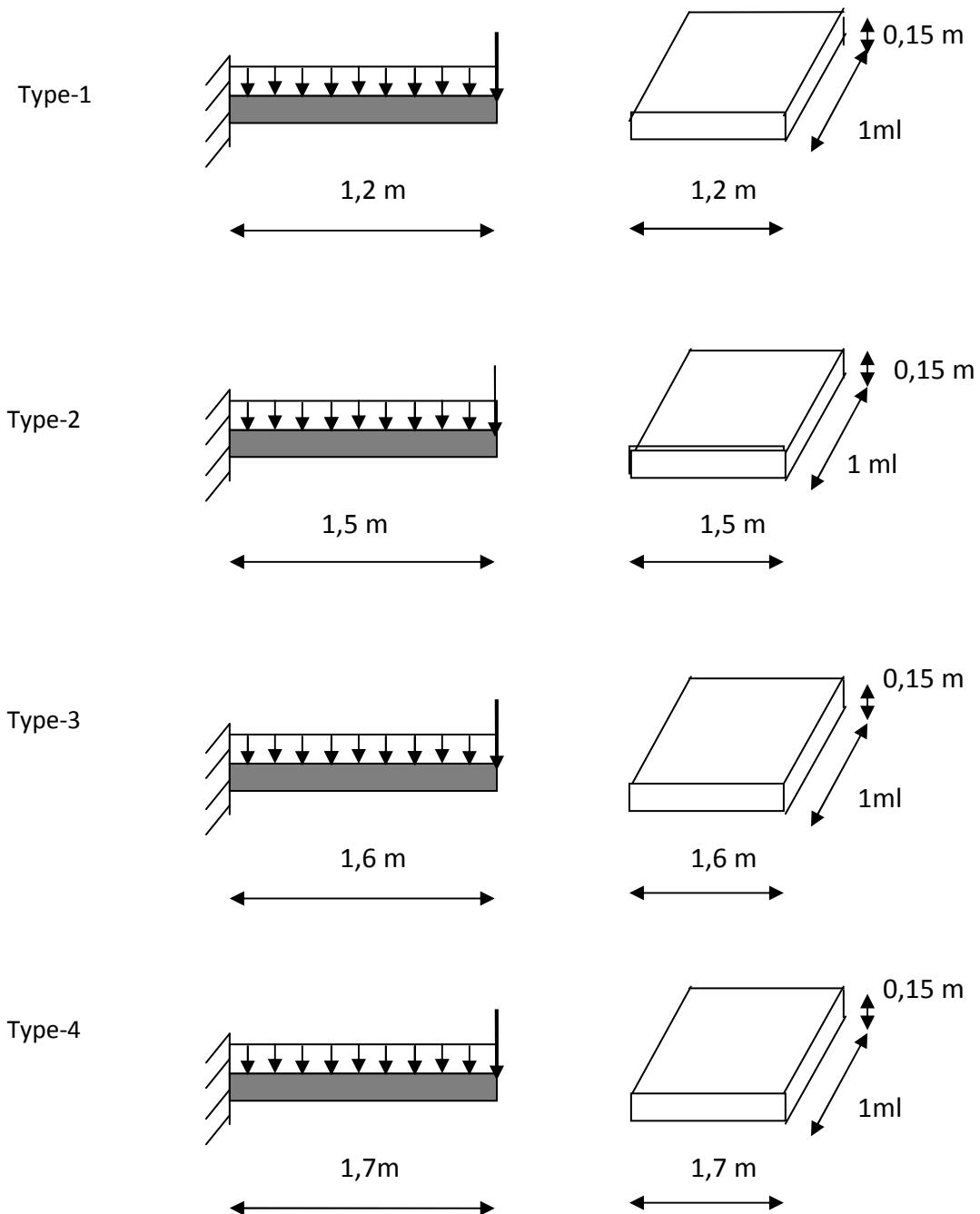


Figure 3.15 Schéma statique

3.6.3. Combinaison d'action :

- ELU

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q \longrightarrow q_u = 12,39 \text{ kN/ml.} \\ P_u = 1,35G \longrightarrow P_u = 2,19 \text{ kN/ml.} \end{cases}$$

- ELS

$$\begin{cases} q_s = G + Q \longrightarrow q_s = 8,79 \text{ kN/ml.} \\ P_s = G \longrightarrow P_s = 1,62 \text{ kN/ml.} \end{cases}$$

3.6.4. Déterminations des sollicitations

Comme exemple de calcul on prend la dalle pleine de l'étage 12 de largeur 1,7m

$$M(x) = -P_u \cdot x - q_u \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ M(1,7) = -21,63 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = P_u + q_u \cdot x \quad \begin{cases} T(0) = 2,19 \text{ kN} \\ T(1,7) = 23,25 \text{ kN} \end{cases}$$

- ELS

$$M(x) = -P_s \cdot x - q_s \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ M(1,7) = -15,46 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = P_s + q_s \cdot x \quad \begin{cases} T(0) = 1,62 \text{ kN} \\ T(1,7) = 16,56 \text{ kN} \end{cases}$$

M_f



V



Figure 3.16 Diagramme des sollicitations

3.6.5. Ferraillage

a. ELU

On calcule le balcon en flexion simple comme une section rectangulaire (100x12) cm².

b = 1m ; h=0,15m ; d=0,9.h=0,135 m ; σ_{bc}=348 MPa ; f_{bc}=14,17 MPa ; f_{c28} =25 MPa.

$$M_{u \max} = 21,63 \text{ kN.m.}$$

- Moment réduit

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{21,63.10^{-3}}{1,0,135^2.14,17} = 0,084 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \begin{cases} Asc = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,084} \right) = 0,110$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,129$$

$$Ast \geq \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{21,63.10^{-3}}{0,129.348} = 4,82 \text{ cm}^2 / ml$$

Le choix est de : 5T12 → Ast=5,65 cm²

- Condition de non fragilité :

$$Ast \geq 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } (f_{t28}=2,1 \text{ MPa} ; f_e=400 \text{ MPa})$$

$$Ast \geq 1,63 \text{ cm}^2$$

5,65 cm² ≥ 1,63 cm²C.V

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1,41 \Rightarrow A_r = 2T10 / ml = 1,57 \text{ cm}^2 / ml$$

b. ELS

Puisque la fissuration est peu nuisible et l'acier de nuance FeE400 et donc on ne vérifie que les contraintes dans le béton ; et la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{21,63}{15,46} = 1,4.$$

α=0,11 ≤ 0,45.....C.V.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

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

$$\sigma_{st} = \min(2/3 f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferraillage à ELU convient à ELS.

c. Vérification au cisaillement

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{Vu}{d.b} \quad \text{avec } (b=1 \text{ m}, d=0,135 \text{ m}, Vu=23,25 \cdot 10^{-3} \text{ MN})$$

$$\tau_u = 0,172 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{t28}}{\beta_2}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.} \quad \text{Avec } (\beta_2 = 1,5 \text{ cas générale})$$

Donc $\tau_u < \bar{\tau}_u$ C.V.

Tableau 3.19 Récapitulatif du ferraillage des balcons

Type	L (m)	M _{max} (kN.m)	As calculé (cm ²)	As choisie (cm ²)	Ar (cm ²)
Type-1	1,2	11,55	2,52	4T10	2T8
Type-2	1,5	17,22	3,80	5T10	2T8
Type-3	1,6	19,36	4,29	4T12	2T10
Type-4	1,7	21,63	4,81	5T12	2T10

3.7. Ascenseur

3.7.1. Introduction

Vue le nombre assez important d'étage, un ascenseur est obligatoire; l'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes, aux différents étages d'un bâtiment. Il permet une bonne circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à cinq étages.

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettent l'accès des personnes.

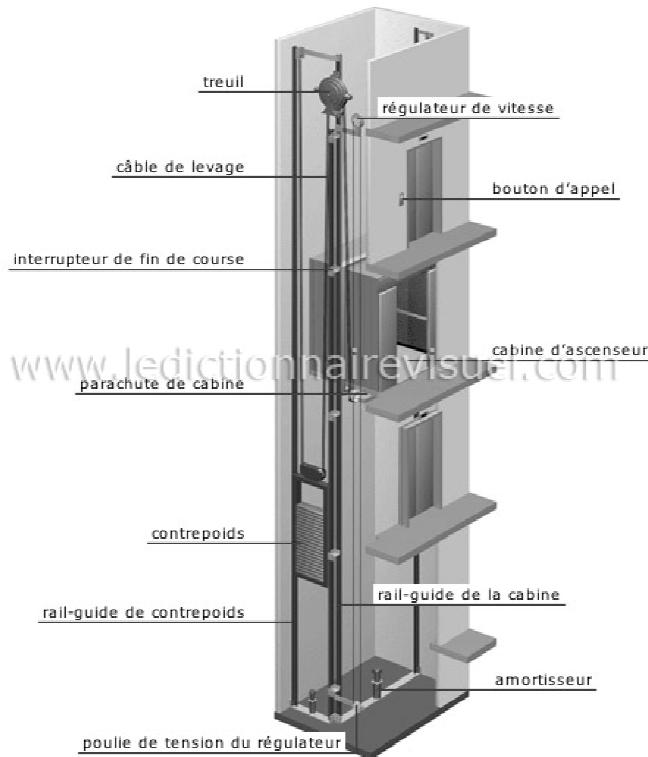


Figure 3.17 Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique

3.7.2. Etude de l'ascenseur

Les ascenseurs sont classés en plusieurs groupes selon leur usage. Il est composé de 3 parties essentielles :

- Le treuil de levage ;
- La cabine;
- Le contre poids.

La cabine et le contre poids sont réunis aux extrémités par une nappe de câble d'acier qui portent dans les gorges de la poulie du treuil. Soit :

$$P_p : p_m + \frac{Q}{2}.$$

Dans notre projet, l'ascenseur est destiné principalement au transport des personnes ; il est donc de classe I d'après la norme (NF-P82.201).

Le choix a été porté d'après la norme sur un ascenseur de charge nominale de : 900 kg, caractérisé par une surface utile maximale de : 2,29 m² (1,47x1,56), transportant 12 personnes au maximum.

Les dimensions de l'ascenseur sont les suivantes :

- Largeur = 1,47 m.
- Profondeur = 1,56 m.
- Hauteur = 2,2 m.
- Largeur de passage libre = 0,8 m.
- Hauteur de passage libre = 2 m.
- Hauteur de course = 59,89 m.
- La dalle qui supporte l'ascenseur est en béton armé d'épaisseur 25 cm.

a. Evaluation des charges

$$\text{Le poids mort total :} \dots P_m = \sum M_i = 2342,5 \text{ kg.}$$

$$\text{Masse du contre poids :} \dots P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 2342,5 + \frac{675}{2} = 2680 \text{ kg.}$$

$$\text{Masse du treuil en haut + moteur :} \dots P = 1200 \text{ kg.}$$

b. Calcul de charge de rupture

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d entre le diamètre primitif de la poulie (D) et le diamètre nominal de câble (d) est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirs.

$$d = \frac{P}{45} \text{ avec } 400 \leq D \leq 800 \text{ mm.}$$

On prend D=550 mm → d=12,22.

On à :

$$Cr = C_s \cdot M \dots (1)$$

Avec : C_s : coefficient de sécurité du câble doit être au minimum égal à 12.

Cr : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe.

$$M = Q + P_m + Mg \dots (2)$$

Avec : Mg : Poids du câble.

$$\text{On néglige Mg devant } (Q+P_m) \rightarrow M = Q + P \dots (3)$$

On remplace (3) dans (1) :

$$Cr = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q + P) = 12(675 + 2342,5) = 36210 \text{ kg.}$$

Pour obtenir la charge de rupture nécessaire, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est : 0,85

$$C_r = \frac{36210}{0,85} = 42600 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $\{C_r = C_r(d'un cable).n.m$

Avec : m : type de moulage (2brins, 3brins, ...).

n : nombre des câble.

Pour un câble de d=12,22 mm et m=3 brins on à : Cr (1 câble)=8152kg.

$n \frac{C_r}{C_r(1\text{cable}). m} = \frac{42600}{8152.3} = 1,74 \rightarrow n=2$ câbles. Le nombre de câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

c. Le poids des câbles Mg

$$Mg = m \times n \times L$$

Avec : m : la masse linéaire du câble m=0,512 Kg/m

L : longueur du câble = 59,89m

n : nombre des câbles = 2.

$$Mg = 0,512 \times 2 \times 59,89 = 61,33 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + Mg = 675 + 2342,5 + 61,33 = 3078,8 \text{ kg}$$

d. Vérification de Cr:

$$Cr = Cr(1 \text{ câble}) \times m \times n = 8152 \times 3 \times 2 \times 0,85 = 41575,2 \text{ kg}$$

$$Cr = Cs \cdot M \rightarrow Cs = Cr/M = \underline{\underline{13,50 > 12}} \text{ C.V}$$

e. Calcul de la charge permanente total G:

Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

Le poids mort total ; $P_m = 2342,5 \text{ kg}$

Le poids des câbles Mg; $M_g = 61,33 \text{ kg}$

Masse du contre poids; $P_p = 2680 \text{ kg}$

- Charge totale permanente

$$G = P_m + P_p + \overline{P_{\text{treuil}}} + M_g$$

$$G = 2342,5 + 2680 + 1200 + 61,33$$

$$G = 6283,8 \text{ kg}$$

- Charge d'exploitation

$$Q = 675 \text{ kg}$$

- E.L.U

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 6283,8 + 1,5 \cdot 675) = 9495,63 \text{ kg.}$$

- E.L.S

$$Q_{ser} = G + Q = 6283,8 + 675 = 6958,8 \text{ kg.}$$

3.7.3. Vérification de la dalle au poinçonnement

a. Introduction

C'est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles d'étage courant ou terrasse ; et pour assurer la stabilité et la rigidité de cette dalle, le calcul se fait dans les deux sens longitudinale et transversale.

à cause de la force concentrée appliquée par des appuis de moteur ; il est nécessaire de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

La charge totale ultime : $q_u = 9495,63 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de la charge Q_u .

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = 23,7391 \text{ kN.}$$

$$q_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

La charge concentrée q_u est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

- *Épaisseur de la dalle h_0*

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2,16}{3,56} = 0,6 \Rightarrow 0,4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$$

$$\text{Donc la dalle est portante dans 2 sens : } h_0 = \frac{l_x}{40} \Rightarrow h_0 = \frac{2,16}{40} \Rightarrow h_0 \geq 0,05m$$

- Condition de l'E.N.A

L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $25cm$.

On prend : $h_0=25cm$.

- *Calcul μ_c*

$$U = a + h_0 + 1,5 \cdot h_r = 10 + 25 + 1,5 \cdot 5 = 42,5 \text{ cm} \quad \text{avec } h_r := 5 \text{ cm revêtement souples.}$$

$$V = b + h_0 + 1,5 \cdot h_r = 42,5 \text{ cm.}$$

$$\mu_c = 2 \cdot (U + V) = 170 \text{ cm.}$$

$$q_u \leq 0,045 \cdot 1,70 \cdot 0,25 \cdot \frac{25000}{1,5} = 318,75 \text{ kN}$$

$$23,7391 \text{ kN} \leq 318,75 \text{ kN} \dots \text{C.V.}$$

Donc la dalle résiste au poinçonnement.

3.7.4. Evaluation des moments dus aux charges

a. Evaluation des moments sous charge concentrée

En absence d'une fiche technique concernant les deux moteurs mécanique des deux ascenseurs, on a supposé que chaque moteur a une dimension de (130×120) cm 2 posée sur 4 appuis de 10 cm de chaque côté.

$$lx=2,16 \text{ m} ; ly=3,56 \text{ m.}$$

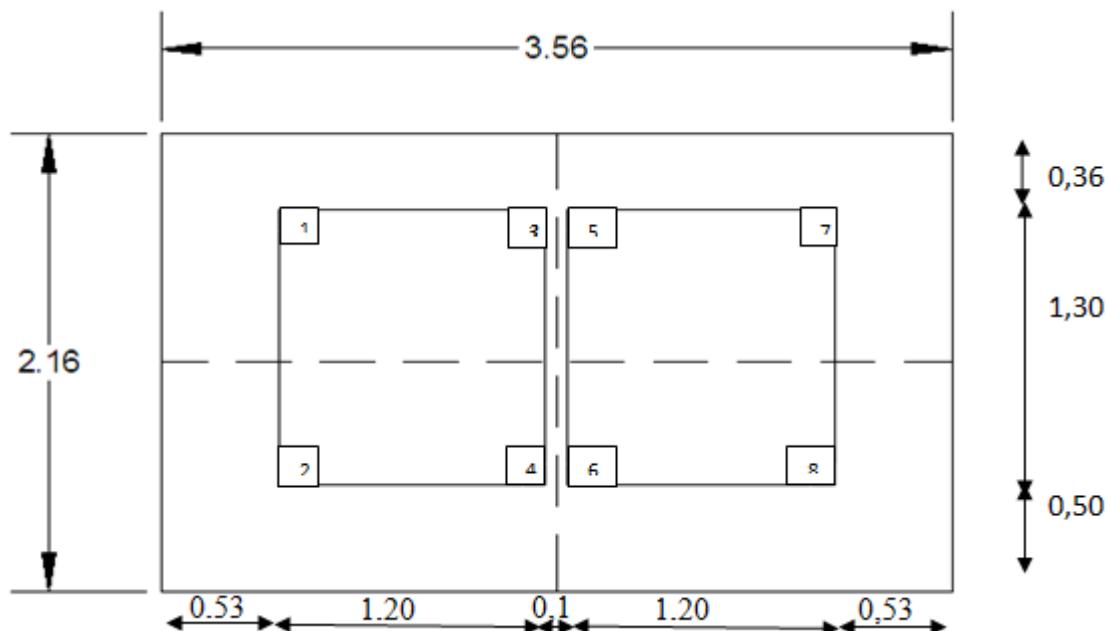


Figure 3.18 La surface des moteurs sur la dalle.

On utilise la méthode de POGEAUD.

Un exemple de calcul pour le rectangle 1

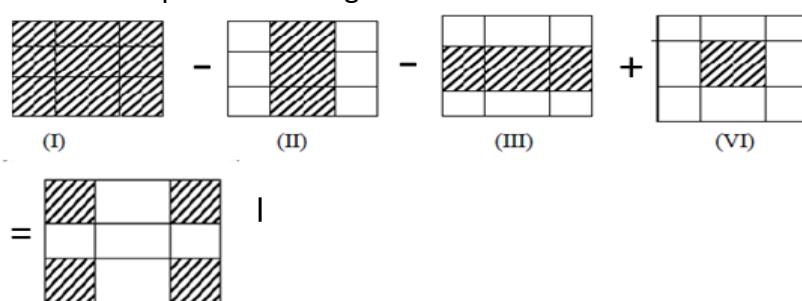


Figure 3.19 Un exemple de calcul pour le rectangle 1

$$\text{« I »} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} U = 1,44 \Rightarrow "U_0 = U + h_0 + 1,5 \cdot hr = 1,765 \text{m} \Rightarrow \frac{U_0}{l_x} = 0,82 \Rightarrow M_1 = 0,069 \\ V = 2,5 \Rightarrow V_0 = V + h_0 + 1,5 \cdot hr = 2,825 \text{m} \Rightarrow \frac{U_0}{l_x} = 0,79 \Rightarrow M_2 = 0,026 \end{array} \right\}$$

$$\text{« II »} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} U = 1,44 \Rightarrow "U_0 = U + h_0 + 1,5 \cdot hr = 1,765 \text{m} \Rightarrow \frac{U_0}{l_x} = 0,82 \Rightarrow M_1 = 0,071 \\ V = 2,3 \Rightarrow V_0 = V + h_0 + 1,5 \cdot hr = 2,625 \text{m} \Rightarrow \frac{U_0}{l_x} = 0,74 \Rightarrow M_2 = 0,029 \end{array} \right\}$$

$$\text{« III »} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} U = 1,24 \Rightarrow "U_0 = U + h_0 + 1,5 \cdot hr = 1,565 \text{m} \Rightarrow \frac{U_0}{l_x} = 0,72 \Rightarrow M_1 = 0,077 \\ V = 2,5 \Rightarrow V_0 = V + h_0 + 1,5 \cdot hr = 2,825 \text{m} \Rightarrow \frac{U_0}{l_x} = 0,79 \Rightarrow M_2 = 0,028 \end{array} \right\}$$

$$\text{« IV »} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} U = 1,24 \Rightarrow "U_0 = U + h_0 + 1,5 \cdot hr = 1,565 \text{m} \Rightarrow \frac{U_0}{l_x} = 0,72 \Rightarrow M_1 = 0,079 \\ V = 2,3 \Rightarrow V_0 = V + h_0 + 1,5 \cdot hr = 2,625 \text{m} \Rightarrow \frac{U_0}{l_x} = 0,74 \Rightarrow M_2 = 0,03 \end{array} \right\}$$

Avec $h_r = 0,05 \text{ cm}$; $h_0 = 0,25 \text{ m}$.

M_1 et M_2 à partir d'Abaque n°6 parce que $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,16}{3,56} = 0,6$.

- Moment suivant les deux directions a ELU et ELS

$$M_x = (M_1 + v \cdot M_2) \cdot P$$

$$M_y = (v \cdot M_1 + M_2) \cdot P$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P = \frac{q_0}{S} \cdot U \cdot V = \frac{23,7391}{0,1 \otimes 0,1} \cdot U \cdot V = 2373,91 \cdot U \cdot V \\ v = 0 \dots \text{ELU} \\ v = 0,2 \dots \text{ELS} \end{array} \right.$$

Les résultats des moments des tous les rectangles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 3.20 Moment des rectangles a ELU

		U (m)	V(m)	U ₀ /Ix	V ₀ /ly	M ₁ (kN.m)	M ₂ (kN.m)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)
1	I	1,44	2,5	0,82	0,79	0,069	0,026	589,68	222,2
	II	1,44	2,3	0,82	0,74	0,071	0,028	558,23	220,15
	III	1,24	2,5	0,72	0,79	0,077	0,028	566,65	206,06
	IV	1,24	2,3	0,72	0,74	0,079	0,03	534,86	203,11
2	I	1,16	2,5	0,69	0,79	0,078	0,028	536,98	192,76
	II	1,16	2,3	0,69	0,74	0,081	0,031	513,02	196,34
	III	0,96	2,5	0,59	0,79	0,085	0,03	484,28	170,92
	IV	0,96	2,3	0,59	0,74	0,089	0,033	466,5	172,97
3	I	1,44	0,3	0,82	0,18	0,099	0,082	101,53	84,09
	II	1,44	0,1	0,82	0,12	0,1	0,091	34,18	31,11
	III	1,24	0,3	0,72	0,18	0,11	0,089	97,14	78,6
	IV	1,24	0,1	0,72	0,12	0,112	0,102	32,97	30,03
4	I	1,16	0,3	0,69	0,18	0,113	0,089	93,35	73,52
	II	1,16	0,1	0,69	0,12	0,115	0,104	31,67	28,64
	III	0,96	0,3	0,59	0,18	0,125	0,099	85,46	67,68
	IV	0,96	0,1	0,59	0,12	0,128	0,111	29,17	25,3
5	I	1,44	0,3	0,82	0,18	0,099	0,082	101,53	84,09
	II	1,44	0,1	0,82	0,12	0,1	0,091	34,18	31,11
	III	1,24	0,3	0,72	0,18	0,11	0,089	97,14	78,6
	IV	1,24	0,1	0,72	0,12	0,112	0,102	32,97	30,03
6	I	1,16	0,3	0,69	0,18	0,113	0,089	93,35	73,52
	II	1,16	0,1	0,69	0,12	0,115	0,104	31,67	28,64
	III	0,96	0,3	0,59	0,18	0,125	0,099	85,46	67,68
	IV	0,96	0,1	0,59	0,12	0,128	0,111	29,17	25,3
7	I	1,44	2,5	0,82	0,79	0,069	0,026	589,68	222,2
	II	1,44	2,3	0,82	0,74	0,071	0,028	558,23	220,15
	III	1,24	2,5	0,72	0,79	0,077	0,028	566,65	206,06
	IV	1,24	2,3	0,72	0,74	0,079	0,03	534,86	203,11
8	I	1,16	2,5	0,69	0,79	0,078	0,028	536,98	192,76
	II	1,16	2,3	0,69	0,74	0,081	0,031	513,02	196,34
	III	0,96	2,5	0,59	0,79	0,085	0,03	484,28	170,92
	IV	0,96	2,3	0,59	0,74	0,089	0,033	466,5	172,97

$$Mx_{1,2,3,4,5,6,7,8} = (Mx_I - Mx_{II} - Mx_{III} + Mx_{IV})_{1,2,3,4,5,6,7,8}.$$

- Moment due à la charge concentrée

$$M_x = \frac{M_{x1} + M_{x2} + M_{x3} + M_{x4} + M_{x5} + M_{x6} + M_{x7} + M_{x8}}{8} = 3,601 \text{ kN.m}$$

$M_y = 1,123 \text{ kN.m.}$

Tableau 3.21 Moment des rectangles a ELS

		U(m)	V(m)	U_0/I_x	V_0/I_y	$M_1(\text{kN.m})$	$M_2(\text{kN.m})$	$M_x(\text{kN.m})$	$M_y(\text{kN.m})$
1	I	1,44	2,5	0,82	0,79	0,069	0,026	634,12	340,13
	II	1,44	2,3	0,82	0,74	0,071	0,028	602,26	331,79
	III	1,24	2,5	0,72	0,79	0,077	0,028	607,86	319,39
	IV	1,24	2,3	0,72	0,74	0,079	0,03	575,48	310,08
2	I	1,16	2,5	0,69	0,79	0,078	0,028	575,53	300,16
	II	1,16	2,3	0,69	0,74	0,081	0,031	552,29	298,95
	III	0,96	2,5	0,59	0,79	0,085	0,03	518,46	267,78
	IV	0,96	2,3	0,59	0,74	0,089	0,033	501,1	266,27
3	I	1,44	0,3	0,82	0,18	0,099	0,082	118,35	104,4
	II	1,44	0,1	0,82	0,12	0,1	0,091	40,41	37,94
	III	1,24	0,3	0,72	0,18	0,11	0,089	112,86	98,02
	IV	1,24	0,1	0,72	0,12	0,112	0,102	38,97	36,62
4	I	1,16	0,3	0,69	0,18	0,113	0,089	108,06	92,2
	II	1,16	0,1	0,69	0,12	0,115	0,104	37,4	34,97
	III	0,96	0,3	0,59	0,18	0,125	0,099	99	84,78
	IV	0,96	0,1	0,59	0,12	0,128	0,111	34,23	31,13
5	I	1,44	0,3	0,82	0,18	0,099	0,082	118,35	104,4
	II	1,44	0,1	0,82	0,12	0,1	0,091	40,41	37,94
	III	1,24	0,3	0,72	0,18	0,11	0,089	112,86	98,02
	IV	1,24	0,1	0,72	0,12	0,112	0,102	38,97	36,62
6	I	1,16	0,3	0,69	0,18	0,113	0,089	108,06	92,2
	II	1,16	0,1	0,69	0,12	0,115	0,104	37,4	34,97
	III	0,96	0,3	0,59	0,18	0,125	0,099	99	84,78
	IV	0,96	0,1	0,59	0,12	0,128	0,111	34,23	31,13
7	I	1,44	2,5	0,82	0,79	0,069	0,026	634,12	340,13
	II	1,44	2,3	0,82	0,74	0,071	0,028	602,26	331,79
	III	1,24	2,5	0,72	0,79	0,077	0,028	607,86	319,39
	IV	1,24	2,3	0,72	0,74	0,079	0,03	575,48	310,08
8	I	1,16	2,5	0,69	0,79	0,078	0,028	575,53	300,16
	II	1,16	2,3	0,69	0,74	0,081	0,031	552,29	298,95
	III	0,96	2,5	0,59	0,79	0,085	0,03	518,46	267,78
	IV	0,96	2,3	0,59	0,74	0,089	0,033	501,1	266,27

$$M_{x1,2,3,4,5,6,7,8} = (M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4})_{1,2,3,4,5,6,7,8}.$$

- Moment due à la charge concentrée

$$M_x = \frac{M_{x1} + M_{x2} + M_{x3} + M_{x4} + M_{x5} + M_{x6} + M_{x7} + M_{x8}}{8} = 3,826 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 1,843 \text{ kN.m.}$$

- Evaluation des moments sous charge reparties du poids propres

$$h_0 = 0,25 \text{ m.}$$

$$\text{Poids propres : } G = 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ kN/m.}$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q = 1 \text{ kN/m.}$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,938 \text{ kN/m.}$$

$$Q_s = G + Q = 7,25 \text{ kN/m.}$$

- Sollicitations

$$0,4 \leq \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,6 \leq 1 \dots \text{La dalle portant dans les deux sens.}$$

La méthode de BAEL

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,16}{3,56} = 0,6. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{array} \right.$$

- ELU

$$\begin{array}{ll} \mu_x = 0,0822 & \left\{ \begin{array}{l} M_x = 3,81 \text{ kN.m} \\ M_y = 1,123 \text{ N.m} \end{array} \right. \\ \mu_y = 0,2948 & \end{array}$$

- ELS

$$\begin{array}{ll} \mu_x = 0,0870 & \left\{ \begin{array}{l} M_x = 2,943 \text{ kN.m} \\ M_y = 1,375 \text{ kN.m.} \end{array} \right. \\ \mu_y = 0,4672 & \end{array}$$

- Les moments appliqués sur la dalle

- ELU

$$M_x = 3,601 + 3,81 = 7,411 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 1,123 + 1,123 = 2,246 \text{ kN.m}$$

- ELS

$$M_x = 3,826 + 2,943 = 6,769 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 1,843 + 1,375 = 3,218 \text{ kN.m}$$

d. Moment retenus

- ELU
- En travée

$$M_{tx}=0,85 \cdot M_x = 6,299 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=1,909 \text{ kN.m}$$

- En appuis

$$M_{ax}=0,3 \cdot M_x = 2,223 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ay}=0,3M_y=0,674 \text{ kN.m.}$$

3.7.5. Calcul de ferraillage

Le calcul de ferraillage se fait pour une bonde de 1m de largeur.

$$b=1\text{m} ; h_0=0,25\text{m} ; d=0,9 \cdot h_0=0,225\text{m} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{bc}=14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st}=348\text{MPa}.$$

Fissuration préjudiciable.

a. En travée

$$M_{tx} = 6,299 \text{ kN.m.}$$

Le moment réduit

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,299 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,225^2 \cdot 14,17} = 0,0088 < 0,392$$

$\mu_u < \mu_R \rightarrow$ Section a simple armature

Position relative de fibre neutre \propto :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,011$$

Bras de levier Z :

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,224$$

Section théorique d'armature A_{st}

$$A_{st} \geq \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} \geq \frac{6,299 \cdot 10^{-3}}{0,224 \cdot 348} = 0,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,8 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \quad \text{avec } (f_{t28}=2,1 \text{ MPa} ; f_e=400 \text{ MPa})$$

$$A_{st} \geq \max(2,5; 2,71)$$

$$0,8 \text{ cm}^2 \geq 2,71 \text{ cm}^2 \dots \text{C.N.V.}$$

Le choix est de : $A_{st} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

Tableau 3.22 Récapitulatif du ferraillage dalle d'ascenseur

		M _u (kN.m)	μ	α	Z	As calculé (cm ²)	As min (cm ²)	As choisie
Travée	Sens Lx	6,299	0,0088	0,0110	0,224	0,8	2,71	4T12
	Sens Ly	1,909	0,0027	0,0033	0,225	0,24	2,71	4T12
Appuis	Sens Lx	2,223	0,0031	0,0039	0,225	0,28	2,71	4T12
	Sens Ly	0,674	0,00094	0,0012	0,225	0,86	2,71	4T12

Espacement :

$$Es = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

3.7.6. Vérification à ELS

- ELS
- En travée

$$M_{tx}=0,85.M_x=5,754 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=2,735 \text{ kN.m.}$$

- En appuis

$$M_{ax}=0,3.M_x=2,031 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ay}=0,3M_y=0,965 \text{ kN.m.}$$

Puisque la fissuration peu nuisibles et l'acier utiliser est FeE400; on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

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

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

Avec $\gamma = \frac{Mu}{Ms}$

Tableau 3.23 Vérification des conditions à ELS

		M _u (kN.m)	M _s (kN.m)	γ	α'	α	Condition α < α'
Travée	Sens Lx	6,299	5,754	1,095	0,2975	0,0110	C.V
	Sens Ly	1,909	2,735	0,699	0,0995	0,0033	C.V
Appuis	Sens Lx	2,223	2,031	1,095	0,2975	0,0039	C.V
	Sens Ly	0,674	0,965	0,699	0,0995	0,0012	C.V

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

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

$$\sigma_{st} = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferraillage à ELU convient à ELS.

Remarque :

L'étude des éléments secondaires est la même pour les deux solutions; donc on garde le même ferraillage pour les deux variantes.

CHAPITRE 4

ÉTUDE DYNAMIQUE

4. ÉTUDE DYNAMIQUE

4.1. Introduction

Un séisme ou tremblement de terre est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Pendant le tremblement de terre, le mouvement de terrain se produit au hasard dans tous les sens rayonnant d'un point dans la croûte terrestre, appelée l'épicentre. Il cause des vibrations des structures et induit des forces d'inertie sur elles.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

4.2. Objectif de l'étude dynamique

L'étude dynamique d'une structure consiste à déterminer les caractéristiques propres de chaque structure sous une action sismique, en revanche il est très difficile d'étudier les vibrations des deux structures c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes afin de pouvoir faire une analyse.

4.3. Modélisation de la structure étudiée

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (DDL) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

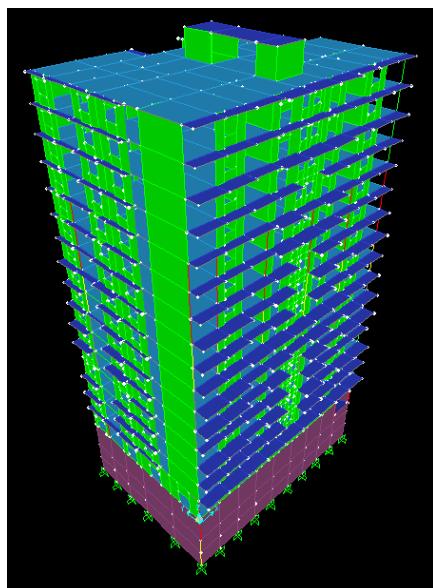


Figure 4.2 Modélisation première solution

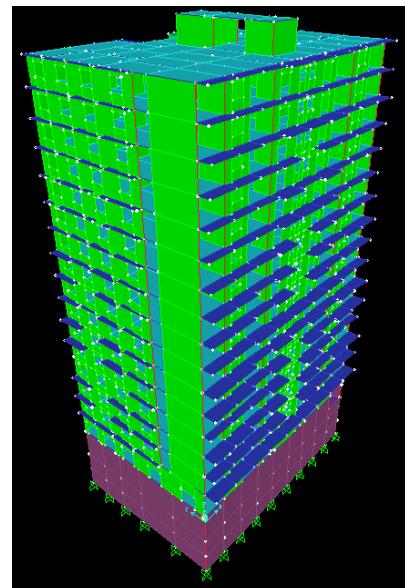


Figure 4.1 Modélisation deuxième solution

4.4. Méthodes de calculs

Selon le R.P.A 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.

4.5. Choix de la méthode de calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (R.P.A99 version 2003), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

On va utiliser les deux méthodes afin de pouvoir comparer les résultats de chaque méthode pour chaque structure.

4.6. Analyse du modèle « Solution 1 »

Notre 1^{er} solution c'est une structure contreventée par une ossature mixte portique - voile. Le choix de la position des voiles doit satisfaire un certain nombre de condition :

- Satisfaire 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.

4.6.1. Méthode statique équivalente

4.6.1.1. Détermination des coefficients

La formule de la force sismique totale à la base est donnée par le RPA99 V2003 :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$$\beta = 0.2$$

Avec β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 V2003.

a) Coefficient d'accélération de zone (A) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage (1B)} \\ \text{Zone I} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.12 \quad (\text{Tableau (4-1) R.P.A.99})$$

b) Coefficient de comportement (R) :

La valeur de R est donnée par (Tableau (4-1) R.P.A.99V2003) en fonction du système de contreventement. Notre structure a un système de contreventement en portique avec des murs voiles, ce qui implique selon le R.P.A 99/V.2003 que le coefficient de comportement sera : R=5



c) Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{array} \right.$$

η : facteur d'amortissement.

T : période fondamentale.

T_2 : Période caractéristique, associée à ma catégorie de site

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.8819$$

Site 3 (site meuble) : $T_2 = 0,5 \text{ s}$

- Estimation empirique de la période fondamentale

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du R.P.A.99V2003

T : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4-6 du R.P.A.99/V2003.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- Dans le sens X :

$H_N = 53,6 \text{ m}$

$D_x = 31,85 \text{ m}$

$C_T = 0.05$

$T_x = \min(0,99 ; 0,85)$

$T = 0,85 \text{ sec}$

On a: $T_2 (S3) = 0,5 \text{ s}$

$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$

$$D = D = 2,5\eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{Donc : } D_x = 1,55 \text{ s}$$

- Dans le sens Y :

$$H_N = 53.6 \text{ m}$$

$$D_Y = 22,30 \text{ m}$$

$$C_T = 0.05$$

$$T_y = \min(0, 99 ; 1,02)$$

$$T_y = 0, 99 \text{ sec}$$

$$\text{On a: } T_2 (\text{S3}) = 0,5 \text{ s}$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$D = D = 2,5\eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{Donc : } D_Y = 1,40 \text{ s}$$

d) Facteur qualité (Q) :

$$Q = 1 + \sum P_q \quad P_q: \text{valeur de pénalité}$$

Tableau 4.1 Valeurs des pénalités P_q

	Q	
	SENS X	SENSS-Y
Condition minimale des files porteuses	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

En considérant que notre structure a une importance très élevée, on suppose que les matériaux utilisés sont contrôlés, et il est très probable qu'il doit y avoir un contrôle de la qualité de l'exécution des travaux.

$$Q_x = Q_y = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 = 1.2.$$

4.6.1.2. Poids total de la structure (W)

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel SAP2000 :

Tableau 4.2 Poids des différents niveaux

Niveau	poids (t)	Niveau	poids (t)
Sous sol «3»	1095.100	7	825.120
Sous sol «2»	1184.620	8	827.790
Sous sol «1»	1032.750	9	804.010
RDC	957.660	10	804.090
1	865.050	11	795.960
2	870.440	12	802.190
3	829.750	13	818.280
4	786.900	14	818.290
5	860.210	15	698.440
6	846.350	Buanderie	90.560

- Le poids total de la structure : $W = \sum W_i = 16613.56$ tonne.

4.6.1.3. Détermination de l'effort tranchant

$$V_x = 6180.24 \text{ KN}$$

$$V_y = 5582.16 \text{ KN}$$

4.6.1.4. Détermination de la force sismique de chaque niveau

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (4-11 du R.P.A 99 V2003) :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W \cdot h_i}{\sum_1^n W_j \cdot h_j}$$

Avec F_t est la force concentrée au sommet de la structure, $F_t = 0.07 \times V_x T$

Tableau 4.3 Les forces sismiques de chaque niveau (pour R=5)

Niveau	force Fx (kN)	force Fy (kN)
Sous sol «3»	32.17	29.69
Sous sol «2»	69.60	64.24
Sous sol «1»	106.98	98.73
RDC	136.19	125.70
1	149.93	138.37
2	177.94	164.23
3	195.43	180.37
4	209.81	193.65
5	256.12	236.38
6	278.32	256.87
7	297.00	274.12
8	323.71	298.77
9	339.42	313.27
10	364.47	336.38
11	385.54	355.83
12	413.51	381.65
13	447.26	412.79
14	472.72	436.29
15	425.21	392.44
Buanderie	445.93	455.61

4.6.1.5. Vérification du coefficient de comportement R

D'après (l'article 4.a de R.P.A.99V2003) : pour un système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé R=5, il faut que les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques, ces derniers doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Les différentes sollicitations sont obtenues par le logiciel SAP2000.

Pour les sollicitations horizontales on a :

$$V_{\text{globale}XX} = 5012,389 \text{ kN}$$

$$V_{\text{globale}YY} = 4536,985 \text{ kN}$$

$$V_{\text{globale}} = 9549.37 \text{ kN}$$

$$V_{\text{voile}XX} = 3545.45 \text{ kN}$$

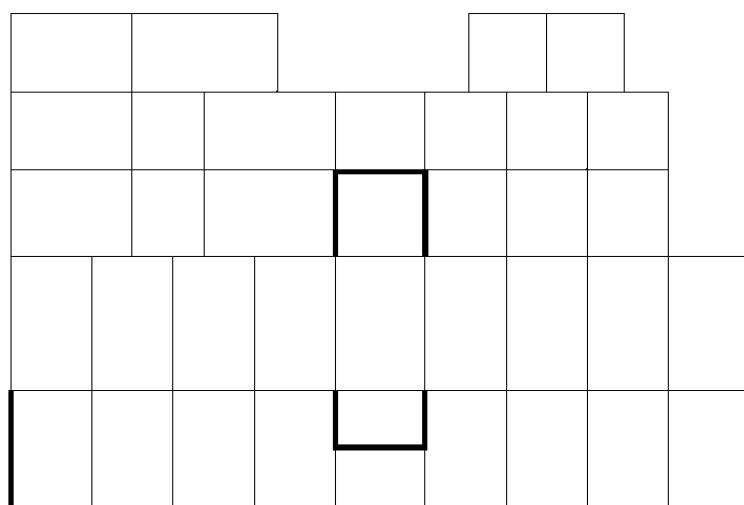
$$V_{\text{voile}YY} = 3668.75 \text{ kN}$$

$$V_{\text{voile}} = 7214.2 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{\text{voile}}}{V_{\text{global}}} = \underline{\underline{75\% \leq 75\%}} \text{ CV}$$

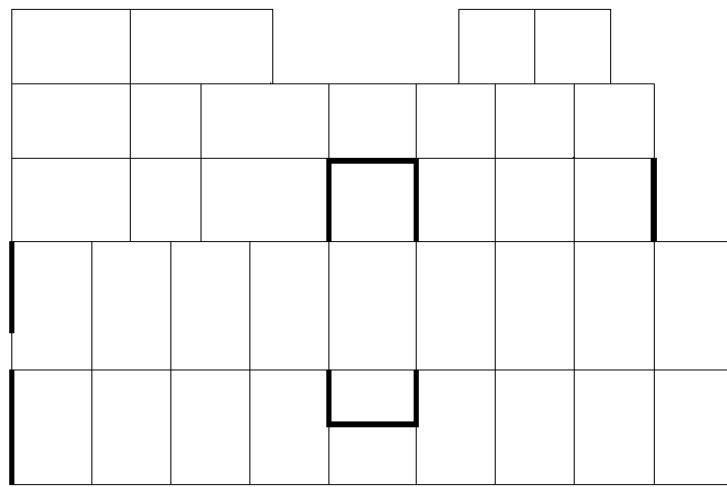
4.6.2. Méthode d'analyse spectrale modale

Plusieurs variantes ont été étudiées, parmi ces variantes on présente les 3 cas où le changement est important.



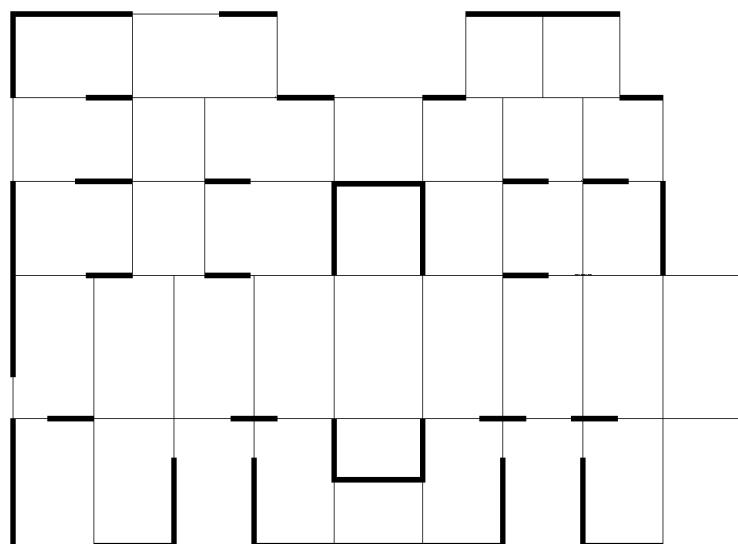
T=1,78s

Figure 4.3 Première disposition des voiles



T=1,75s

Figure 4.4 Deuxième disposition des voiles



T=1,17s

Figure 4.5 Troisième disposition des voiles

Le cas retenu est pour la période la plus faible (1.17sec)

4.6.2.1 période et participation massique

Tableau 4.4 Périodes et pourcentage de participation massique

Mode	Sec	participation massique U_x	participation massique U_y	Type
1	1,177685	0,1%	56%	Translation
2	1,023471	59%	0,2%	Translation
3	0,812045	1,7%	1,5%	Rotation
4	0,312724	0,1%	15%	-
5	0,299391	12%	0,1%	-
6	0,231065	0,7%	0,1%	-
7	0,151189	0,5%	0,2%	-
8	0,148536	0,1%	0,7%	-
9	0,123677	0%	0%	-
10	0,120426	0%	0%	-
11	0,115074	0,8%	0%	-
12	0,11362	0,1%	0%	-

Le nombre de mode de vibration à considérer pour la première variante c est le 19^{ème} mode.

4.6.2.2 Spectre de réponse

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

T : Période fondamentale de la structure

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (S3)

S_a : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

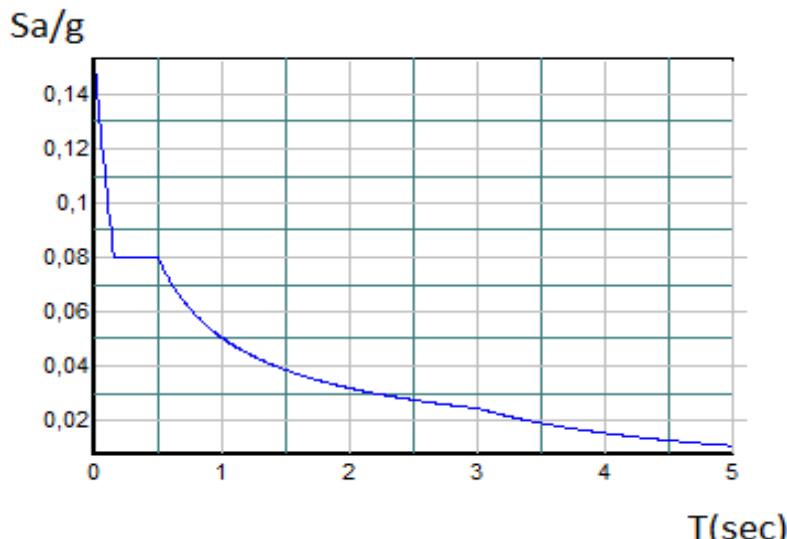


Figure 4.6 La courbe de spectre de réponse

4.6.2.3 Résultante des forces sismiques de calcul

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 80\% V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V_s/V_t$.

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Tableau 4.5 Comparaison entre l'effort statique et dynamique

	V statique(KN)		V dynamique(KN)	
	Vx	Vy	Vx	Vy
L'effort tranchant à la base	6180.24	5582.16	6511.84	6181,26

Selon X :

$$V \text{ dynamique} = 6511.84 \text{ KN} > 80\% V \text{ statique} = 0.8 \times 6180.24 = 4944.19 \text{ KN}$$

Selon Y :

$$V \text{ dynamique} = 6181,26 \text{ KN} > 80\% V \text{ statique} = 0.8 \times 5582.16 = 4465.73 \text{ KN}$$

D'après les résultats précédents on remarque que la condition :

« $V \text{ dynamique} > 80\% V \text{ statique}$ » est vérifiée.

4.6.2.4 Analyse des déplacements

L'une des vérifications préconisée par le PRA99 Version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages.

En effet, selon l'article 5.10 :

$$\Delta_{kx} \leq \bar{\Delta}_k \quad \text{et} \quad \Delta_{ky} \leq \bar{\Delta}_k$$

$$\bar{\Delta}_k = 1\% \cdot h$$

$$\Delta_{kx} = \delta_x^k - \delta_x^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ky} = \delta_y^k - \delta_y^{k-1}$$

$$\delta_x^k = \delta_{ex}^k \times R \quad \text{et} \quad \delta_y^k = \delta_{ey}^k \times R$$

Avec :

δ_{ex}^k : Déplacement absolu selon x (a partir du SAP 200).

δ_{ey}^k : Déplacement absolu selon y (a partir du SAP 200).

Δ_{kx} : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x.

Δ_{ky} : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens y.

$\bar{\Delta}_k$: Déplacement relatif admissible.

Dans notre cas $\bar{\Delta}_k = 306 \times 0,01 = 3,06$ cm.

R=5

R : coefficient de comportement.

Tableau 4.6 Déplacement absolu et relatif de la variante 1.

	δ_{ex}^k (cm)	δ_{ey}^k (cm)	R	δ_x^k (cm)	δ_y^k (cm)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Obs
RDC	0,16	0,16	5	0,8	0,8	0,8	0,8	3,06	C.V
1 ^{ier} étage	0,26	0,26	5	1,3	1,3	0,5	0,5	3,06	C.V
2 ^{ème} étages	0,38	0,37	5	1,9	1,85	0,6	0,55	3,06	C.V
3 ^{ème} étages	0,51	0,53	5	2,55	2,65	0,65	0,8	3,06	C.V
4 ^{ème} étages	0,65	0,72	5	3,25	3,6	0,7	0,95	3,06	C.V
5 ^{ème} étages	0,79	0,92	5	3,95	4,6	0,7	1	3,06	C.V
6 ^{ème} étages	0,93	1,13	5	4,65	5,65	0,7	1,05	3,06	C.V
7 ^{ème} étages	1,08	1,35	5	5,4	6,75	0,75	1,1	3,06	C.V
8 ^{ème} étages	1,22	1,58	5	6,1	7,9	0,7	1,15	3,06	C.V
9 ^{ème} étages	1,36	1,8	5	6,8	9	0,7	1,1	3,06	C.V
10 ^{ème} étages	1,49	2,03	5	7,45	10,15	0,65	1,15	3,06	C.V
11 ^{ème} étages	1,62	2,25	5	8,1	11,25	0,65	1,1	3,06	C.V
12 ^{ème} étages	1,74	2,46	5	8,7	12,3	0,6	1,05	3,06	C.V
13 ^{ème} étages	1,85	2,67	5	9,25	13,35	0,55	1,05	3,06	C.V
14 ^{ème} étages	1,96	2,87	5	9,8	14,35	0,55	1	3,06	C.V
15 ^{ème} étages	2,06	3,07	5	10,3	15,35	0,5	1	3,06	C.V
16 ^{ème} étages	2,08	2,59	5	10,4	12,95	0,1	2,4	3,06	C.V

D'après le tableau, on constate que la condition sur le déplacement inter est vérifiée.

4.6.2.5 Justification de la largeur des joints sismiques

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante du RPA99 V2003 :

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40 \text{ mm.}$$

Dans notre cas la longueur de bâtiment est de 31,85 m d'où on doit mettre un joint au milieu de bâtiment avec $d_{min}=8 \text{ cm}$.

4.7. Analyse du modèle « Solution 2 »

Notre 2^{ème} solution c'est une structure constituée par des voiles porteurs uniquement.

4.7.1. Méthode statique équivalente

4.7.1.1. Détermination des coefficients

La formule de la force sismique totale à la base est donnée par le RPA99 V2003 :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$$\beta = 0.2$$

Avec β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 V2003.

a) Coefficient d'accélération de zone (A) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage (1B)} \\ \text{Zone I} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.12 \quad (\text{Tableau (4-1) RPA99})$$

b) Coefficient de comportement (R) :

La valeur de R est donnée par (Tableau (4.3) RPA99V2003) en fonction du système de contreventement. Notre structure a un système de contreventement avec des voiles porteurs uniquement, ce qui implique selon le R.P.A 99/V.2003 que le coefficient de comportement sera : $R=3.5$

c) Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.7638$$

Site 3 (site meuble) : $T_2 = 0,5 \text{ s}$

- Estimation empirique de la période fondamentale
- Dans le sens X :

$$H_N = 53.6 \text{ m}$$

$$D_x = 31,85 \text{ m}$$

$$C_T = 0.05$$

$$T_x = \min(0.99; 0.85)$$

$$T = 0.85 \text{ sec}$$

$$\text{On a: } T_2 (S3) = 0.5 \text{ s}$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$D = D = 2.5\eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{Donc : } D_x = 1.34 \text{ s}$$

- Dans le sens Y :

$$H_N = 53.6 \text{ m}$$

$$D_y = 22.30 \text{ m}$$

$$C_T = 0.05$$

$$T_y = \min(0.99; 1.02)$$

$$T_y = 0.99 \text{ sec}$$

$$\text{On a: } T_2 (S3) = 0.5 \text{ s}$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$D = D = 2.5\eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{Donc : } D_y = 1.21 \text{ s}$$

d) Facteur qualité (Q) :

$$Q = 1 + \sum P_q \quad P_q : \text{valeur de pénalité}$$

Tableau 4.7 Valeurs des pénalités P_q

	Q	
	SENS X	SENSS-Y
Condition minimale des files porteuses	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

En considérant que notre structure a une importance très élevée, on suppose que les matériaux utilisés sont contrôlés, et il est très probable qu'il doit y avoir un contrôle de la qualité de l'exécution des travaux.

$$Q_x = Q_y = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 = 1.2$$

4.7.1.2. Poids total de la structure (W)

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel SAP2000 :

Tableau 4.8 Poids des différents niveaux

Niveau	poids (t)	Niveau	poids (t)
Sous sol «3»	1037.000	7	832.470
Sous sol «2»	1142.080	8	839.100
Sous sol «1»	958.110	9	831.880
RDC	902.500	10	832.900
1	833.640	11	831.430
2	837.000	12	834.760
3	817.560	13	848.120
4	825.160	14	834.280
5	846.970	15	688.180
6	843.920	Buanderie	56.750

- Le poids total de la structure : $W = \sum W_i = 16473.81$ tonne.

4.7.1.3. Détermination de l'effort tranchant

$$V_x = 7568.54 \text{ kN}$$

$$V_y = 6834.28 \text{ kN}$$

4.7.1.4. Détermination de la force sismique de chaque niveau

Tableau 4.9 Les forces sismiques de chaque niveau (pour R=5)

Niveau	force Fx (kN)	force Fy (kN)
Sous sol «3»	42.53	39.13
Sous sol «2»	118.30	108.86
Sous sol «1»	15091	138.86
RDC	181.34	166.86
1	203.70	187.44
2	240.86	221.64
3	270.77	249.16
4	309.12	284.44
5	354.06	325.80
6	389.43	358.35
7	420.29	386.75
8	460.08	423.35
9	492.24	452.95
10	529.01	486.78

11	564.18	519.14
12	602.68	554.58
13	649.15	597.34
14	674.79	620.93
15	586.50	539.69
Buanderie	600.10	616.82

4.7.1.5. Vérification du coefficient de comportement R

D'après (l'article 2 de RPA99V2003) : pour un système Voiles porteurs R=3.5, il faut que les voiles reprennent 100% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. Les différentes sollicitations sont obtenues par le logiciel SAP2000.

- **Charges vertical**

$$\begin{cases} P_{global} = 97017.67 \text{ kN} \\ P_{voiles} = 96556.61 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \frac{P_{voiles}}{P_{global}} = 99.52\%$$

- **Charges horizontale**

$$V_{globaleXX} = 7129.6 \text{ kN}$$

$$V_{globaleYY} = 6575.1 \text{ kN}$$

$$V_{globale} = 13704.7 \text{ kN}$$

$$V_{voileXX} = 7120.2 \text{ kN}$$

$$V_{voileYY} = 6535.01 \text{ kN}$$

$$V_{voile} = 13655.21 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{voile}}{V_{globale}} = 99.64\% \text{ -----cv}$$

4.7.2. Méthode d'analyse spectrale modale

Plusieurs variantes ont été étudiées, parmi ces variantes on présente le cas où la période retenue est la plus faible.

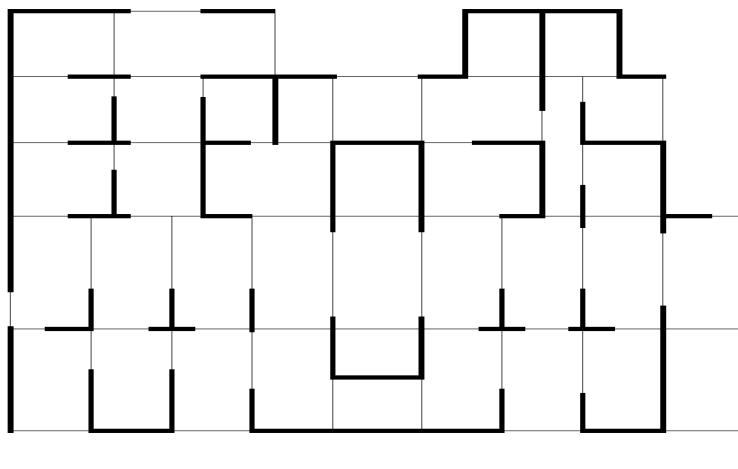


Figure 4.7 Deuxième disposition des voiles

4.7.2.1. Période et participation massique

Tableau 4.10 Périodes et pourcentage de participation massique

Mode	Période	participation massique U_x	participation massique U_y	Type
1	1,373686	58.42%	0.26%	Translation
2	1,143723	0.39%	58.60%	Translation
3	0,814999	0.85%	0,88%	Rotation
4	0,335423	14.10%	0,27%	-
5	0,26624	0.67%	15.19%	-
6	0,195192	0.48%	2.16%	-
7	0,169119	0%	0%	-
8	0,153435	0%	0%	-
9	0,152859	4.77%	0,13%	-
10	0,101999	10.02%	0.2%	-
11	0,103826	0%	12.05%	-
12	0,118188	0%	0%	-

Le nombre de mode de vibration à considérer pour la 2^{ème} variante c'est le 24^{ème} mode.

4.7.2.2. Résultante des forces sismiques de calcul

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Tableau 4.11 Comparaison entre l'effort statique et dynamique

L'effort tranchant à la base	V statique(KN)		V dynamique(KN)	
	Vx	Vy	Vx	Vy
	7568.54	6834.28	6344.77	7149.98

Selon X :

$$V \text{ dynamique} = 6344.77 \text{kN} > 80\% V \text{ statique} = 0.8 \times 7568.54 = 4944.19 \text{ KN}$$

Selon Y :

$$V \text{ dynamique} = 7149.98 \text{kN} > 80\% V \text{ statique} = 0.8 \times 6834.28 = 4465.73 \text{ KN}$$

D'après les résultats précédents on remarque que la condition :

« V dynamique > 80% V statique » est vérifiée.

4.7.2.3. Analyse des déplacements

Tableau 4.12 Déplacement absolu et relatif de la variante 1.

	δ_{ex}^k (cm)	δ_{ey}^k (cm)	R	δ_x^k (cm)	δ_y^k (cm)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Obs
RDC	0,29	0,26	3,5	1,015	0,91	1,015	0,91	3,06	C.V
1 ^{ier} étage	0,52	0,44	3,5	1,82	1,54	0,805	0,63	3,06	C.V
2 ^{ème} étages	0,8	0,65	3,5	2,8	2,275	0,98	0,735	3,06	C.V
3 ^{ème} étages	1,12	0,88	3,5	3,92	3,08	1,12	0,805	3,06	C.V
4 ^{ème} étages	1,47	1,14	3,5	5,145	3,99	1,225	0,91	3,06	C.V
5 ^{ème} étages	1,84	1,4	3,5	6,44	4,9	1,295	0,91	3,06	C.V
6 ^{ème} étages	2,21	1,66	3,5	7,735	5,81	1,295	0,91	3,06	C.V
7 ^{ème} étages	2,59	1,93	3,5	9,065	6,755	1,33	0,945	3,06	C.V
8 ^{ème} étages	2,96	2,21	3,5	10,36	7,735	1,295	0,98	3,06	C.V
9 ^{ème} étages	3,34	2,47	3,5	11,69	8,645	1,33	0,91	3,06	C.V
10 ^{ème} étages	3,71	2,73	3,5	12,985	9,555	1,295	0,91	3,06	C.V
11 ^{ème} étages	4,06	2,99	3,5	14,21	10,465	1,225	0,91	3,06	C.V
12 ^{ème} étages	4,39	3,25	3,5	15,365	11,375	1,155	0,91	3,06	C.V
13 ^{ème} étages	4,74	3,49	3,5	16,59	12,215	1,225	0,84	3,06	C.V
14 ^{ème} étages	5,05	3,73	3,5	17,675	13,055	1,085	0,84	3,06	C.V
15 ^{ème} étages	5,37	3,97	3,5	18,795	13,895	1,12	0,84	3,06	C.V
16 ^{ème} étages	5,54	3,93	3,5	19,39	13,755	0,595	-0,14	3,06	C.V

D'après le tableau, on constate que la condition sur le déplacement inter est vérifiée.

4.7.2.4. Justification de la largeur des joints sismiques

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante du RPA99 V2003 :

$$d_{min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}.$$

Dans notre cas la longueur de bâtiment est de 31,85 m d'où on doit mettre un joint au milieu de bâtiment avec $d_{min}=12 \text{ cm}$.

CHAPITRE 5

ÉTUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5. ÉTUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5.1. Introduction « SOLUTION N°1 »

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui 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 vers les fondations, et soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M_f » dans les deux sens longitudinal et transversal.

5.2.1. Combinaisons des charges

« 1^{er} genre BAEL91 » Combinaisons fondamentales :

$$1,35 \times G + 1,5Q \dots \text{ELU.}$$

$$G + Q \dots \text{ELS.}$$

« 2^{eme} genre RPA99.V2003 » Combinaisons accidentelles :

$$0,8 \times G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

5.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales

Il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99 v2003 avant de calculer le ferraillage, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \dots \text{RPA99 v2003.}$$

Avec:

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : L'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La vérification des poteaux sous sollicitations normales est faite par la combinaison sismique (G+Q+Ex) est représentée dans le tableau suivant :

Tableau 5.1. La vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique.

Poteaux	N _d (kN)	Section (cm ²)	f _{c28}	v ≤ 0,3	Observation
P1	1575,41	60x60	25	0,18	C.V
P2	2482,40	55x55	25	0,33	C.V
P3	1269,40	50x50	25	0,2	C.V
P4	789,82	45x45	25	0,16	C.V
P5	568,51	40x40	25	0,14	C.V
P6	412,85	35x35	25	0,13	C.V
P7	224,99	30x30	25	0,1	C.V

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 :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}.$$

Avec : τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_u = \frac{V}{b.d}$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots \text{RPA 99V2003.}$$

Avec : $\rho_d = 0,075 \Rightarrow \lambda_g \geq 5$.

$$\rho_d = 0,04 \Rightarrow \lambda_g < 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right] \dots \text{RPA99 v2003.}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

$$l_f (\text{S-Sols 2 et 3}) = 1,88 \text{ m.}$$

$$l_f (\text{S-Sol 1}) = 3,09 \text{ m.}$$

$$l_f (\text{RDC}) = 2,67 \text{ m.}$$

$$l_f (\text{Etage courants}) = 2 \text{ m}$$

$$l_f (\text{Buanderie}) = 2,1 \text{ m}$$

Tableau 5.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteaux	V (KN)	τ_u MPa	λ_g	ρ_d	τ_{bu} MPa	Observation
Sous-Sol 3 (60x60) cm ²	19,75	0,06	3,13	0,04	1	C.V
Sous-Sol 2 (60x60) cm ²	36,40	0,11	3,13	0,04	1	C.V
Sous-Sol 1 (55x55) cm ²	38,99	0,14	5,62	0,075	1,875	C.V
RDC (55x55) cm ²	42,11	0,15	4,85	0,04	1	C.V
1 ^{ier} étage (50x50) cm ²	52,48	0,23	4	0,04	1	C.V
2 ^{ème} étages (50x50) cm ²	62,17	0,28	4	0,04	1	C.V
3 ^{ème} étages (50x50)cm ²	71,88	0,32	4	0,04	1	C.V
4 ^{ème} étages (45x45)cm ²	58,20	0,32	4,44	0,04	1	C.V
5 ^{ème} étages (45x45)cm ²	64,20	0,35	4,44	0,04	1	C.V
6 ^{ème} étages (45x45)cm ²	70,10	0,49	5	0,075	1,875	C.V
7 ^{ème} étages (40x40) cm ²	51,08	0,35	5	0,075	1,875	C.V
8 ^{ème} étages (40x40) cm ²	57,38	0,4	5	0,075	1,875	C.V
9 ^{ème} étages (35x35) cm ²	37,38	0,34	5,71	0,075	1,875	C.V
10 ^{ème} étages (35x35) cm ²	38,54	0,35	5,71	0,075	1,875	C.V
11 ^{ème} étages (35x35) cm ²	39,24	0,36	5,71	0,075	1,875	C.V
12 ^{ème} étages (30x30) cm ²	23,31	0,29	6,67	0,075	1,875	C.V
13 ^{ème} étages (30x30) cm ²	24,13	0,3	6,67	0,075	1,875	C.V
14 ^{ème} étages (30x30) cm ²	23,57	0,29	6,67	0,075	1,875	C.V
15 ^{ème} étages (30x30) cm ²	25,16	0,31	6,67	0,075	1,875	C.V
Buanderie (30x30) cm ²	2,22	0,03	7	0,075	1,875	C.V

5.2.4. Calcul du ferraillage longitudinal :

D'après le RPA 99 (article 7.5.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal 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 40 Φ (zone I)
- la distance entre les barres longitudinale des poteaux ne doit pas dépasser 25 cm en zone I
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
 - Méthode de calcul
- Les poteaux sont calculés en flexions composées dans les deux plans principaux.
- Pour les combinaisons « ELU; 0,8G±E ; G+Q±E ; G+Q±1,2E» on prend :
 - Un effort normal de compression maximum et le moment correspondant.
 - Un moment maximum et l'effort normal correspondant.
- La vérification à « ELS », on vérifie les contraintes.
- On va prendre un seul type de poteaux et on fait le calcul en flexion composée et les autres sont calculés par le SAP 2000 et on compare avec minimum RPA (Amin)

Soit le poteau du Sous-sol 3

- ❖ Un moment maximum et l'effort normal correspondant.

Tableau 5.3. Sollicitation de poteau suivant la combinaison plus sollicitée

Etage	Poteau	N (kN)	M _f (kN.m)	V (kN)
Sous-Sol 3	60x60	1387,62	43,42	21,92

$$N = 1387,62 \text{ KN.}$$

$$M = 43,42 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,6 \text{ m} ; d = 0,9.h = 0,54 \text{ m} ; d' = 0,1.h = 0,06 \text{ m.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{43,42 \times 10^{-3}}{1387,62 \times 10^{-3}} \Rightarrow e = 0,0313 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 3,13 + \frac{60}{2} - 6 \Rightarrow e_a = 27,13 \text{ cm.}$$

⊕ Moment fictive (M_a) :

$$M_a = N \times e_a = 1387,62 \times 10^{-3} \times 0,2713 \rightarrow M_a = 0,376 \text{ MN.m}$$

$$\checkmark N_u (d-d') - M_a = 0,290 \dots \text{(I)}$$

$$\checkmark \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}\right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0,635 \dots \text{(II)}$$

$$\checkmark \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = 0,784 \dots \text{(III)}$$

Si :

- (I) < (II) → section partiellement tendu ou comprimé avec les armatures inférieures tendues.
- (II) < (I) < (III) → section partiellement tendue ou comprimée avec les armatures inférieures comprimées.
- (I) > (III) → section entièrement comprimée.

Dans notre cas, (I) < (II) ; Donc la section est partiellement comprimée.

⊕ Moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,376}{0,60 \times (0,54)^2 \times 14,17} = 0,152 < 0,392$$

$\mu_u < \mu_R \rightarrow$ Section à simple armature (Asc=0).

Position relative de fibre neutre α :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) = 0,207$$

Bras de levier Z :

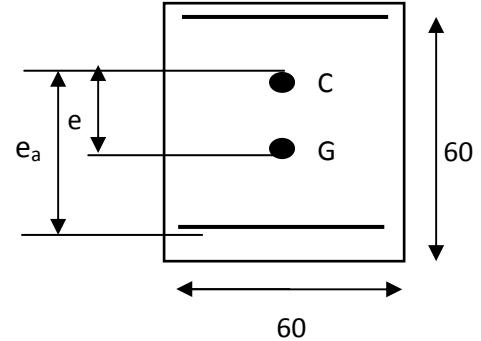
$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,495$$

Section théorique d'armature A_{st}

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{Z} - N_u \right] \quad \text{Avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow A_{st1} = \frac{1}{348} \left[\frac{0,376}{0,495} - 1387,62 \times 10^{-3} \right] = -18,03 \text{ cm}^2.$$

La section non ferraillée résiste aux efforts appliqués, d'où le béton seul a la possibilité de résister sans ferraillage.



- ❖ Un effort normal de compression maximum et le moment correspondant.

Tableau 5.3. Sollicitation de poteaux suivant la combinaison la plus sollicitée

Etage	Poteau	N (kN)	M _f (kN.m)	V (kN)	μ	α	z	A _{st}
Sous-Sol 3	60x60	1717,34	32,48	16,29	0,179	0,249	0,486	-23,07

La section non ferraillée résiste aux efforts appliqués, d'où le béton seul a la possibilité de résister sans ferraillage.

Donc, on va ferrailler par A_{min} et A_{max} (RPA 99 V2003).

Les résultats du ferraillage longitudinal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.4. Ferraillage des poteaux

Etage	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A calculé <u>SAP</u> (cm ²)	Ferraillage longitudinal		
					Section (cm ²)	choix	Esp (cm)
Sous-Sol 3	(60x60)	25,2	144	10,80	28,65	4T20+8T16	15
Sous-Sol 2	(60x60)	25,2	144	10,80	28,65	4T20+8T16	15
Sous-Sol 1	(55x55)	21,175	121	9,08	24,13	12T16	14
RDC	(55x55)	21,175	121	9,08	24,13	12T16	14
1 ^{ier} étage	(50x50)	17,5	100	7,5	18,47	12T14	12,5
2 ^{ème} étages	(50x50)	17,5	100	7,5	18,47	12T14	12,5
3 ^{ème} étages	(50x50)	17,5	100	7,5	18,47	12T14	12,5
4 ^{ème} étages	(45x45)	14,175	81	6,08	18,47	12T14	11
5 ^{ème} étages	(45x45)	14,175	81	6,08	18,47	12T14	11
6 ^{ème} étages	(45x45)	14,175	81	6,08	18,47	12T14	11
7 ^{ème} étages	(40x40)	11,2	64	4,8	13,57	12T12	10
8 ^{ème} étages	(40x40)	11,2	64	4,8	13,57	12T12	10
9 ^{ème} étages	(35x35)	8,575	49	3,68	10,68	4T12+4T14	12,5
10 ^{ème} étages	(35x35)	8,575	49	5,07	10,68	4T12+4T14	12,5
11 ^{ème} étages	(35x35)	8,575	49	8,76	10,68	4T12+4T14	12,5
12 ^{ème} étages	(30x30)	6,3	36	6,42	9,03	8T12	10
13 ^{ème} étages	(30x30)	6,3	36	7,57	9,03	8T12	10
14 ^{ème} étages	(30x30)	6,3	36	7,99	9,03	8T12	10
15 ^{ème} étages	(30x30)	6,3	36	11,35	9,03	8T12	10
Buanderie	(30x30)	6,3	36	2,7	9,03	8T12	10

5.2.5. Calcul du ferraillage transversal

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Rapport-gratuit.com

LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



Vu : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 235 \text{ MPa}$.

ρ_a : c'est un coefficient correcteur qui tient compte du monde fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$\rho_a = 2.5$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right) \quad \text{BAEL 91 modifié 99.}$$

Avec Φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

t : c'est l'espacement des armatures transversales ; La valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

✓ Zone nodale

$t \leq \min(10\Phi_1, 15 \text{ cm})$ en zone I.

✓ Zone courante

$t' \leq 15\Phi_1$ en zone I.

Donc:

$$\begin{cases} t \leq \min(12; 15\text{cm}) \\ t' \leq 18\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} t = 10 \text{ cm} \\ t' = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- La longueur minimale de recouvrement est donnée par le RPA99 est de 40 Φ (en zone I)

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 50 \text{ cm}$.

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 60 \text{ cm}$.

$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 65 \text{ cm}$.

$\Phi = 2,0 \text{ cm} \rightarrow L_r = 2,0 \times 40 = 80 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 82 \text{ cm}$.

- La Longueur des zones nodales :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) \text{ cm} \quad \text{RPA99 V2003}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) \text{ cm}$$

Tableau 5.5. Longueur de la zone nodale

Niveau	Sous-Sol 3 ;2	Sous-Sol 1	RDC	Etage courant
h' (cm)	60 cm	73 cm	63 cm	60

Les résultats du ferraillage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.6. La section des armatures transversales des poteaux

Etage	h(cm)	V _u (KN)	λ_g	ρ_a	t(cm)	t'(cm)	A _{tcal} (cm ²)	A _t
Sous-Sol 3	60	21,92	3,13	3,75	10	15	0,58	Φ_{10}
Sous-Sol 2	60	47,56	3,13	3,75	10	15	1,26	Φ_{10}
Sous-Sol 1	55	43,07	5,62	2,5	10	15	0,83	Φ_{10}
RDC	55	44,79	4,85	3,75	10	15	1,30	Φ_{10}
1 ^{er} étage	50	57,59	4	3,75	10	15	1,84	Φ_{10}
2 ^{ème} étages	50	68,78	4	3,75	10	15	2,20	Φ_{10}
3 ^{ème} étages	50	80,06	4	3,75	10	15	2,56	Φ_{10}
4 ^{ème} étages	45	65,07	4,44	3,75	10	15	2,31	Φ_{10}
5 ^{ème} étages	45	71,79	4,44	3,75	10	15	2,55	Φ_{10}
6 ^{ème} étages	45	78,27	5	2,5	10	15	1,85	Φ_{10}
7 ^{ème} étages	40	56,93	5	2,5	10	15	1,51	Φ_{10}
8 ^{ème} étages	40	63,76	5	2,5	10	15	1,70	Φ_{10}
9 ^{ème} étages	35	41,42	5,71	2,5	10	15	1,26	Φ_8
10 ^{ème} étages	35	42,57	5,71	2,5	10	15	1,29	Φ_8
11 ^{ème} étages	35	43,13	5,71	2,5	10	15	1,31	Φ_8
12 ^{ème} étages	30	25,44	6,67	2,5	10	15	0,9	Φ_8
13 ^{ème} étages	30	26,15	6,67	2,5	10	15	0,93	Φ_8
14 ^{ème} étages	30	25,13	6,67	2,5	10	15	0,89	Φ_8
15 ^{ème} étages	30	27,13	6,67	2,5	10	15	0,96	Φ_8
16 ^{ème} étages	30	2,59	7	2,5	10	15	0,09	Φ_8

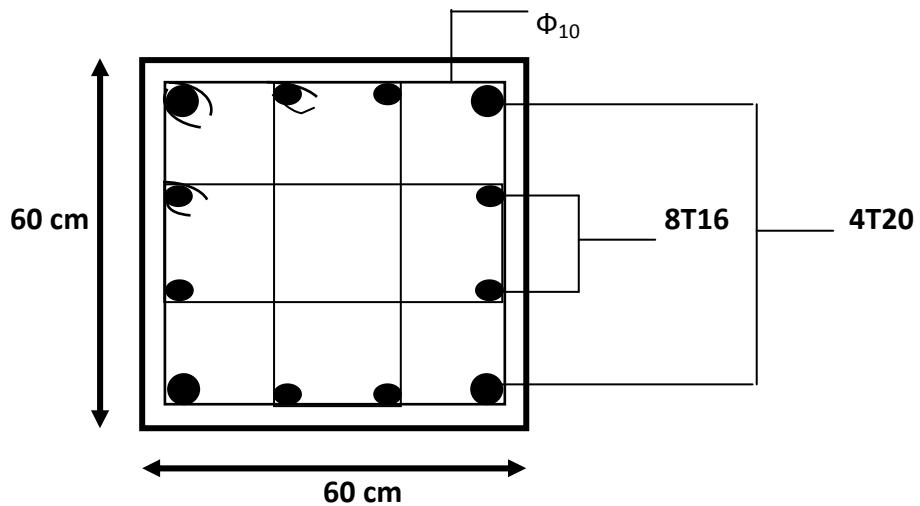


Figure 5.1. Ferraillage des poteaux de Sous-Sol 1 (60x60)

Voir Annexes

5.3. Les poutres

5.3.1. Introduction

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont comme rôle de transmettre les charges aux poteaux.

Les poutres sont des éléments sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 v2003 pour la vérification.

Les travées et les appuis des poutres sont sollicitées défavorablement par :

- Combinaisons fondamentales « BAEL 91 » :

$$\text{E.L.U. : } 1,35 \text{ G} + 1,5 \text{ Q}$$

- Combinaisons accidentelles « R.P.A 99 » :

$$\text{G+Q} \pm \text{E}$$

$$0.8\text{G} \pm \text{E}$$

5.3.2. Recommandations du RPA99 Pour le ferraillage des poutres :

- Armatures longitudinales
- ✓ 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 :
 - 40 ϕ en zone I.

5.3.3. Exemple d'étude de la poutre principale

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire située au plancher haut du S-sol 1. B-C-2

a. calcul des armatures longitudinales

Tableau 5.7 Sollicitation de la poutre principale (50x30) cm²

Section	ELU		ELS		G+Q-Ey		RPA0,8G-Ey	
	M _{tra}	M _{app}	M _{s tra}	M _{s app}	M _{a tra}	M _{a app}	M _{a tra}	M _{a app}
50x30	78,4	146,26	56,12	104,71	55,89	112,68	30,63	65,58
V _u	132,64		94,96		97,17		54,44	

• Ferraillage en travée

b=0,3m; h=0,5m; d=0,45m; d'=0,05m; f_{c28}=25MPa; f_{t28}=2,1MPa; f_{bc}=14,17MPa; f_e=400MPa ; σ_{st} =348 MPa.

➤ ELU

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{78,4 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,45)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,091.$$

$\mu_u < 0,392 \Rightarrow$ La section est de simple armature, Les armatures de compression ne sont pas nécessaires $A_{sc}=0$.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,091})$$

$$\alpha = 0,119.$$

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

$$Z = 0,428$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{78,4 \times 10^{-3}}{0,428 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 5,26 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(1,5 \text{ cm}^2; 1,63 \text{ cm}^2)$$

Donc 5,26 > 1,63 cm² C.V

➤ ELS

$$M_s \text{ tra} = 56,12 \text{ KN.m.}$$

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{78,4}{56,12} = 1,397$$

$$\frac{1,397 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,449$$

$\alpha = 0,119 < 0,449$ C.V

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ Armatures minimales

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) \text{ RPA99 V2003; page 52}$$

$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2.$$

➤ Armatures maximales :

Selon RPA99 V2003, page 73 :

- $A_{max} = 4\% (b \times h)$ (Zone courante).
- $A_{max} = 6\% (b \times h)$ (Zone de recouvrement).
- $A_{max} = 4\% (30 \times 50) = 60 \text{ cm}^2$ (Zone courante).
- $A_{max} = 6\% (30 \times 50) = 90 \text{ cm}^2$ (Zone de recouvrement).

➤ Choix des Armatures :

Le choix des armatures en travée : $A_{st} \Rightarrow 3T14+3T12$ de section $8,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- **Ferraillage en appui**

➤ **ELU**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{146,26 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,45)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,170.$$

$\mu_u < 0,392 \Rightarrow$ La section est de simple armature, Les armatures de compression ne sont pas nécessaires $A_{sc}=0$.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,170})$$

$$\alpha = 0,234.$$

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

$$Z = 0,408.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{146,26 \times 10^{-3}}{0,408 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 10,31 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(1,5 \text{ cm}^2; 1,63 \text{ cm}^2)$$

Donc : $10,31 \text{ cm}^2 > 1,63 \text{ cm}^2$ C.V.

➤ **ELS**

$M_{s app max} = 104,71 \text{ kN.m}$.

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{146,26}{104,71} = 1,397$$

$$\frac{1,397-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,449$$

$\alpha = \underline{0,234 < 0,449}$ C.V

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ Armatures minimales :

- $A_{min} = 0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{min} = 7,5 \text{ cm}^2$.

➤ Armatures maximales :

Selon RPA99 V2003, page 73 :

- $A_{max} = 4\% (b \times h)$ (Zone courante).

- $A_{max} = 6\% (b \times h)$ (Zone de recouvrement).

- $A_{max} = 4\% (30 \times 50) = 60 \text{ cm}^2$ (Zone courante).

- $A_{max} = 6\% (30 \times 50) = 90 \text{ cm}^2$ (Zone de recouvrement).

➤ Choix des Armatures

Le choix des armatures en appui : $A_{st} \Rightarrow 3T14 + 3T16$ de section $10,65 \text{ cm}^2$.

➤ L'espacement des armatures transversales

D'après le RPA 99 l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Zone nodale : $s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$
- Zone courante : $s'_t \leq \frac{h}{2}$

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

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

- Poutre principale :

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi_{\min}; 30\text{cm}\right) = 12,5 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} S_t = 10 \text{ cm} \\ S'_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s'_t \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \quad \text{avec } (b=0,3 \text{ m}, d=0,45 \text{ m}, V_u=132,64 \text{ kN})$$

$$\tau_u = 0,983 \text{ MPa.}$$

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

Donc $\tau_u < \bar{\tau}_u$ C.V.

➤ Vérification au glissement

$$\text{En Appui } V_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \leq 0 \quad \text{Avec } (V_u=132,64 \text{ kN}; M_u=146,26 \text{ kN.m}).$$

-228,50 < 0C.V.

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis.

b. Diamètre des armatures transversales

D'après BAEL 91 modifié 99 on a :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{50}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1,2 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = \phi 8$.

c. Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement selon le RPA99 est de 40 Φ (zone I)

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 50 \text{ cm}$.

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 60 \text{ cm}$.

$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 65 \text{ cm}$.

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :
 $l'=2 \times h = 100\text{cm} \dots \text{« RPA99 V2003, page49»}$.

Tableau 5.8 Récapitulatif des résultats de ferraillage de la poutre principale

		Armatures longitudinales				Armatures transversales		
		Travée		Appui		S_t	S'_t	ϕ_t
Section (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	A_{st} calcul (cm ²)	A_{st} choisi (cm ²)	A_{st} calcul (cm ²)	A_{st} choisi (cm ²)			
50x30	7,5	5,26	3T14+3T12 =8,01	10,31	3T14+3T16 =10,65	10	20	φ8

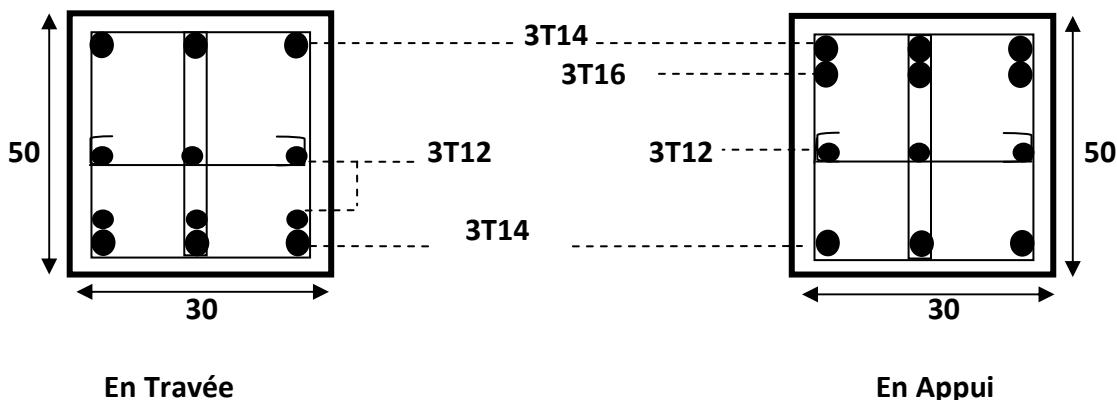


Figure 5.2 Ferraillage des poutres principales (50x30)

Voir Annexe

5.3.4. Exemple d'étude de la poutre secondaire

On va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire intermédiaire situé au plancher haut du 15^{ème} étage. 1-2-B

a. calcul des armatures longitudinales

Tableau 5.9 Sollicitation de la poutre secondaire (35x30) cm²

Section	ELU		ELS		G+Q+Ey		0,8G+Ey	
	M_{tra}	M_{app}	$M_{s\ tra}$	$M_{s\ app}$	$M_{a\ tra}$	$M_{a\ app}$	$M_{a\ tra}$	$M_{a\ app}$
35x30	76,52	67,61	55,30	48,87	76,22	67,85	55,23	49,35
V_u	96,09		69,45		96,04		69,72	

- **Ferraillage en travée**

$b=0,3\text{m}$; $h=0,35\text{m}$; $d=0,315\text{m}$; $d'=0,035\text{m}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $f_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_{st}=348\text{ MPa}$.

➤ ELU

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{76,52 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,315)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,181.$$

$\mu_u < 0,392 \Rightarrow$ La section est de simple armature, Les armatures de compression ne sont pas nécessaires $A_{sc}=0$.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,181})$$

$$\alpha = 0,252.$$

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

$$Z = 0,283$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{76,52 \times 10^{-3}}{0,283 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 7,76 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(1,05 \text{ cm}^2; 1,14 \text{ cm}^2)$$

Donc 7,76 > 1,14 cm² C.V

➤ ELS

$$M_{s \text{ tra}} = 55,30 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Il faut vérifier que } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{76,52}{55,30} = 1,384$$

$$\frac{1,384 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,442$$

$\alpha = 0,252 < 0,442$ C.V

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ Armatures minimales

$$A_{min} = 0,5\%(b \times h) \dots \text{ RPA99 V2003; page 52}$$

$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2.$$

➤ Armatures maximales :

Selon RPA99 V2003, page 73 :

- $A_{max} = 4\%(b \times h)$ (Zone courante).

- $A_{max} = 6\%(b \times h)$ (Zone de recouvrement).

- $A_{max} = 4\% (30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2$ (Zone courante).

- $A_{\max} = 6\% (30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2$ (Zone de recouvrement).

➤ Choix des Armatures :

Le choix des armatures en travée : $A_{st} \Rightarrow 3T14+2T12$ de section $6,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- **Ferraillage en appui**

➤ **ELU**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{67,61 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,315)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,160.$$

$\mu_u < 0,392 \Rightarrow$ La section est de simple armature, Les armatures de compression ne sont pas nécessaires $A_{sc}=0$.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,160})$$

$$\alpha = 0,219.$$

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

$$Z = 0,287.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{67,61 \times 10^{-3}}{0,287 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 6,76 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(1,05 \text{ cm}^2; 1,14 \text{ cm}^2)$$

Donc : $6,76 \text{ cm}^2 > 1,14 \text{ cm}^2$ C.V.

➤ **ELS**

$$M_{s \text{ app max}} = 48,87 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Il faut vérifier que } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{67,61}{48,87} = 1,383$$

$$\frac{1,383 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,442$$

$$\alpha = 0,219 < 0,442 \text{ C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ Armatures minimales :

$$- A_{min} = 0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2.$$

➤ Armatures maximales :

Selon RPA99 V2003, page 73 :

$$- A_{\max} = 4\% (b \times h) \text{ (Zone courante).}$$

- $A_{\max} = 6\% (bxh)$ (Zone de recouvrement).
- $A_{\max} = 4\% (30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2$ (Zone courante).
- $A_{\max} = 6\% (30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2$ (Zone de recouvrement).

➤ Choix des Armatures

Le choix des armatures en appui : $A_{st} \Rightarrow 3T14 + 2T12$ de section $6,88 \text{ cm}^2$.

➤ L'espacement des armatures transversales

D'après le RPA 99 l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Zone nodale : $s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi_{\min}; 30 \text{ cm} \right)$
- Zone courante : $s'_t \leq \frac{h}{2}$

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

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

- Poutre secondaire :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi_{\min}; 30 \text{ cm} \right) = 8,75 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} S_t = 7 \text{ cm} \\ S'_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{Vu}{bxd} \quad \text{avec } (b=0,3 \text{ m}, d=0,315 \text{ m}, Vu=96,09 \text{ kN})$$

$$\tau_u = 1,017 \text{ MPa.}$$

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

Donc $\tau_u < \bar{\tau}_u$ C.V

b. Diamètre des armatures transversales

D'après BAEL 91 modifié 99 on a :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right) \Leftrightarrow \phi_t \leq 1 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = \phi 8$.

c. Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement selon le RPA99 est de 40 Φ (zone I)

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 50 \text{ cm}$.

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 60 \text{ cm}$.

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :
 $l'=2 \times h = 70\text{cm} \dots \text{« RPA99 V2003, page 49,»}$

Tableau 5.10 Récapitulatif des résultats de ferraillage de la poutre secondaire

Niveaux	Section (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	Armatures longitudinales				Armatures transversales		
			Travée		Appui		S _t	S' _t	ϕ _t
			A _{st} calcul (cm ²)	A _{st} choisi (cm ²)	A _{st} calcul (cm ²)	A _{st} choisi (cm ²)			
15 ^{ème} étage	35x30	5,25	7,76	3T14+3T12 =8,01	6,76	3T14+2T12 =6,88	7	15	ϕ8

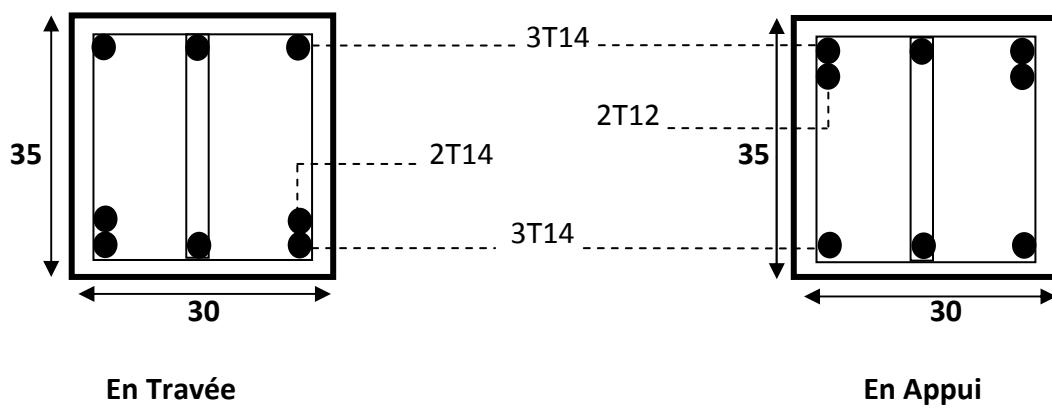


Figure 5.3 Ferraillage des poutres secondaire (35x30)

Voir Annexe

5.3.5. Récapitulatif

Tableau 5.11 Ferrailage des poutres secondaires (30x35)

poutres	niveaux	Ferraillage longitudinal				Ferraillage transversal			
		A_{minC} m^2	Travée		Appui		ϕm m	s_t (zone nodale)	
			A_{calc} m^2	choix	A_{calc} m^2	Choix			
Poutre Secondaire (30x35)	Sous-Sol 2	5,25	1,46	3T16=6,03	1,46	3T16=6,03	8	7	15
	Sous-Sol 1	5,25	2,36	3T16=6,03	2,29	3T16=6,03	8	7	15
	RDC	5,25	6,30	3T14+2T12 = 6,88	8,36	3T14+2T16= 8,64	8	7	15
	1 ^{er} étage	5,25	6,5	3T14+2T12 = 6,88	6,02	3T14+2T12= 6,88	8	7	15
	2 ^{ème} étages	5,25	3,71	3T16=6,03	3,71	3T16=6,03	8	7	15
	3 ^{ème} étages	5,25	4,43	3T16=6,03	4,41	3T16=6,03	8	7	15
	4 ^{ème} étages	5,25	4,99	3T16=6,03	4,96	3T16=6,03	8	7	15
	5 ^{ème} étages	5,25	5,47	3T16=6,03	5,46	3T16=6,03	8	7	15
	6 ^{ème} étages	5,25	5,87	3T16=6,03	5,86	3T16=6,03	8	7	15
	7 ^{ème} étages	5,25	6,16	3T14+2T12 = 6,88	6,12	3T14+2T12= 6,88	8	7	15
	8 ^{ème} étages	5,25	6,42	3T14+2T12 = 6,88	6,42	3T14+2T12= 6,88	8	7	15
	9 ^{ème} étages	5,25	6,57	3T14+2T12 = 6,88	6,53	3T14+2T12= 6,88	8	7	15
	10 ^{ème} étages	5,25	6,72	3T14+2T12 = 6,88	6,71	3T14+2T12= 6,88	8	7	15
	11 ^{ème} étages	5,25	6,8	3T14+2T12 = 6,88	6,78	3T14+2T12= 6,88	8	7	15
	12 ^{ème} étages	5,25	6,85	3T14+2T12 = 6,88	6,81	3T14+2T12= 6,88	8	7	15
	13 ^{ème} étages	5,25	6,89	5T14=7,70	6,89	5T14=7,70	8	7	15
	14 ^{ème} étages	5,25	6,87	3T14+2T12 = 6,88	6,85	3T14+2T12= 6,88	8	7	15
	15 ^{ème} étages	5,25	7,28	5T14=7,70	6,34	3T14+2T12= 6,88	8	7	15
	Terrasse	5,25	6,52	3T14+2T12 = 6,88	6,57	3T14+2T12= 6,88	8	7	15
	Buanderie	5,25	1,46	3T16=6,03	1,46	3T16=6,03	8	7	15

Tableau 5.12 Ferraillage de poutre principale (30x50)

poutres	niveau	Ferraillage longitudinal				Ferraillage transversal			
		A_{minC} m^2	Travée		Appui		ϕm m	s_t (zone nodale)	
			A_{calC} m^2	choix	A_{calC} m^2	Choix			
Poutre principale (30x50)	Sous-Sol 2	7,5	4,71	3T14+3T12=8,01	7,04	3T14+3T12=8,01	8	10	20
	Sous-Sol 1	7,5	4,7	3T14+3T12=8,01	7,09	3T14+3T12=8,01	8	10	20
	RDC	7,5	2,14	3T14+3T12=8,01	10,17	3T14+3T16=10,65	8	15	20
	1 ^{er} étage	7,5	5,86	3T14+3T12=8,01	8,47	6T14=9,24	8	10	20
	2 ^{ème} étages	7,5	4,69	3T14+3T12=8,01	8,16	6T14=9,24	8	10	20
	3 ^{ème} étages	7,5	4,7	3T14+3T12=8,01	8,22	6T14=9,24	8	10	20
	4 ^{ème} étages	7,5	4,7	3T14+3T12=8,01	8,29	6T14=9,24	8	10	20
	5 ^{ème} étages	7,5	4,72	3T14+3T12=8,01	8,23	6T14=9,24	8	10	20
	6 ^{ème} étages	7,5	4,71	3T14+3T12=8,01	8,35	6T14=9,24	8	10	20
	7 ^{ème} étages	7,5	4,72	3T14+3T12=8,01	8,38	6T14=9,24	8	10	20
	8 ^{ème} étages	7,5	4,73	3T14+3T12=8,01	8,37	6T14=9,24	8	10	20
	9 ^{ème} étages	7,5	4,02	3T14+3T12=8,01	8,35	6T14=9,24	8	10	20
	10 ^{ème} étages	7,5	4,75	3T14+3T12=8,01	8,34	6T14=9,24	8	10	20
	11 ^{ème} étages	7,5	4,75	3T14+3T12=8,01	8,41	6T14=9,24	8	10	20
	12 ^{ème} étages	7,5	4,76	3T14+3T12=8,01	8,39	6T14=9,24	8	10	20
	13 ^{ème} étages	7,5	4,62	3T14+3T12=8,01	8,74	6T14=9,24	8	10	20
	14 ^{ème} étages	7,5	4,54	3T14+3T12=8,01	8,79	6T14=9,24	8	10	20
	15 ^{ème} étages	7,5	4,58	3T14+3T12=8,01	8,74	6T14=9,24	8	10	20
	Terrasse	7,5	4,22	3T14+3T12=8,01	8,19	6T14=9,24	8	10	20
	Buanderie	7,5	2,70	3T14+3T12=8,01	5,76	3T14+3T12=8,01	8	10	20

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. Donc le ferraillage 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. Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum(TORSION). Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

5.4.3. Calcul des voiles :

Pour le ferraillage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

- Pour centrage minimum d'armatures verticales et horizontales :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%.
 - En zone courante 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales : $S \leq \min(1,5 a; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- 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 :
 - $40\phi \Rightarrow$ 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.
- Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression « F » et un moment de flexion « M », tirés à partir des fichiers résultats du Sap2000, sous les combinaisons de calcul suivantes :

$$\text{E.L.U} : 1,35 \text{ G} + 1,5 \text{ Q}$$

$$\text{E.L.S} : \text{G} + \text{Q}$$

Combinaisons accidentelles « R.P.A 99 » :

$$\text{G} + \text{Q} \pm 1,2\text{E}$$

$$0.8\text{G} \pm \text{E}$$

5.4.4. Détermination des sollicitations

Dans les tableaux suivant on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel SAP2000 :

Tableau 5.13 Sollicitations dans les voiles « Ep=20 cm »

combinaisons	F11(KN)	M11(KN.m)	F22(KN)	M22(KN.m)	V _{max} (kN)
ELU	400,64	0,344	80,13	0,0688	24,53
ELS	264,48	0,3161	52,9	0,0632	
ELA (Ex)	371,43	1,95	74,29	0,3915	
ELA (Ey)	617,61	2,49	123,52	0,499	

Tableau 5.14 Sollicitations dans les voiles de soutènement « Ep=25 cm »

combinaisons	F11(KN)	M11(KN.m)	F22(KN)	M22(KN.m)	V _{max} (kN)
ELU	52,02	0,8979	10,4	0,1796	17,17
ELS	78,34	2,6628	3,72	0,6409	
ELA (Ex)	214,98	1,8577	43	0,3715	
ELA (Ey)	270,46	0,6408	54,09	0,1282	

5.4.5. Vérification des contraintes tangentielles

Le calcul se fait en flexion composée d'une bande de section (0,2x1ml) et (0,25x1ml)

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,2 \text{ fc28}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

On vérifie avec l'effort tranchant maximum calculé avec l'ELU et l'ELA.

Tableau 5.15 Vérification des contraintes

	V _{max} (KN/ml)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	observation
Voile 20 cm	24,53	0,136	5	C.V
Voile 25 cm	17,17	0,076	5	C.V

5.4.6. Détermination du ferraillage

Le ferraillage se calcule de la même manière que les poteaux en flexion composée d'une bande de section de (0,20x1ml) et (0,25 x 1ml).

En faisant le calcul du ferraillage à l'aide du logiciel « SOCOTEC », et on compare avec le minimum du RPA.

- Le diamètre max

D'après le RPA.99 V2003 :

$$\Phi_{\max} \leq \frac{1}{10} \cdot a = 20 \text{ mm.}$$

- L'espacement
 - ✓ D'après BAEL91

$$S \leq \min(2.a ; 33\text{cm}) \quad \begin{cases} S \leq 33\text{cm} \dots \dots \text{Voile } Ep = 20\text{cm} \\ S \leq 33\text{cm} \dots \dots \text{Voile } Ep = 25\text{cm} \end{cases}$$

- ✓ D'après RPA99

$$S \leq \min(1,5.a ; 30\text{cm}) \quad \begin{cases} S \leq 30\text{cm} \dots \dots \text{Voile } Ep = 20\text{cm} \\ S \leq 30\text{cm} \dots \dots \text{Voile } Ep = 25\text{cm} \end{cases}$$

Tableau 5.16 Ferraillage des voiles

ferraillage		Min RPA		A _{st} calculé (cm ² /ml)	A _{st} choisi (cm ² /ml)		St (cm)
		A _{min}					
VOILE 25- 20 cm	Vertical	0,15%(b.h)	3cm ² /ml	8,11	6T14	9,24	20
	horizontal	0,15%(b.h)	3cm ² /ml	5,41	5T12	5,65	20

5.4.7. Les linteaux

a. Introduction

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastrées à leurs extrémités.

Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

b. Sollicitations dans les linteaux

$$M_{max} = 2,38 \text{ kn.m} \dots \dots V_{max} = 4,55 \text{ kn/m.}$$

- Vérification des contraintes tangentielles :

$$b=0,2\text{m} ; h=0,56\text{m} ; l=1,5\text{m} ; d=0,504\text{m} ; d'=0,056\text{m.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,06 f_{c28} .$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0.d} = \frac{4,55 \cdot 10^{-3}}{0,2 \times 0,504} = 0,045 \text{ MPa.}$$

$$\underline{\tau_u = 0,045 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,5 \text{ MPa}} \dots \dots \text{C.V.}$$

c. Ferraillage

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (Al).
- des aciers transversaux (At).
- des aciers en partie courante (acières de peau) (Ac).

- aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec : $z=h-2d'=0,56-2(0,056)=0,448\text{m}$

M: moment dû à l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{4,55 \cdot 10^{-3}}{0,448 \cdot 400} = 0,254 \text{ cm}^2.$$

On prend alors comme section A_l , la section minimale imposée par le RPA :

$$A_l \geq 0,0015b.h=1,68 \text{ cm}^2$$

- aciers transversaux

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{1,5}{0,56} = 1,79 > 1$$

On est dans le 1^{er} cas « Linteaux longs »

$$S \leq \frac{A_t f_e z}{V}$$

Où s = espacement des cours d'armatures transversales.

A_t = section d'un cours d'armatures transversales

$z = h - 2d'$

v= effort tranchant dans la section considérée

$$S=0,15 \leq \frac{A_t \cdot 400 \cdot 0,448}{4,55 \cdot 10^{-3}}$$

$$A_t=0,038 \text{ cm}^2$$

On prend alors comme section A_t , la section minimale imposée par le RPA :

$$\begin{aligned} A_t \geq 0,0015.b.s &\quad \text{si } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,025 f_{c28} \\ A_t \geq 0,0025.b.s &\quad \text{si } \tau_u > \bar{\tau}_u = 0,025 f_{c28} \end{aligned}$$

$$\tau_u = 0,045 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}.$$

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

$$\Rightarrow A_t \geq 0,0015b.s = 0,45 \text{ cm}^2$$

On choisit 2φ8 de section 1,01 cm²/ml.

- aciers en partie courante (armature de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau (Ac en deux nappes) doivent être un total d'un minimum égal à 0,20%.

On prend la section minimale imposée par le RPA :

$$Ac \geq 0,0020.b.h=2,24 \text{ cm}^2.$$

Tableau 5.17. Ferraillage des linteaux

	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{st \text{ choisi}} \text{ (cm}^2\text{)}$	
A_l	1,68	4T12	4,52
A_t	0,45	2Φ8	1,01
A_c	2,24	4T12	4,52

Voir Annexe**5.5. Introduction « solution n°2 »**

Le système est constitué des voiles et des poutres. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul ; en ce qui concerne le ferraillage des voiles on a utilisé l'outil informatique SOCOTEC .

- Les poutres seront calculées en flexion simple
- Les voiles seront calculées en flexion composée.

5.6. Les poutres**5.6.1. Introduction**

Les poutres sont des éléments sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 v2003 pour la vérification.

Les travées et les appuis des poutres sont sollicitées défavorablement par :

- Combinaisons fondamentales « BAEL 91 » :
E.L.U. : 1,35 G +1,5 Q
- Combinaisons accidentelles « R.P.A 99 » :
 $G+Q \pm E$
 $0.8G \pm E$

5.6.2. Recommandation du RPA99 Pour le ferraillage des poutres

- Armatures longitudinales
- ✓ 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 :
 - 40 Φ en zone I.

5.6.3. Exemple d'étude d'une poutre

a. calcul des armatures longitudinales

Tableau 5.18 Sollicitation d'une poutre (25x20) cm²

Section	ELU		ELS		ELA	
	M _{tra}	M _{app}	M _{s tra}	M _{s app}	M _{a tra}	M _{a app}
50x30	50,99	60,29	36,50	43,15	37,07	41,99
V _u	119,89		85,83		85,53	

• Ferraillage en travée

b=0,20m; h=0,25m; d=0,225m; d'=0,025m; f_{c28}=25MPa; f_{t28}=2,1MPa; f_{bc}=14,17MPa; f_e=400MPa ; σ_{st} =348 MPa.

➤ ELU

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{50,99 \times 10^{-3}}{0,20 \times (0,225)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,355.$$

μ_u < 0,392 ⇒ La section est de simple armature, Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})$$

$$\alpha = 0,577$$

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

$$Z = 0,173$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{50,99 \times 10^{-3}}{0,173 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 8,47 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures : 3T20=9,42cm².

Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(0,5 \text{ cm}^2; 0,54 \text{ cm}^2)$$

Donc **9,42 > 0,54 cm²**C.V

➤ ELS

$$M_{s tra} = 36,50 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Il faut vérifier que } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{50,99}{36,50} = 1,397$$

$$\frac{1,397 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,449$$

$\alpha = 0,577 > 0,449 \dots \text{C.N.V}$

Donc il est nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}; \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser}(d-x)}{I}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e; 110\sqrt{\eta f t 28}) = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + n \cdot A_{sc} \cdot (x - d') - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) = 0$$

La résolution de cette équation donne la position de l'axe neutre

La position de l'axe neutre: $x = 9,38 \text{ cm}$

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{sc} \cdot (x - d')^2 + n \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2$$

$$I = 3,65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

Tableau 5.19 Vérification des contraintes

Contraintes max	Contraintes limites	Observation
$\sigma_{bc} = 9,38 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$	C.V
$\sigma_{st} = 197 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e; 110\sqrt{\eta f t 28}) = 201,63 \text{ MPa.}$	C.V

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{C.V}$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \text{C.V}$

➤ Armatures minimales

$A_{min} = 0,5\% (b \times h)$ RPA99 V2003; page 52

$$A_{min} = 0,005 \times 20 \times 25 = 2,5 \text{ cm}^2.$$

➤ Armatures maximales :

Selon RPA99 V2003, page 73 :

- $A_{max} = 4\% (b \times h)$ (Zone courante).
- $A_{max} = 6\% (b \times h)$ (Zone de recouvrement).
- $A_{max} = 4\% (20 \times 25) = 20 \text{ cm}^2$ (Zone courante).
- $A_{max} = 6\% (20 \times 25) = 37,5 \text{ cm}^2$ (Zone de recouvrement).

➤ Choix des Armatures :

Le choix des armatures en travée : $A_{st} \Rightarrow \underline{\text{3T20}}$ de section $15,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- **Ferraillage en appui**

- **ELU**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{60,29 \times 10^{-3}}{0,20 \times (0,225)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,420.$$

$\mu_u > 0,392 \Rightarrow$ La section est de double armature, Les armatures de compression sont nécessaires $A_{sc} \neq 0$.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,392})$$

$$\alpha = 0,668.$$

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

$$Z = 0,165.$$

$$M_u = 60,29 \cdot 10^{-3} \text{ MN}$$

$$M_R = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0,392 \cdot 0,2 \cdot 0,225^2 \cdot 14,17 = 0,0562 \text{ MN.m.}$$

$$M_r = M_u - M_R$$

$$M_r = 0,06029 - 0,0562 = 4,1 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m.}$$

$$A_{sc} = \frac{M_u - M_R}{\sigma_{sc}(d - d')} = \frac{0,06029 - 0,0562}{348(0,225 - 0,025)} = 0,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_r}{(d - d')} + \frac{M_R}{d(1 - 0,4 \cdot \alpha)} \right] = \frac{1}{201,63} \left[\frac{4,1 \cdot 10^{-3}}{(0,225 - 0,025)} + \frac{0,0562}{0,225(1 - 0,4 \cdot 0,668)} \right]$$

$$A_{st} = 17,92 \text{ cm}^2.$$

Le choix des armatures :

$$A_{st} = 6T20 = 18,85 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sc} = 3T20 = 9,42 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(0,5 \text{ cm}^2; 0,54 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc : } 18,85 \text{ cm}^2 > 0,54 \text{ cm}^2 \dots \text{C.V.}$$

$$9,42 \text{ cm}^2 > 0,54 \text{ cm}^2 \dots \text{C.V.}$$

- **ELS**

$$M_{s \text{ tra}} = 36,50 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Il faut vérifier que } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{60,29}{36,50} = 1,65$$

$$\frac{1,65 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,575$$

$$\alpha = 0,668 > 0,575 \dots \text{C.N.V}$$

Donc il est nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$; $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser}(d-x)}{I}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e; 110\sqrt{\eta f t 28}) = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + n \cdot A_{sc} \cdot (x - d') - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) = 0$$

La résolution de cette équation donne la position de l'axe neutre

La position de l'axe neutre: $x = 12,28 \text{ cm}$

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{sc} \cdot (x - d')^2 + n \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2$$

$$I = 5,54 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Tableau 5.20 Vérification des contraintes

Contraintes max	Contraintes limites	Observation
$\sigma_{bc} = 8,09 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$	C.V
$\sigma_{st} = 101 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e; 110\sqrt{\eta f t 28}) = 201,63 \text{ MPa.}$	C.V

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ C.V

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ C.V

➤ L'espacement des armatures transversales

D'après le RPA 99 l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Zone nodale : $s_t \leq \min(\frac{h}{4}, 12 \phi_{min}; 30 \text{ cm})$

- Zone courante : $s'_t \leq \frac{h}{2}$

ϕ : le diamètre minimal des armatures longitudinale de la poutre considérée.

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

- Poutre principale :

$$s_t \leq \min(\frac{h}{4}, 12 \phi_{min}; 30 \text{ cm}) = 6,25 \text{ cm} \implies \begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} \\ S'_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s'_t \leq \frac{h}{2} = 12,5 \text{ m}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{avec } (b=0,2 \text{ m}, d=0,225 \text{ m}, V_u=119,89 \text{ kN})$$

$$\tau_u = 2,66 \text{ MPa.}$$

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

Donc $\tau_u < \bar{\tau}_u$ C.V.

➤ Vérification au glissement

$$\text{En Appui } V_u - \frac{Mu}{0,9 \cdot d} \leq 0 \quad \text{Avec } (V_u=119,89 \text{ kN} ; M_u=60,29 \text{ kN.m}).$$

-117,84 < 0 C.V.

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis.

b. Diamètre des armatures transversales

D'après BAEL 91 modifié 99 on a :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{25}{35} ; \frac{20}{10} ; 2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1,2 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = \phi_6$.

c. Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement selon le RPA99 est de 40 Φ (zone I)

$\Phi = 2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 80 \text{ cm}$.

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$l'=2 \times h = 50 \text{ cm}$ « RPA99 V2003, page49».

Tableau 5.21 Récapitulatif des résultats de ferrailage des poutres

		Armatures longitudinales						Armatures transversales		
		Travée		Appui				S_t	S'_t	ϕ_t
Section (cm ²)	$A_{min} \text{ RPA}$ (cm ²)	$A_{st \text{ calcul}}$ (cm ²)	$A_{st \text{ choisit}}$ (cm ²)	$A_s \text{ calcul}$ (cm ²)	$A_s \text{ choisit}$	A_{st}	A_{sc}			
25x20	2,5	8,47	3T20	17,92	0,58	6T20	3T20	5	10	$\Phi 6$

Tableau 5.22 Ferraillage des poutres

poutre s	niveau	Ferraillage longitudinal				Ferraillage transversal			
		A_{min} cm ²	Travée		Appui		ϕm m	s_t (zone nodale)	
			A_{calc} m ²	choix	A_{calc} m ²	Choix			
Poutre principale (25x20)	Sous-Sol 2	2,5	5,08	3T14+2T12= 6,88	6,91	5T14=7,7	6	5	10
	Sous-Sol 1	2,5	5,07	3T14+2T12= 6,88	6,92	5T14=7,7	6	5	10
	RDC	2,5	8,47	3T20=9,42	17,9 ₂	6T20=18,85	6	5	10
	1 ^{er} étage	2,5	4,96	3T16=6,03	9,16	5T16=10,05	6	5	10
	2 ^{ème} étages	2,5	4,92	3T16=6,03	9,13	5T16=10,05	6	5	10
	3 ^{ème} étages	2,5	4,95	3T16=6,03	9,23	5T16=10,05	6	5	10
	4 ^{ème} étages	2,5	4,93	3T16=6,03	9,23	5T16=10,05	6	5	10
	5 ^{ème} étages	2,5	4,94	3T16=6,03	9,28	5T16=10,05	6	5	10
	6 ^{ème} étages	2,5	4,93	3T16=6,03	9,28	5T16=10,05	6	5	10
	7 ^{ème} étages	2,5	9,26	5T16=10,05	9,54	5T16=10,05	6	5	10
	8 ^{ème} étages	2,5	9,39	5T16=10,05	9,67	5T16=10,05	6	5	10
	9 ^{ème} étages	2,5	9,44	5T16=10,05	9,72	5T16=10,05	6	5	10
	10 ^{ème} étag	2,5	9,39	5T16=10,05	9,67	5T16=10,05	6	5	10
	11 ^{ème} étag	2,5	9,32	5T16=10,05	9,59	5T16=10,05	6	5	10
	12 ^{ème} étag	2,5	9,16	5T16=10,05	9,42	5T16=10,05	6	5	10
	13 ^{ème} étag	2,5	4,93	3T16=6,03	9,37	5T16=10,05	6	5	10
	14 ^{ème} étag	2,5	4,95	3T16=6,03	9,29	5T16=10,05	6	5	10
	15 ^{ème} étag	2,5	4,92	3T16=6,03	9,4	5T16=10,05	6	5	10
	Terrasse	2,5	4,96	3T16=6,03	9,23	5T16=10,05	6	5	10
	Buanderie	2,5	2,04	3T14=4,62	5,53	3T14+2T12= 6,88	6	5	10

Voir Annexe**5.7. Les voiles****5.7.1. 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. Donc le ferraillage 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.

5.7.2. Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION).

Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)

L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

5.7.3. Calcul des voiles :

Pour le ferraillage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

- Pour centrage minimum d'armatures verticales et horizontales :
- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales : $S \leq \min(1,5 a; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- 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 :
 - $40\phi \Rightarrow$ 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.
- Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression « F » et un moment de flexion « M », tirés à partir des fichiers résultats du Sap2000, sous les combinaisons de calcul suivantes :

E.L.U : 1,35 G +1,5 Q

E.L.S : G+Q

Combinaisons accidentelles « R.P.A 99 » :

G+Q $\pm 1,2E$

$0.8G \pm E$

5.7.4. Détermination des sollicitations

Dans les tableaux suivant, on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel SAP2000 :

Tableau 5.23 Sollicitations dans les voiles « Ep=20 cm »

combinaisons	F11(kN)	M11(kN.m)	F22(kN)	M22(kN.m)	V _{max} (kN)
ELU	1251,49	0,0335	250,3	0,0067	20,17
ELS	907,86	0,0236	181,57	0,0047	
ELA (Ex)	1594,34	0,213	318,87	0,0427	
ELA (Ey)	1172,55	1,3677	234,51	0,2735	

Tableau 5.24 Sollicitations dans les voiles de soutènement « Ep=25 cm »

combinaisons	F11(kN)	M11(kN.m)	F22(kN)	M22(kN.m)	V _{max} (kN)
ELU	25,25	-3,1578	5,05	-0,6316	11,57
ELS	18,32	-2,284	3,66	-0,4568	
ELA (Ex)	604,02	-3,6361	120,8	-0,7272	
ELA (Ey)	1009,74	4,2716	201,95	0,8543	

5.7.5. Vérification des contraintes tangentielles

Le calcul se fait en flexion composée d'une bande de section (0,2x1ml) et (0,25x1ml)

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,2 \text{ f}c28$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

On vérifie avec l'effort tranchant maximum calculé avec l'ELU et l'ELA.

Tableau 5.25. Vérification des contraintes

	v _{max} (KN/ml)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Observation
Voile 20 cm	20,17	0,11	5	C.V
Voile 25 cm	11,57	0,051	5	C.V

5.7.6. Détermination du ferraillage

Le ferraillage se calcule de la même manière que les poteaux en flexion composée d'une bande de section de (0,2x1ml) et (0,25 x 1ml).

En faisant le calcul du ferraillage à l'aide du logiciel « SOCOTEC », et on compare avec le minimum du RPA.

- Le diamètre max

D'après le RPA.99 V2003 :

$$\Phi_{\max} \leq \frac{1}{10} \cdot a = 20 \text{ mm.}$$

- L'espacement
 - ✓ D'après BAEL91

$$S \leq \min(2.a ; 33\text{cm}) \quad \begin{cases} S \leq 33\text{cm} \dots \dots \text{Voile Ep} = 20\text{cm} \\ S \leq 33\text{cm} \dots \dots \text{Voile Ep} = 25\text{cm} \end{cases}$$

- ✓ D'après RPA99

$$S \leq \min(1,5.a ; 30\text{cm}) \quad \begin{cases} S \leq 30\text{cm} \dots \dots \text{Voile Ep} = 20\text{cm} \\ S \leq 30\text{cm} \dots \dots \text{Voile Ep} = 25\text{cm} \end{cases}$$

Tableau 5.26 Ferraillage des voiles

ferraillage		Min RPA		A _{st} calculé (cm ² /ml)	A _{st} choisi (cm ² /ml)	St (cm)
		A _{min} (cm ² /ml)				
VOILE 20 cm	Vertical	0,15%(b.h)	3	19,96	10T16	20,11
	horizontal	0,15%(b.h)	3	13,31	9T14	13,85
VOILE 25 cm	Vertical	0,15%(b.h)	3,75	19,96	10T16	20,11
	horizontal	0,15%(b.h)	3,75	13,31	9T14	13,85

5.7.7. Les linteaux

a. Introduction

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastrées à leurs extrémités.

Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

b. Sollicitations dans les linteaux :

$$M_{\max} = 9,07 \text{ kN.m} \dots V_{\max} = 7,13 \text{ kN/m.}$$

- Vérification des contraintes tangentielles :

$$b=0,2\text{m} ; h=1,65\text{m} ; l=0,94 \text{ m} ; d=1,485 ; d'=0,165 \text{ m.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,06 f_{c28} .$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \cdot d} = \frac{7,13 \cdot 10^{-3}}{0,2 \times 1,485} = 0,024 \text{ MPa.}$$

$$\underline{\tau_u = 0,024 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,5 \text{ MPa} \dots \text{C.V.}}$$

c. Ferraillage

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (Al).
- des aciers transversaux (At).
- des aciers en partie courante (acières de peau) (Ac).

- aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

$$\text{Avec : } z=h-2d'=1,65 - 2(0,165)=1,32 \text{ m}$$

M: moment dû à l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{9,07 \cdot 10^{-3}}{1,32 \cdot 400} = 0,17 \text{ cm}^2.$$

On prend alors comme section A_l , la section minimale imposée par le RPA :

$$A_l \geq 0,0015b.h = 4,95 \text{ cm}^2$$

- aciers transversaux

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{0,94}{1,65} = 0,57 < 1$$

On est dans le 2^{eme} cas « linteaux courts »

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$$

$$V = \min(V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2 V_u = 14,26 \text{ kN}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ji}} = 12,03 \text{ kN}$$

$$V = 12,03 \text{ kN}$$

Avec :

A_t = section d'un cours d'armatures transversales

$$z = h - 2d' = 1,32 \text{ m}$$

V = effort tranchant dans la section considérée

$$S = 0,10 \leq \frac{A_t \cdot 400 \cdot 0,94}{12,03 \cdot 10^{-3} + A_t \cdot 400}$$

$$A_t = 0,036 \text{ cm}^2$$

On prend alors comme section A_t , la section minimale imposée par le RPA :

$$A_t \geq 0,0015.b.s \quad \text{si } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,0025.b.s \quad \text{si } \tau_u > \bar{\tau}_u = 0,025 f_{c28}$$

$$\tau_u = 0,045 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa.}$$

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

$$\Rightarrow A_t \geq 0,0015b.s = 0,3 \text{ cm}^2$$

On choisit 2φ8 de section 1,01 cm²/ml.

- aciers en partie courante (armature de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau (Ac en deux nappes) doivent être un total d'un minimum égal à 0,20%.

On prend la section minimale imposée par le RPA :

$$Ac \geq 0,0020.b.h = 6,6 \text{ cm}^2$$

Tableau 5.27. Ferraillage des linteaux

	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{st} \text{ choisi (cm}^2\text{)}$	
A_l	4,95	4T14	6,16
A_t	0,3	2Φ8	1,01
A_c	6,6	5T14	7,70

Voir Annexe

CHAPITRE 6

ÉTUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

6. ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

6.1. Introduction

Les fondations jouent le rôle d'intermédiaire entre la superstructure et l'infrastructure. En effet, elles contribuent à la transmission de la charge verticale ainsi que la charge horizontale de la superstructure vers le sol dans de bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'adapter le type de fondation adéquat avec la nature du sol et l'ouvrage.

6.2. Le choix de type de fondation

Le choix de type de fondation doit satisfaire

- Type d'ouvrage à construire (stabilité).
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge transmise au sol.
- La facilité d'exécution.
- La raison économique.

Le type de fondation préconisé est un radier général, vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants.

6.2.1. Le pré dimensionnement de la première variante

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature .Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

a) Épaisseur du radier

La portée la plus grande entre axes des appuis $L=6.30\text{ m}$

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{6.3}{20} \Rightarrow h_d \geq 31.5\text{ cm}$$

$$h_n \geq \frac{l_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{6.3}{10} \Rightarrow h_n \geq 63\text{ cm}$$

h_d : Epaisseur de la dalle.

l_{\max} : Distance maximale entre deux files successives.

h_n : Epaisseur de la nervure.

- 1^{er} proposition

$$\begin{cases} h_d = 40\text{ cm} \\ h_n = 70\text{ cm} \end{cases}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol. Donc on augmente la valeur de h_d et h_n .

- 2^{ème} proposition

$$\begin{cases} h_d = 80\text{cm} \\ h_n = 80\text{cm} \end{cases}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol. Donc on augmente la valeur de h_d et h_n .

- 3^{ème} proposition

Le choix $h_d=h_n= 1.00 \text{ m}$

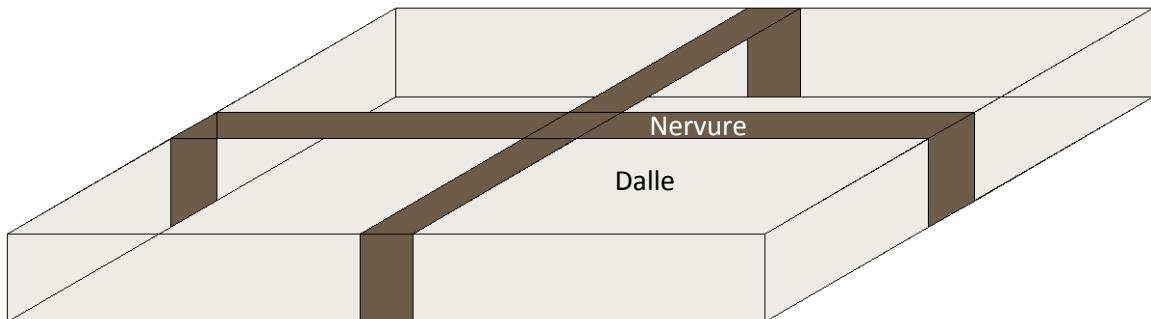


Figure 6.1. Radier 1^{er} solution

6.2.2. Débordement

$$D \geq \text{Max}\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = 50\text{cm}$$

On adopte un débordement égal à 1.00 m



Figure 6.2. Le débordement du radier 1^{er} solution

6.3. Vérification de la contrainte du sol

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol « $\sigma_{sol} = 1.5\text{bars}$ ». La condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{b1} = z_{\max} \times K$$

Avec :

z_{\max} : Déplacement maximal U_z à l'ELS obtenu par le SAP2000.

$$\Rightarrow z_{\max} = 4.89 \times 10^{-3} m$$

K : Le coefficient de BALLAST (coefficient de la raideur du sol)

$$\Rightarrow K = 3.1 \text{ kg/cm}^3 \text{ (Tableau du module de réaction du sol)}$$

Donc :

$$\sigma_{b1} = z_{\max} \times K = 4.8 \times 10^{-1} \times 3.1 = 1.48 \text{ bar}$$

Avec $1 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ bar}$

6.4. Les différentes sollicitations

Après une modélisation du radier avec le logiciel SAP2000 on a obtenu les résultats suivants :

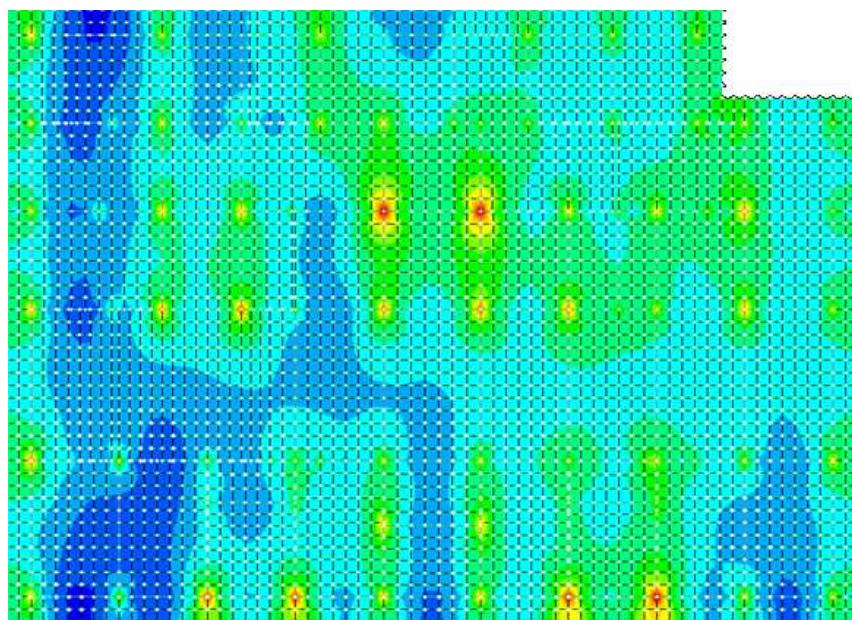


Figure 6.3 Moment 11

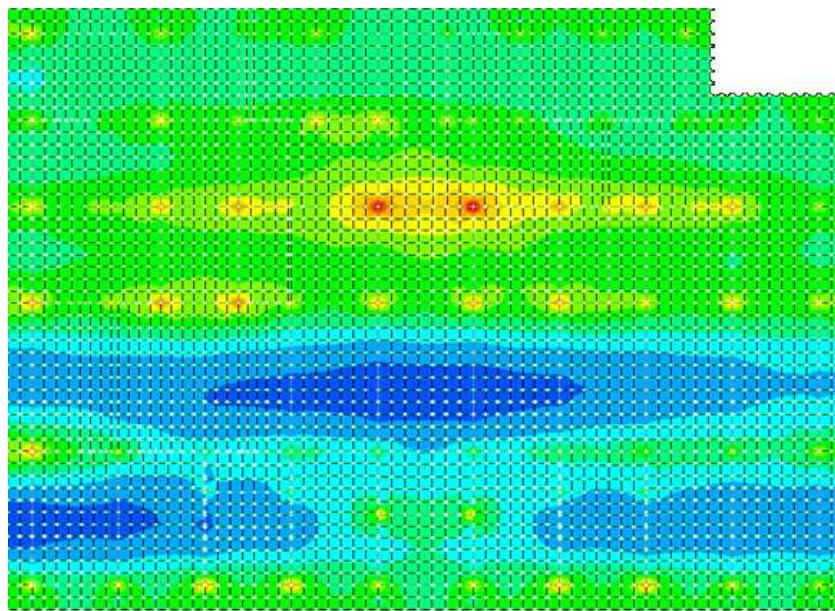


Figure 6.4 Moment 22

6.5. Vérification de la stabilité au renversement

Quelque soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$)

$$(e = \frac{585,37}{2828,55} = 0,20 \text{ m} \leq \frac{22,3}{4} = 5,5 \text{ m}) \dots \underline{\text{C.V}}$$

6.6. Calcul du ferraillage de la dalle

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de $(1.50 \times 1.00) \text{ m}^2$ et en deux directions, l'une suivant XX', et l'autre suivant YY'.

6.6.1. En travée

- Ferraillage suivant Lx

$$\mu = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{378.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9^2 \times 14.17} = 0.033$$

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

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.9 \times (1 - 0.4 \times 0.052) = 0.88 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{378.78 \times 10^{-3}}{0.88 \times 348} = 12.37 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : =9T14=13.85 cm²/ml

- Vérification de condition de non fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s \geq 12.49 \text{ cm}^2$$

Donc 13.85 > 12.49 cm²-----CV

- Ferraillage suivant Ly

$$\mu = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{585.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9^2 \times 14.17} = 0.051$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.065$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.9 \times (1 - 0.4 \times 0.052) = 0.88 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{585.37 \times 10^{-3}}{0.88 \times 348} = 19.11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : =9T14+9T12=20.92 cm²/ml

- Vérification de condition de non fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b.h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s \geq 12.49 \text{ cm}^2$$

Donc 20.92 > 12.49 cm² ----- CV

6.6.2. Vérification à l'ELS

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- Selon XX

$$M_u = 378.78 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 274.37 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1.381$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.381 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \underline{\alpha_{travée} = 0,065 < 0,44} \quad \text{C.V}$$

- Selon YY

$$M_u = 585.37 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 423.64 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1.38$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \underline{\alpha_{travée} = 0,065 < 0,44} \quad \text{C.V}$$

6.6.3. En appui

Par les mêmes étapes, on peut déterminer le ferraillage en appui, et on trouve :

A_{SX}=29.89 cm². **Le choix est : 9T14+9T16 de section 31.95 cm²**

A_{SY}=31.80 cm². **Le choix est : 9T16+9T14 de section 31.95 cm²**

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{2828.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9} = 3.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\underline{\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{C.V}}$$

6.6.4. Le pré dimensionnement de la deuxième variante

a. Epaisseur du radier

La portée la plus grande entre axes des appuis L=6.30 m

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{6.00}{20} \Rightarrow h_d \geq 30 \text{ cm}$$

$$h_n \geq \frac{l_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{6.00}{10} \Rightarrow h_n \geq 60 \text{ cm}$$

h_d : Epaisseur de la dalle.

l_{\max} : Distance maximale entre deux files successives.

h_n : Epaisseur de la nervure.

- 1^{er} proposition

$$\begin{cases} h_d = 60 \text{ cm} \\ h_n = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol. Donc on augmente la valeur de h_d et h_n .

- 2^{ème} proposition

$$\begin{cases} h_d = 80 \text{ cm} \\ h_n = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Le choix $h_d=h_n=0.8 \text{ m}$

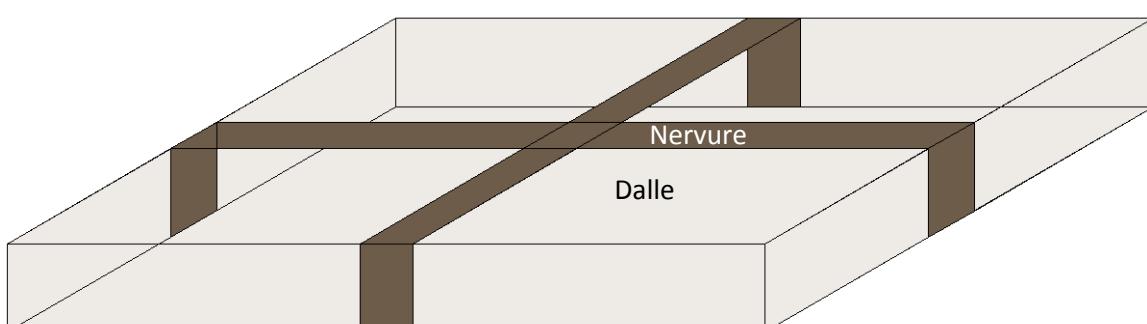


Figure 6.5 Radier 2^e solution

6.6.5. Débordement

$$D \geq \text{Max}\left(\frac{n}{2}; 30\text{cm}\right) = 50\text{cm}$$

On adopte un débordement variable

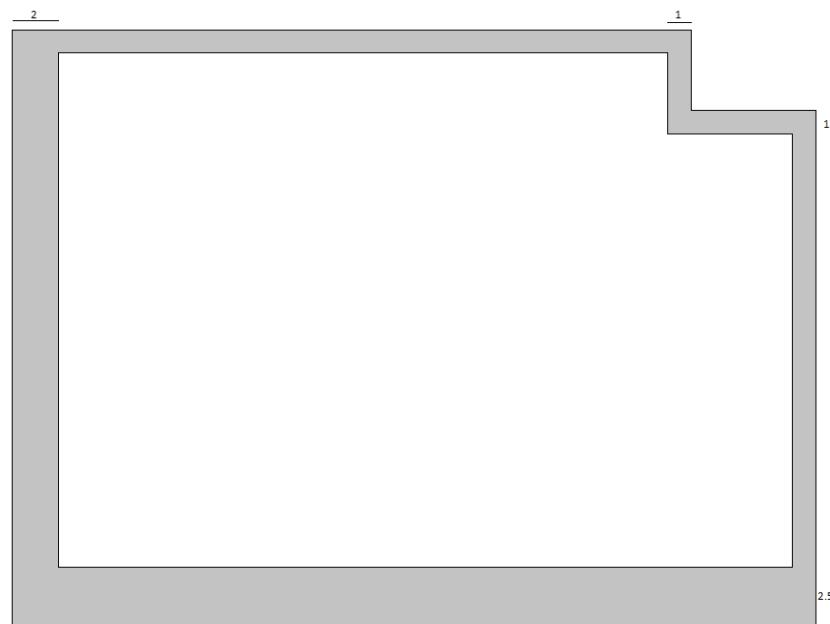


Figure 6.6 Débordement 2^e solution

6.7. Vérification de la contrainte du sol

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol « $\sigma_{\text{sol}} = 1.5\text{bars}$ ». La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\sigma_{b1} = z_{\max} \times K$$

Avec :

z_{\max} : Déplacement maximal U_z à l'ELS obtenu par le SAP2000.

$$\Rightarrow z_{\max} = 4.89 \times 10^{-3} \text{m}$$

K : Le coefficient de BALLAST (coefficient de la raideur du sol)

$$\Rightarrow K = 3.1 \text{kg/cm}^3 \text{ (Tableau du module de réaction du sol)}$$

Donc :

$$\sigma_{b1} = z_{\max} \times K = 4.8 \times 10^{-1} \times 3.1 = 1.48 \text{ bar}$$

Avec $1\text{kg/cm}^2 = 1\text{bar}$

6.8. Les différentes sollicitations

Après une modélisation du radier avec le logiciel SAP2000 on a obtenu les résultats suivants :

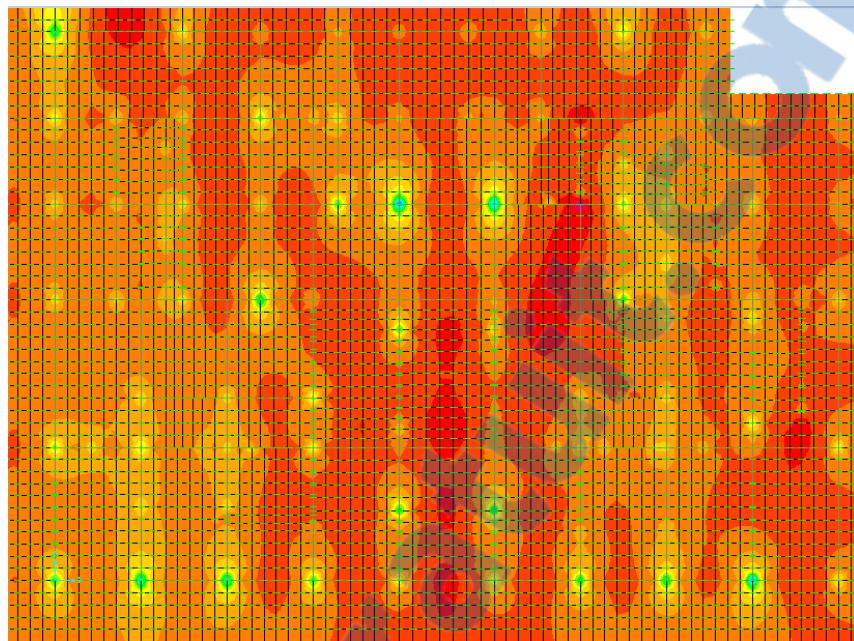


Figure 6.7 Moment 11

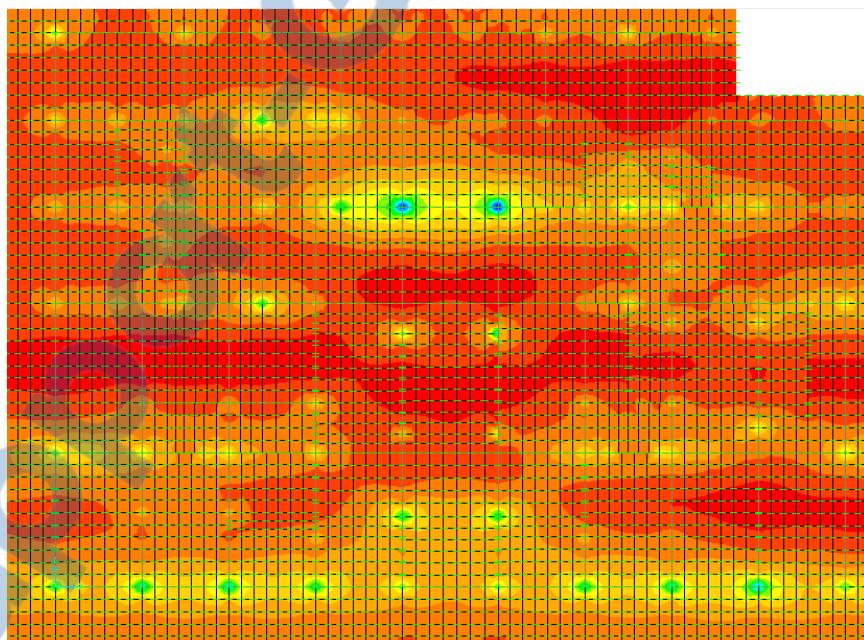


Figure 6.8 Moment 22

6.9. Vérification de la stabilité au renversement

Quelque soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$)

$$(e = \frac{471,07}{2356,36} = 0,20 \text{ m} \leq \frac{22,3}{4} = 5,5 \text{ m}) \dots \underline{\text{C.V}}$$

6.10. Calcul du ferraillage de la dalle

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de $(1.50 \times 1.00) \text{ m}^2$ et en deux directions, l'une suivant XX', et l'autre suivant YY'.

6.10.1. En travée

- Ferraillage suivant Lx

$$\mu = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{430.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.52^2 \times 14.17} = 0.058$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.075$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.9 \times (1 - 0.4 \times 0.052) = 0.69 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{378.78 \times 10^{-3}}{0.88 \times 348} = 17.72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : 9T14+9T12=24.03 cm²/ml

- Vérification de condition de non fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b.h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s \geq 11.10 \text{ cm}^2$$

Donc 24.03 > 11.10 cm²-----CV

- Ferraillage suivant Ly

$$\mu = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{471.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.52^2 \times 14.17} = 0.064$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.083$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.9 \times (1 - 0.4 \times 0.052) = 0.67 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{585.37 \times 10^{-3}}{0.88 \times 348} = 19.48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : =9T14+9T12=20.92 cm²/ml

- Vérification de condition de non fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b.h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s \geq 11.10 \text{ cm}^2$$

Donc 20.92>11.10 cm²-----CV

6.10.2. Vérification à l'ELS

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100} ; \text{ Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- Selon XX

$$M_u = 420.69 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 310.47 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1.355$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.355 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \underline{\alpha_{travée} = 0,075 < 0,43} \quad \text{C.V}$$

- Selon YY

$$M_u = 471.97 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 340.96 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1.38$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \underline{\alpha_{travée} = 0,067 < 0,44} \quad \text{C.V}$$

6.10.3. En appui

Par les mêmes étapes, on peut déterminer le ferraillage en appui, et on trouve :

$$A_{sx} = 41.60 \text{ cm}^2. \underline{\text{Le choix est : 9T20+9T14 de section 42.12 cm}^2}$$

$$A_{sy} = 41.13 \text{ cm}^2. \underline{\text{Le choix est : 9T20+9T14 de section 42.12 cm}^2}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{2356.36 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.8} = 3.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2 \times f_c 28}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\underline{\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{CV}}$$

- Calcul de l'espacement

D'après le BAEL91

$$S_t \leq \text{Min}(0.9 \times d ; 40) \text{ cm}$$

$$\underline{S_t = 10 \text{ cm}}$$

6.11. Calcul de ferraillage de la nervure

- Solution 1

le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire représentée dans la figure suivante :

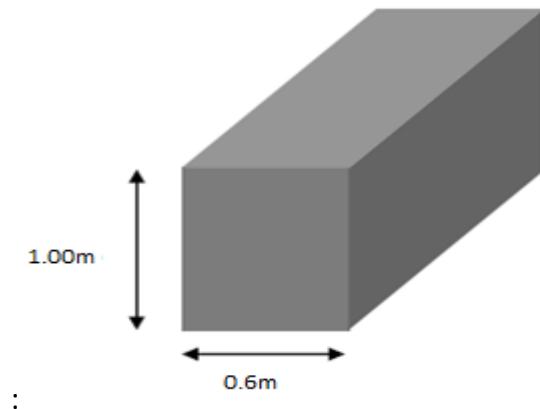


Figure 6.9 Dimension de la nervure 1ère solution

6.11.1. Ferraillage longitudinal

a. En travée

Le moment maximum en travée :

$$M_{\max} = 201.69 \text{ KN}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{278.53 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.9^2 \times 14.17} = 0.040$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.051$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.881 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{278.53 \times 10^{-3}}{0.881 \times 348} = 9.08 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6T14 = 9.24 cm²

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s \geq 7.49 \text{ cm}^2$$

Donc 9.24 > 7.49 cm² ----- CV

b. En appui

Le moment maximal en travée :

$$M_{\max} = 399.93 \text{ KN}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{399.93 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.9^2 \times 14.17} = 0.058$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.074$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.873 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{278.53 \times 10^{-3}}{0.873 \times 348} = 13.16 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6T14+6T10 = 13.95 cm²

$$A_s \geq \max\left(\frac{b.h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s \geq 7.49 \text{ cm}^2$$

Donc $13.95 > 7.49 \text{ cm}^2$ -----CV

6.11.2. Vérification à l'ELS

a. En travée

$$M_u = 278.53 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 201.67 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,381$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,381 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \underline{\alpha_{travée} = 0,051 < 0,440} \quad \text{C.V}$$

b. En appui

$$M_u = 399.93 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 288.55 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,386$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,386 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \underline{\alpha_{travée} = 0,074 < 0,443} \quad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

6.12. Ferraillage transversal

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{662.92 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.9} = 1.227 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Alors $\underline{\tau_u < \bar{\tau}_u} \Rightarrow \text{C.V}$

➤ Calcul du diamètre des armatures transversales

$$\begin{aligned} \phi_t &\leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi \min, \frac{b}{10}\right) & \Rightarrow \phi_t &\leq \min\left(\frac{100}{35}; 1.2; \frac{60}{10}\right) \\ && &\Rightarrow \phi_t &\leq \min(2.85; 1.2; 6) \\ && && \Rightarrow \phi_t &= 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

Alors on adopte un choix de : $\Phi 10$

➤ Calcul de l'espacement

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_{\min}, 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{100}{4}, 12 \times 1,2, 30\right) \Rightarrow S_t \leq 14.4 \text{ cm}$$

- Zone courante

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_t \leq \frac{100}{2} \Rightarrow S'_t \leq 50 \text{ cm}$$

On adopte un choix : $\begin{cases} S_t = 10 \text{ cm} \\ S'_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$

• Solution 2

le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire représentée dans la figure suivante :

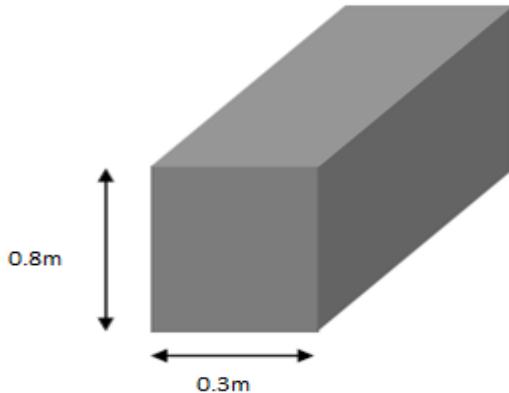


Figure 6.10 Dimension de la nervure 2^e solution

6.13. Ferraillage longitudinal

a. En travée

Le moment maximal en travée :

$$M_{\max} = 217.17 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{217.17 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.9 \times 0.8)^2 \times 14.17} = 0.098$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.129$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.682 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{217.17 \times 10^{-3}}{0.682 \times 348} = 9.14 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6T14 = 9.24 cm²

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s \geq 2.4 \text{ cm}^2$$

Donc 9.24 > 7.49 cm² -----CV

b. En appui

Le moment maximal en travée :

$$M_{\max} = 97.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{97.08 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.9 \times 0.8)^2 \times 14.17} = 0.044$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.056$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.704 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{278.53 \times 10^{-3}}{0.881 \times 348} = 3.96 \text{ cm}^2$$

Le choix : 3T14 = 4.62 cm²

$$A_s \geq \max\left(\frac{b.h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s \geq 2.4 \text{ cm}^2$$

Donc 4.62 > 2.4 cm² ----- CV

6.14. Vérification à l'ELS

a. En travée

$$M_u = 217.17 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 156.61 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,387$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,387 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \underline{\alpha_{travée} = 0,129 < 0,443} \quad \text{C.V}$$

b. En appui

$$M_u = 97.08 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 70.02 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,386$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,386 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \underline{\alpha_{travée} = 0,056 < 0,443} \quad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

6.15. Ferrailage transversal :

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{351.45 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.9 \times 0.8} = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2 \times f_c 28}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Alors $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow C.V$

➤ Calcul du diamètre des armatures transversales

$$\begin{aligned} \phi_t &\leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b}{10}\right) & \Rightarrow \phi_t &\leq \min\left(\frac{80}{35}; 1.2; \frac{30}{10}\right) \\ && &\Rightarrow \phi_t \leq \min(2.28; 1.2; 3) \\ && &\Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

Alors on adopte un choix de : $\Phi 10$

➤ Calcul de l'espacement

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

- Zone nodale

$$\begin{aligned} S_t &\leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_{\min}, 30 \text{ cm}\right) & \Rightarrow S_t &\leq \min\left(\frac{80}{4}, 12 \times 1.2, 30\right) \\ && &\Rightarrow S_t \leq 14.4 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Zone courante

$$\begin{aligned} S'_t &\leq \frac{h}{2} & \Rightarrow S'_t &\leq \frac{80}{2} \\ && &\Rightarrow S'_t \leq 40 \text{ cm} \end{aligned}$$

On adopte un choix : $\begin{cases} S_t = 10 \text{ cm} \\ S'_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$

CHAPITRE 7

ETUDE COMPARATIVE ENTRE LES DEUX VARIANTES

7. ETUDE COMPARATIVE ENTRE LES DEUX VARIANTES

7.1. OBJECTIF

Ce chapitre consiste à faire une étude comparative entre les résultats des deux variantes ossature mixte avec des voiles et la 2^{ème} variante constituée par des voiles porteurs en béton armé.

Cette étude comparative a été scindée en trois parties:

- Partie 1: Étude
- Partie 2 : Réalisation
- Partie 3: Étude économique «Couts et Délais»

7.2. Partie Étude

7.2.1. Pré-dimensionnement

Tableau 7.1 Pré-dimensionnement des éléments de la structure pour les deux variantes

	1 ^{er} variante	2 ^{em} variante	
Les poteaux	les règles de B.A.E.L 91	Absence des poteaux	
Les poutres principales	les règles de B.A.E.L 91	Minimum RPA	
Les poutres secondaires	les règles de B.A.E.L 91		
Les voiles	En utilisant le R.P.A99		
Plancher	On utilise la condition de flèche		
Descente des charges	Même descentes des charges		

Tableau 7.2 Dimensions des éléments structuraux

	Les dimensions (cm ²)	
	1 ^{er} variante	2 ^{em} variante
Les poteaux	60x60 à 30x30	-
Les poutres principales	50x30	25x20
Les poutres secondaires	35x30	
Les voiles	20-25	20-25

Tableau 7.3 Vérification du dimensionnement des poteaux et poutres

	1 ^{er} variante	2 ^{em} variante
Les poteaux	Vérification des conditions de R.P.A99 V2003	-
Les poutres	Vérification des conditions de R.P.A99 V2003	-
Les voiles	Vérification des conditions de R.P.A99 V2003	

7.2.2. Etude des éléments secondaire

Pour l'étude des éléments secondaire est la même pour les deux variantes.

7.2.3. Modélisation

Tableau 7.4 Durée de la modélisation

	1 ^{er} variante	2 ^{em} variante
Durée de la modélisation (géométrie)	6 jours	2 jours

7.2.4. Etude dynamique

Tableau 7.5 Vérification des conditions de R.P.A99

	1 ^{er} variante	2 ^{em} variante
Disposition des voiles (mode propre de vibration)	15 jours	9 jours
Vérification des efforts tranchant	Article 4.a R.P.A99	Article 2. R.P.A99

Tableau 7.6 Résultats de l'analyse dynamique

Mode	1 ^{er} variante		2 ^{em} variante	
	Mode 1	Mode 2	Mode 1	Mode 2
Période (s)	1,177685	1,023471	1,373686	1,143723
PM (%)	56%	59%	58.42%	58.60%
Type	Translation	Translation	Translation	Translation

7.2.5. Etude des éléments structuraux

Tableau 7.7 Calcul du ferraillage des éléments structuraux pour les deux variantes

	1 ^{er} variante	2 ^{em} variante
Les poteaux	les règles de B.A.E.L 91 et logiciel SAP2000 et R.P.A 99.	-
Les poutres principales	les règles de B.A.E.L 91 et logiciel SAP2000 et R.P.A 99.	les règles de B.A.E.L 91 et logiciel SAP2000 et R.P.A 99.
Les poutres secondaires	les règles de B.A.E.L 91 et logiciel SAP2000 et R.P.A 99.	les règles de B.A.E.L 91 et logiciel SAP2000 et R.P.A 99.
Les voiles	Logiciel Sap2000 et SOCOTEC et R.P.A 99.	Logiciel Sap2000 et SOCOTEC et R.P.A 99.
Linteaux	les règles de B.A.E.L 91 et logiciel SAP2000 et R.P.A 99.	les règles de B.A.E.L 91 et logiciel SAP2000 et R.P.A 99.

Tableau 7.8 Vérification des éléments structuraux

	1 ^{er} variante	2 ^{em} variante
Les poutres principales	Vérification des conditions de R.P.A99	
Les poutres secondaires	Vérification des conditions de R.P.A99	Vérification des conditions de R.P.A99
Les voiles	Vérification des conditions de R.P.A99	Vérification des conditions de R.P.A99
Linteaux	Vérification des conditions de R.P.A99	Vérification des conditions de R.P.A99

7.2.6. Etude de l'infrastructure**Tableau 7.9** Ferraillage des radiers

	1 ^{er} variante	2 ^{em} variante
Radier	les règles de B.A.E.L 91 et logiciel SAP2000	les règles de B.A.E.L 91 et logiciel SAP2000

Tableau 7.10 Dimension du radier

		1 ^{er} variante	2 ^{em} variante
Radier	Epaisseur dalle (m)	1	0,8
	Epaisseur Nervure (m)	1	0,8

Tableau 7.11 Vérification du ferraillage des radiers

	1 ^{er} variante	2 ^{em} variante
Radier	les règles de B.A.E.L 91 et RPA99	les règles de B.A.E.L 91 et RPA99

7.3. Partie Réalisation**Tableau 7.12** Avantage et inconvénient de la variante 1

	1 ^{er} variante
Avantage	-Un Système que l'on le maîtrise. - Possibilités de changer l'aménagement intérieur. - Isolation thermique et phonique remarquable.
inconvénient	-Une sensibilité d'assurer la verticalité des éléments porteurs - Beaucoup d'échafaudages. - Plus de travail dans le site

Tableau 7.13 Avantage et inconvénient de la variante 2

2 ^{ème} variante	
Avantage	<ul style="list-style-type: none"> - Moins de travail sur le site. - Haute qualité et durabilité. - Moins d'échafaudage et de matériel requis. - Très stable sur le plan dimensionnel; les ouvertures pour fenêtres correspondent parfaitement aux indications du plan; les fenêtres peuvent donc être commandées à l'avance. - Murs intérieurs lisse : peuvent être peints directement - Augmenter la rigidité de l'ouvrage
inconvénient	<ul style="list-style-type: none"> - Manque d'isolation thermique phonique surtout pour les voiles exposés. - On ne peut pas faire un changement au niveau d'aménagement intérieur

7.4. Étude économique

7.4.1. Introduction

L'art et la science de la gestion de projet deviendront bientôt l'essence même de la formation en gestion, de l'excellence opérationnelle et de la valeur ajoutée [Tom Peters].

La conception et la réalisation d'un projet de construction exigent une masse énorme de travaux de natures diverses et compliquées, faisant intervenir un grand nombre de participants, donc il est nécessaire de mettre en place des plannings qui assurent le succès du projet. Les avantages sont les suivants :

- Le planning par ces prévisions sérieuses, afin d'éviter les conflits.
- Il définit la meilleure façon d'atteindre les objectifs ainsi le but final du projet.
- La planification est un outil de prise de décision et un pont de communication entre les différents intervenants dans un projet.
- Il permet de bien gérer les délais d'exécution et de mettre en cohérence les besoins en matériels, matériaux et la main d'œuvre nécessaire pour l'exécution du projet.
- Il permet au maître d'ouvrage d'assurer le suivi financier au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

7.4.2. Management de projet

Le management de projet est l'application de connaissances, de compétences, d'outils et de techniques aux activités du projet, il permet l'intégration des processus groupés en : démarrage, planification, exécution, surveillance et maîtrise, et clôture.

a. Projet

Un projet est défini comme une action unique non récurrente et spécifique. Il est aussi défini par la complexité de ses tâches qui demande et exige des connaissances particulières et nécessite comme ressources certains nombres de groupe ou d'équipe, avec une organisation appropriée. Un projet a des facteurs principaux qui sont : la performance, le coût et le temps, le respect de ces facteurs permet d'assurer une bonne qualité du produit réalisé.



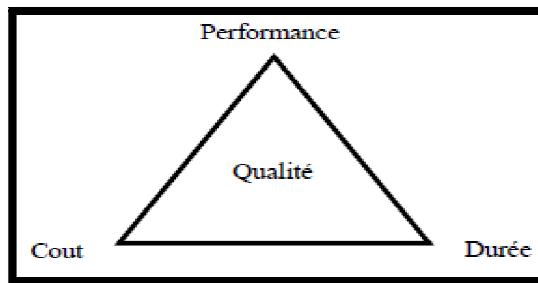


Figure 7.1 Facteur principal d'un projet

Ainsi la bonne compréhension des besoins du client permet de nous donner une perspective générale sur la jonction des facteurs principaux d'un projet.

b. Cycle de vie d'un projet

Le cycle de vie d'un projet commence par une idée ensuite la conception et le planning suivi par la phase d'exécution du projet et à la fin la clôture et l'occupation (exploitation) du projet comme indiqué sur la figure :

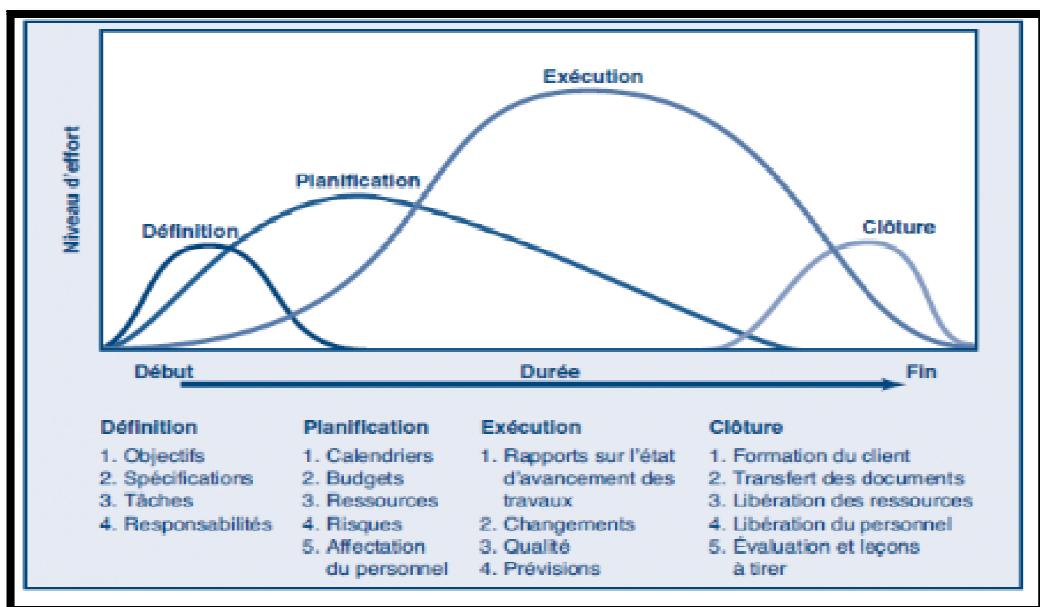


Figure 7.2 Cycle de vie d'un projet [1]

Dans notre présente étude, nous nous sommes positionnés dans la phase intermédiaire de définition et planification, ensuite nous avons entamé une étude de management et d'économie.

7.4.3. Objectifs à atteindre

Pour les besoins inhérents au présent projet de fin d'étude, nous nous sommes fixés uniquement comme objectifs, de définir le délai et le cout. Afin d'atteindre ces objectifs, nous avons plusieurs outils à utiliser :

- Préparation du WBS (Works Breakdown Structures) du projet.
- Identification de nos ressources.
- Identifier les tâches.

Pour cela nous avons choisi le MS Project 2010 comme outil de travail.

a. MS Project

MS Project est un outil informatique qui permet de planifier et suivre un projet. Il permet de gérer les tâches, les ressources, les charges de travail, les coûts, et les calendriers...

b. Création d'un projet sur MS Project

Les étapes de création et la gestion d'un projet sont :

- 1-Définir le calendrier global.
- 2-Définir les ressources.
- 3-Définir les tâches.
- 4-Organiser l'enchaînement des tâches.
- 5-Attribuer les ressources aux tâches.
- 6-Démarrer le projet [Outils – Suivi – Mettre à jour le projet].
- 7-Informer les acteurs.
- 8-Introduire les états d'avancement.
- 9-Corriger les dérives éventuelles et mettre à jour le projet.
- 10-Clôturer le projet.

c. Tâches, jalons et livrables

• Une tâche

Une tâche est une action à mener pour aboutir à un résultat. A chaque tâche définie, il faut associer :

- Un objectif précis et mesurable.
- Des ressources humaines, matérielles et financières adaptées.
- Une charge de travail exprimée en nombre de journée, et des travailleurs.
- Une durée ainsi qu'une date de début et une date de fin.
- Les tâches sont reliées par des relations d'antériorité, pour montrer dans quel ordre elles doivent être exécutées à savoir :
- **Liaison Fin-Début** : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité aval ne commence.
- **Liaison Fin-Fin** : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité aval ne finisse.
- **Liaison Début-Début** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité aval ne commence.
- **Liaison Début-Fin** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité aval ne finisse.

• Un jalon

Les jalons d'un projet se définissent comme suit :

- Des évènements clés d'un projet, montrant une certaine progression du projet.
- Des dates importantes de réalisation d'un projet.
- Une réalisation concrète (production de livrables)

Dans le cadre du planning, 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**

Un livrable est tout résultat, document, mesurable, tangible ou vérifiable, qui résulte de l'achèvement d'une partie de projet ou du projet.

7.4.4. Ordonnancement et planification

C'est l'activité qui consiste à déterminer et à ordonner les tâches du projet, à estimer leurs charges et à déterminer les profils nécessaires à leur réalisation. Les objectifs du planning sont les suivants :

- Déterminer si les objectifs sont réalisés ou dépassés.
- Suivre et communiquer l'avancement du projet.

a. Le WBS (Works Breakdown Structures)

WBS est un mode de découpage qui organise et définit la totalité du contenu d'un projet. Elle se présente sous forme d'organigramme dont le premier niveau est le projet entier, dans les niveaux suivants le projet est découpé de façon hiérarchique.

Les éléments du deuxième niveau sont souvent les livrables. Les éléments qui se trouvent au niveau inférieur de la WBS sont appelés lors de travaux et correspondent à des résultats livrables du projet. Ce découpage simplifie le projet, mais aussi affecte à chaque lot de travaux un responsable, un code unique.

Cela permet d'améliorer la précision des estimations de coût, de délais et de ressources. Bien qu'il existe de nombreuses façons d'organiser le plan de travail, une pratique courante est le WBS

b. Le diagramme de GANTT

Le diagramme de GANTT est la technique et représentation graphique permettant de renseigner et situer dans le temps les phases, activités, tâches et ressources du projet. Il peut être aussi utilisé pour surveiller l'avancement d'un projet

En ligne, on liste les tâches et en colonne les jours, semaines ou mois. Les tâches sont représentées par des barres dont la longueur est proportionnelle à la durée estimée.

7.4.5. Définition des ressources

a. Les ressources humaines

Dans notre projet on a huit groupes :

- **Groupe ingénieurs** : qui s'occupe de tout ce qui est suivi et contrôlé.
- **Groupe coffreurs** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche coffrage dans le projet.
- **Groupe ferrailleurs** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche ferraillage dans le projet.
- **Groupe maçons** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche maçonnerie.
- **Groupe électriciens** : qui s'occupe tout ce qui est tâche d'électricité dans le projet.

- **Groupe de plomberie** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche plomberie dans le projet.
- **Groupe de menuiserie** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche menuiserie dans le projet.
- **Groupe de peinture** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche peinture dans le projet.

b. Les ressources matérielles

On distingue deux types de ressources matérielles :

- **Engins** : Les ressources matérielles type engins affectés à notre projet sont :
 - Tracteur pour eau
 - Pelle hydraulique
 - Camion 10 tonnes
 - Grue
 - Pompe à injection du béton
 - Compacteur
 - Chargeur

Remarque : Tous ces engins sont loués avec leurs manœuvres.

- **Matériaux**

Quelques ressources matérielles type produit affecté à notre projet sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 7.14 les ressources matérielles (Matériaux) du projet

Fer pour ferraillage	Faïence
Béton	Gains d'électricité
Bois pour coffrage	Carrelage granito
Remblai	Plinthe en terre cuite
Brique	Cadre portes et fenêtres
Enduit en ciment	Projecteurs électriques
Zingue	Dalle de sol
Hourdis	Panneau d'affichage
Treillis soudés	Lampe et douille
Tuile	Fils d'électricité
Tube en béton pour l'eau usée	Feuille de polystyrène
Boites d'interrupteurs	Gravillon roulé

7.4.6. Etude économique

L'estimation du coût des tâches se fait en introduisant deux paramètres, la durée et le cout de la tâche aux ressources utilisées pour réaliser cette tâche.

Après l'introduction de toutes les informations (les tâche avec leur durée et coût estimé avec les ressources) sur logiciel MS Project 2010 on obtient les résultats suivants :

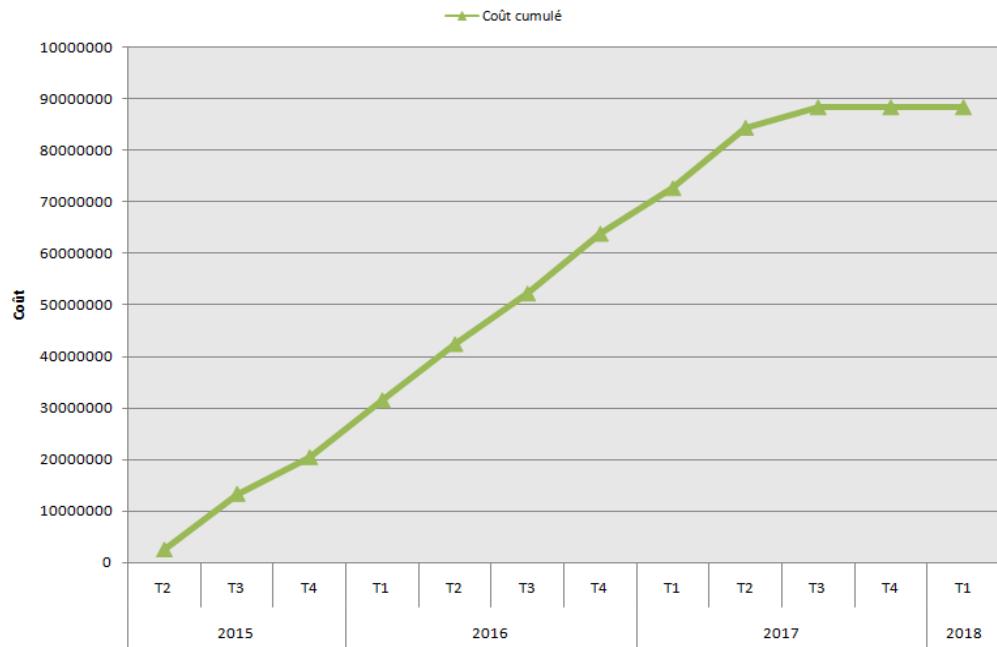
Tableau 7.15 la durée de réalisation d'un étage

	1 ^{er} variante	2 ^{em} variante
Durée d'étage	28	13

Tableau 7.16 la durée et le cout global des deux variantes

	1 ^{er} variante	2 ^{em} variante
Le début du projet	13/06/2015	13/06/2015
La fin du projet	13/02/2018	17/09/2016
Durée du projet (jour)	828	387
Le cout brut du projet (DA)	88354763,26	96448795,61
Le montant TVA 17% (DA)	150203097,5	16396295,25
Le montant Total TTC (DA)	1033750730,1	112845090,86

a. La courbe financière

**Figure 7.3** La courbe financière (courbe en S) pour la 1^{ère} variante

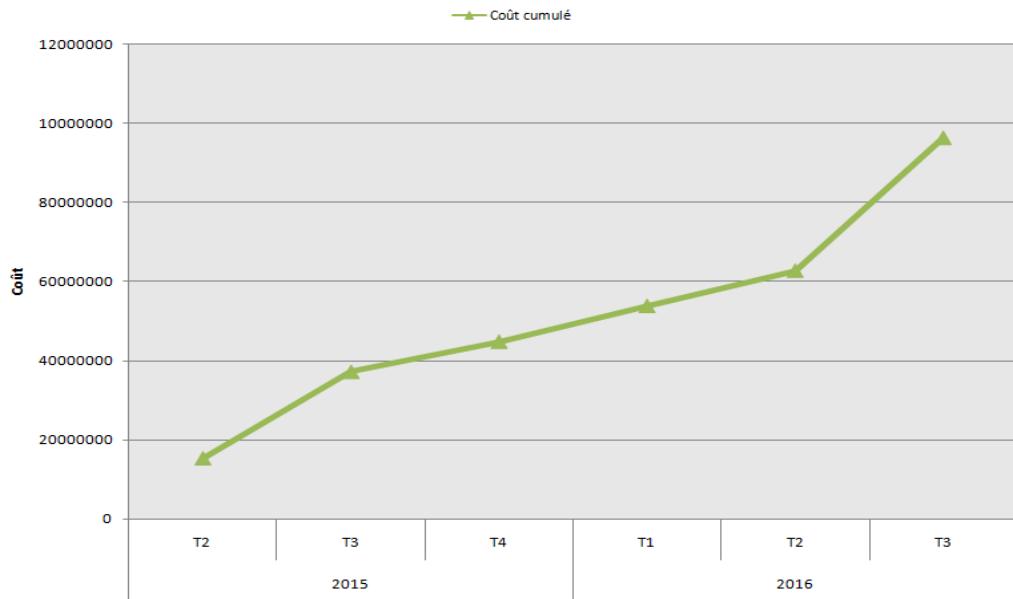


Figure 7.4 La courbe financière (courbe en S) pour la 2^{ème} variante

7.5. Conclusion

Ce chapitre a été mené en effectuant une étude comparative entre deux variantes ossature mixte avec des voiles et la 2^{ème} variante constitué par des voiles porteurs uniquement.

On a conclue dans la première partie de comparaison « partie étude » que :

- Le pré-dimensionnement des éléments structuraux ainsi la vérification des dimensions de la 1^{ère} variante prend plus de temps que la 2^{ème} variante.
- Les dimensions des poutres sont importantes dans la 1^{ère} variante que la 2^{ème} variante avec le même dimensionnement pour les voiles.
- La durée de la modélisation de la 1^{ère} variante est plus grande que la 2^{ème} variante mais dans cette dernière on n'a pas respecté tout le plan architectural.
- Le choix de la position des voiles dans la 1^{ère} variante est un peu difficile pour satisfaire un certain nombre de condition.

Et pour la deuxième partie on a cité quelques avantages et inconvénients des deux variantes.

Et dans la dernière partie « étude économique » on remarque qu'il y a une grande différence dans le coût ainsi la durée des deux variantes :

Le coût de la 1^{ère} variante est moins chère de 10% que la 2^{ème} variante.

Mais la durée de réalisation pour la deuxième variante a un effet très positif sur le choix de ce système car la durée de réalisation de deux planchers à trois planchers et la même que la durée de réalisation d'un seul plancher pour la 1^{ère} variante ; d'où dans ce projet la durée de réalisation d'une structure constitué par des voiles porteurs uniquement est moins que la moitié de la durée d'une structure ossature mixte avec des voiles.

CONCLUSION GÉNÉRALE

- Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, et nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul (SAP2000; Auto CAD; MS Project; SOCOTEC; MSE) ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

- Il nous a permis aussi de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix du modèle de calcul à considérer. Le projet nous a permis aussi de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, car aucun article du règlement parasismique algérien (RPA 99v2003) ne tient compte du paramètre de choix de la disposition optimale des voiles.

La disposition des voiles dans les structures est essentielle pour avoir une conception adéquate.

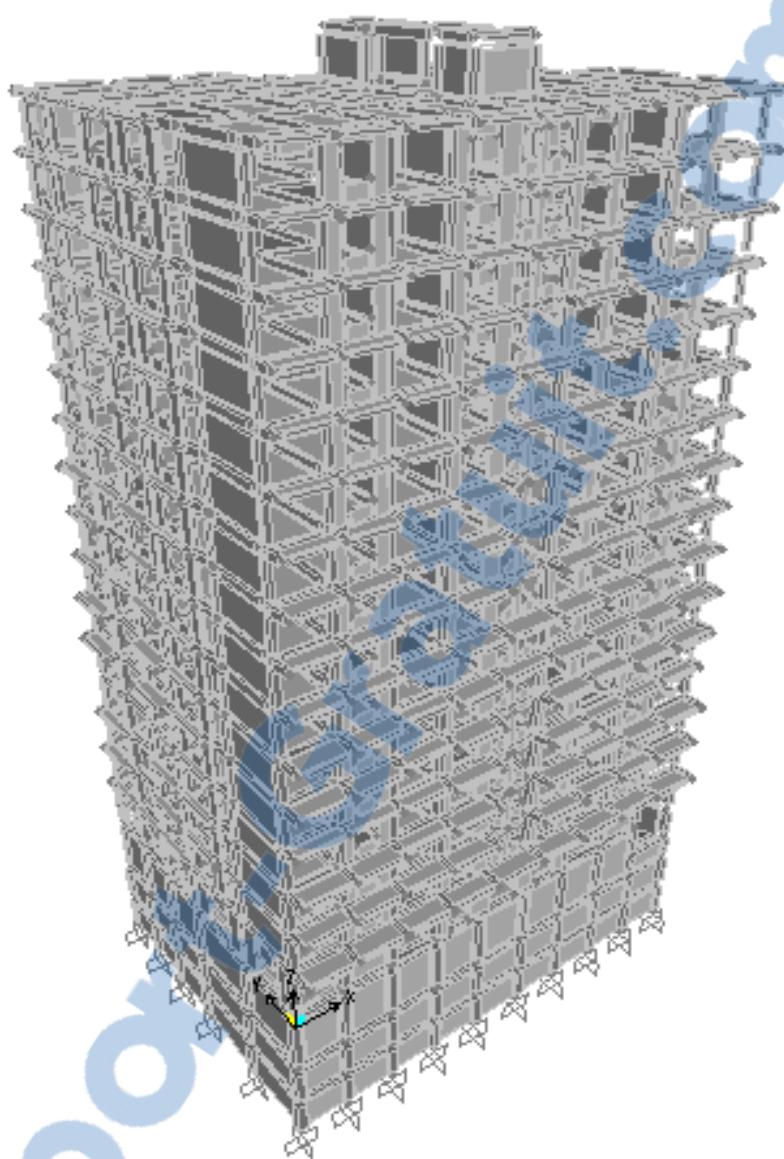
- D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisé sans surcout important.

- L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général comme une fondation, du fait la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

- L'étude économique et managériale de projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à l'atteinte des objectifs dans les délais et les couts préétablis.

- La comparaison entre les deux systèmes structuraux nous a conduite à déterminer les avantages et les inconvénients de chaque système.

- Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études et aussi un point de départ pour entamer d'autres études dans la vie professionnelle.



Rapport-gratuit.com

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



Référence bibliographiques

- [BAEL, 91] Jean-Pierre Mougin, Béton Armé aux Etats Limites 91modifiée99, 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.
- [RPA99version 2003] Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.
- Cours de Béton armé-suivant les règles BAEL 91 et modifications 99,Pascal LEGRAND ;L.M.TCHOUANI NANA ; juin 2002 révision n°2,Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement.
- Dimensionnement des voiles en B.A , Taleb.R et Eldjouzin.B.
- Belkheir Amel, Eude d'une structure (R+7) à usage d'habitation et commercial à contreventement mixte ,Tizi-ouzou,Magister Génie civil,2013,Faculté de génie de la construction.
- CHABANE.M et BENDAHMANE.Z, étude technique et économique d'un bâtiment rdc+9 étages, chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2014, Faculté de technologie.
- CHIKH.H, étude d'un bâtiment « 2 SOUS SOL, RDC + 9 ÉTAGES » d'une forme irrégulière a usage multiple, chetouane Tlemcen,Master en génie civil,2012,Faculté de technologie.
- DJELTI.Y et ALIDAHMANE.I, étude d'un bâtiment 3sous-sol+rdc+16 étages d'une forme irrégulière a usage multiple, chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2014, Faculté de technologie.
- Kacimi Nacéra, Analyse numérique d'une structure auto stable et d'une structure mixte (portique + voiles),Tizi-ouzou,Magister Génie civil,2013,Faculté de génie de la construction.

LOGICIELS

- Logiciel de SAP 2000.
- Logiciel de ferraillage SOCOTEC.
- MSE99.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTO CAD 2007.