

SOMMAIRE

Remerciement

Dédicaces

Résumé

abstract

ملخص

Introduction générale

CHAPITRE 1: Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

1.1 Introduction :	1
1.2 Présentation de l'ouvrage :	1
1.3 Description géométrique :	1
1.4 Conception de l'ouvrage :	2
1.4.1 Ossature :	2
1.4.2 plancher :	2
1.4.3 Escalier :	2
1.4.4 Revêtement :	2
1.4.5 La maçonnerie :	3
1.4.6 L'ascenseur :	3
1.4.7 Acrotères :	3
1.4.8 Les fondations :	3
1.5 Caractéristique mécaniques des matériaux:	3
1.5.1 Béton :	3
1.5.2 résistance caractéristique à la compression :	3
1.5.3 Résistance caractéristique à la traction :	3
1.5.4 Les états ultimes :	4
1.5.5 Coefficient de poisson :	5
1.5.6 Module de déformation longitudinale :	5
1.6 Acier :	5
1.6.1 Contrainte de calcul :	5
1.6.2 Contrainte limite de traction des armatures :	6
1.6.3 Diagramme de déformation d'une section en béton armé :	6
1.6.4 Contrainte ultime de cisaillement :	7
1.7 Les sollicitations de calcul vis-à-vis les états limites :	7
1.8 Méthodes de calcul :	7
1.9 Hypothèse de calcul :	8
CHAPITRE 2 : Pré dimensionnement et descente des charges	
2.1 Introduction :	9
2.2 Pré-dimensionnement	9
2.2.1 Les Plancher :	9
2.2.1.1 Plancher corps creux :	9

2.2.1.2 Dimensionnement des poutrelles :	10
2.2.1.3 Les planchers à dalle pleine :	11
2.2.2 Acrotère :	11
2.2.3 Les poutres :	12
2.2.3.1 Poutre principal :	12
2.2.3.2 Poutres Secondaires (Chainages) :	13
2.2.3.3 Poutres palières :	13
2.2.4 Les escalier :	15
2.2.5 la rampe d'accès :	24
2.2.6 Les voiles :	27
2.3 Évaluation des charges et surcharges DTR (B.C2-2) :	30
2.3.1 Plancher terrasse inaccessible :	31
2.3.2 Plancher étage courant :	31
2.3.3 Escalier :	30
2.3.4 Maçonnerie :	32

CHAPITRE 3 : Etude des éléments secondaires

3.1 Introduction :	34
3.2 Étude du plancher	34
3.2.1 Calcul des poutrelles:	34
3.2.2 Détermination des armatures longitudinales des poutrelles :	43
3.2.3 Détermination des armatures transversales des poutrelles :	46
3.2.4 Ferrailage de la dalle de compression :	48
3.3 Étude des escaliers:	50
3.3.1 Combinaisons d'actions :	50
3.3.2 Détermination des efforts internes :	57
3.3.3 Détermination du ferrailage :	59
3.4 Etude de la poutre palière :	61
3.4.1 Charge supportée par la poutre palière :	61
3.4.2 Réaction du palier sur la poutre:	62
3.4.3 Calcul du ferrailage de la poutre palière :	63
3.4.4 Détermination des effort internes de la poutre palière :	67
3.5 Etude de la rampe d'accès :	68
3.5.1 Les charges appliquées sur la rampe d'accès :	69
3.5.2 Les combinaisons d'actions :	69
3.5.3 Détermination du ferrailage :	71
3.5.4 Schéma du ferrailage :	75
3.6 Etude de la dalle pleine :	77
3.6.1 Introduction :	77
3.6.2 Pré dimensionnement :	77

3.6.3 Charges appliquées sur le balcon :	77
3.6.4 Calcul du ferrailage :	78
3.6.5 Schéma de ferrailage de balcon :.....	79
3.7 Etude de l'ascenseur :	80
3.7.1 Introduction :	80
3.7.2 Etude de la dalle d'ascenseur :.....	81
3.7.3 Détermination des sollicitations :	82
3.7.4 Détermination du ferrailage de la dalle :	84
3.7.5 Vérification des contraintes dans le béton:	89
3.7.6 Conclusion :.....	90
3.8 Étude de L'acrotère :.....	90
3.8.1 Poids propre de l'acrotère :	91
3.8.2 Calcul de l'excentricité :	91
3.8.3 Détermination du ferrailage :.....	92
3.8.4 Calcul des contraintes :	93
CHAPITRE 4 : Etude dynamique	
4.1 Introduction :	94
4.2 But de l'étude dynamique :.....	94
4.3 Définition du sap2000 :.....	94
4.4 Modélisation de la structure :.....	94
4.5 Méthodes utilisées pour les calculs :	95
4.6 Méthode statique équivalente :.....	95
4.6.1 Coefficient d'accélération de la zone A :	96
4.6.2 Coefficient de comportement R :	96
4.6.3 Facteur de qualité :	96
4.6.4 Période empirique :	98
4.7 Les différentes dispositions des voiles :.....	99
4.8 Facteur d'amplification dynamique moyen D :.....	103
4.9 Poids totale de la structure :.....	104
4.10 Caractéristique géométrique et massique de la structure.....	105
4.11 Participation massique :.....	107
4.12 L'effort tranchant à la base :.....	108
4.13 La répartition des efforts élastiques en chaque étage :	108
4.14 Les combinaisons d'actions :	111
4.15 Vérifications :	111
4.16 La répartition des efforts élastiques en chaque étage :	112
4.17 Vérification vis-à-vis des déformations :.....	112
4.18 Vérification de l'effet P- Δ :	114
4.19 Méthodes dynamiques :	115

4.20 Méthode dynamique modale spectrale :	115
4.21 Résultante des forces sismiques de calcul :	116
4.22 Conclusion :	116

CHAPITRE 5 : Etude des éléments structuraux

5.1 Introduction :	117
5.2 Les poteaux :	117
5.2.1 Définition :	117
5.2.2 Combinaisons des charges :	117
5.2.3 Vérification du coffrage :	117
5.2.4 Vérification des sollicitations tangentes :	118
5.2.5 Sollicitations à considérer :	119
5.2.6 Calcul du ferrailage longitudinal :	120
5.2.7 Calcul du ferrailage transversal :	123
5.2.8 Zone nodale :	124
5.2.9 Vérification à l'ELS :	125
5.2.10 Schéma du ferrailage :	127
5.3 Les poutres :	128
5.3.1 Introduction:	128
5.3.2 Combinaisons des charges :	128
5.3.3 Recommandation du RPA99, version 2003 :	128
5.3.4 Sollicitations dans les poutres :	128
5.3.5 Calcul des poutres principales :	128
5.3.5.1 Détermination des armatures longitudinales des poutres principales :	128
5.3.5.2 Vérification des contraintes dans le béton :	130
5.3.5.3 Vérification de la flèche :	131
5.3.5.4 Détermination du diamètre des armatures transversale :	132
5.3.6 Calcul des poutres secondaires :	132
5.3.6.1 Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires :	132
5.3.6.2 Vérification des contraintes dans le béton :	134
5.3.6.3 Vérification de la flèche :	136
5.3.6.4 Détermination du diamètre des armatures transversale :	136
5.3.6.5 Détermination de la quantité d'armatures transversales :	137
5.3.7 Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires :	137
5.3.8 Tableau récapitulatif des poutres :	137
5.3.9 Vérification des zones nodales :	138
5.3.10 Détermination du moment résistant dans les poteaux :	139
5.3.11 Détermination du moment résistant dans les poutres :	139
5.4 Les Voiles :	140
5.4.1 Introduction :	140

5.4.2 Le rôle des voiles de contreventement :	140
5.4.3 Caractéristiques géométriques des voiles :	140
5.4.4 Calcul sous M_{max} et N_{cor} :	144
5.4.5 Vérification sous les sollicitations tangentes :	144
5.5 Etude du voile périphérique (sous -sol) :	151
5.5.1 Dimensions du voile :	151
5.5.2 Evaluation des charges :	151
5.5.3 Coefficient de poussée des terres au repos K_0 :	152
5.5.4 Calcul de forces :	152
5.5.4.1 Force due à la poussée du sol :	152
5.5.4.2 Force due à la surcharge q :	152
5.5.6 Calcul du moment :	152
5.5.7 Calcul de ferrailage du voile périphérique:	153
5.5.8 Vérification de l'effort tranchant :	155
5.5.9 Vérification à ELS :	155
5.6. Conclusion :	157

CHAPITRE 6 : Etude de l'infrastructure

6.1 Introduction :	158
6.2 Hypotheses de calcul :	158
6.3 Semelles filantes :	158
6.4 Définition d'un radier général :	159
6.5 Pré dimensionnement du radier :	159
6.6 Vérifications nécessaires :	160
6.6.1 Vérification au poinçonnement :	160
6.6.2 Calcul de débordement D :	161
6.6.3 Vérification de la contrainte du sol :	161
6.6.4 Vérification du tassement:	162
6.6.5 Vérification de la stabilité au renversement :	162
6.7 Calcul du poids propre du remblai :	163
6.8 Calcul de la charge N :	163
6.9 Différentes sollicitations :	164
6.10 Ferrailage du radier :	167
6.10.1 Ferrailage de la dalle :	167
6.10.2 Vérification de la dalle à l'ELS :	169
6.10.3 Vérification au cisaillement :	170
6.10.4 Calcul du Ferrailage de la nervure :	171
6.10.5 Vérification au cisaillement :	175
6.10.6 Détermination des armatures transversales :	176
6.10.7 Schéma de ferrailage du radier :	176

CHAPITRE 7 : Etude économique

7.1 Introduction :	177
7.2 Présentation de projet :	178
7.3 Cycle de vie d'un projet de construction :	179
7.4 Les acteurs dans notre projet :	180
7.5 Planification de notre projet :	181
7.5.1 Works Breakdown Structure (WBS) :	181
7.5.2 Priorités du projet (PP) :	182
7.5.3 La matrice des priorités (MPP) :	182
7.5.4 Matrice des responsabilités (RACI) :	182
7.5.5 Diagramme de GANTT :	183
7.5.5.1 MS Project :	184
7.5.5.2 La notion tâche :	184
7.5.5.3 Les 4 types de liaisons des tâches :	184
7.6 Détermination des ressources humaines :	184
7.7 Détermination des ressources matérielles :	185
7.8 Estimation de la durée des activités :	185
7.9 Le devis quantitatif - estimatif de notre projet :	186
7.9.1 Méthode de calcul :	186
7.9.2 Calcul de devis quantitatif - estimatif de notre projet :	187
7.9.3 Calcul du coût des logements par la méthode paramétrique :	195
7.10 Conclusion :	195

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexe A: interprétation et conclusion du rapport géotechnique

Annexe B: WBS

Annexe C: Diagramme de Gant

Annexe D: Plans architectures

Annexe E: plans génie civil

LISTE DES FIGURES

figure 1.1 : plan de situation.....	1
Figure 1.2 : corps creux.....	2
figure 1.3 : plancher à corps creux	3
Figure 1.4 : Diagramme contrainte de compression, déformation à l'ELU.....	4
Figure 1.5 : Diagramme contrainte, déformation à ELS.....	5
Figure 1.6 : Diagramme déformation, contrainte de l'acier.....	6
Figure 1.7 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	6
Figure 2.1 : Plancher à corps creux.....	9
Figure 2.2 : Plancher à corps creux.....	10
Figure 2.3 : Dimensions d'une poutrelle.....	11
Figure 2.4: Acrotère.....	12
Figure 2.5 : Poutre principal.....	13
Figure 2.6 : Poutre Secondaire	13
Figure 2.7 : Poutre palière 1.....	14
Figure 2.8 : Poutre palière 2	14
Figure 2.9 : volé 1 type 1 pour H=3.06m.....	15
Figure 2.10 : volé 2 type1 pour H=3.06m.....	16
Figure 2.11 : volé 3 type1 pour H=3.06m.....	16
Figure 2.12 : volé 1 type 1 pour H=3.57m.....	18
Figure 2.13 : volé 2 type 1 pour H=3.57m.....	18
Figure 2.14 : volé 3 type 1 pour H=3.57m.....	18
Figure 2.15 : volé 1 type 2 pour H=3.06m.....	20
Figure 2.16 : volé 2 type 2 pour H=3.06m.....	20
Figure 2.17 : volé 3 type 2 pour H=3.06m.....	21
Figure 2.18 : volé 1 type 2 pour H=3.57m.....	22
Figure 2.19 : volé 2 type 2 pour H=3.57m.....	23
Figure 2.20 : volé 3 type 2 pour H=3.57m.....	23
Figure 2.21 : Dalle de la rampe d'accès.....	25
Figure 2.22 : Dimensions de la poutre suivant y.....	26
Figure 2.23 : Dimensions de la poutre suivant x et la longrine.....	26
Figure 2.24 : Vue en plan de la rampe d'accès.....	27
Figure 2.25 : Dimensions de la rampe d'accès.....	27
Figure 2.26 : Voile du RDC.....	28
Figure 2.27 : Section du poteau le plus sollicité.....	29
Figure 3.1 : types des poutrelles.....	36
Figure 3.2 : Poutrelle type 3 (RDC) à l'ELU.....	36
Figure 3.3 : Poutrelle type 3 (RDC) travée 1 à l'ELU.....	37
Figure 3.4 : Poutrelle type 3 (RDC) travée 2 à l'ELU.....	37
Figure 3.5 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants des Poutrelle type 3 à l'ELU.....	39
Figure 3.6 : Poutrelle type 3 (RDC) à l'ELS.....	39
Figure 3.7 : Poutrelle type 3 (RDC) travée 1 à l'ELS.....	40
Figure 3.8 : Poutrelle type 3 (RDC) travée 2 à l'ELS.....	41
Figure 3.9 : Diagrammes des moments et des efforts tranchant des Poutrelle type 3 à l'ELS.....	43
Figure 3.10 : Coupe en appui (Type 3).....	49
Figure 3.11 : Coupe en travée (Type 3).....	49
Figure 3.12 : Chargement sur les escaliers type 1 à ELU et ELS (volée 1).....	51
Figure 3.13 : Chargement des escaliers type 1 à ELU et ELS (volée 2).....	52

Figure 3.14 : Chargement sur les escaliers type 1 à ELU et ELS (volée 3).....	53
Figure 3.15 : Chargement sur les escaliers type 1 à ELU et ELS (volée 3).....	53
Figure 3.16 : Chargement sur les escaliers type 2 à ELU et ELS (volée 1).....	55
Figure 3.17 : Chargement sur les escaliers type 2 à ELU et ELS (volée 2).....	55
Figure 3.18 : Chargement sur les escaliers type 2 à ELU et ELS (volée 3).....	56
Figure 3.19 : Chargement sur les escaliers type 2 à ELU et ELS (volée 3).....	56
Figure 3.20 : diagramme des moments et l'effort tranchant à ELU	58
Figure 3.21 Schéma statique de la poutre palière.....	62
Figure 3.22 charges supporté par la poutre palière.	62
Figure 3.23 : Dimensions de la rampe d'accès	69
Figure 3.24 : Section de calcul de la rampe d'accès	69
Figure 3.25 : Diagrammes des moments à l'ELU et l'ELS (J. PERCHAT et all, 2007)	71
Figure 3.26 : Nappe inférieure du ferrailage de la rampe d'accès	76
Figure 3.27 : Nappe supérieure du ferrailage de la rampe d'accès.....	77
Figure 3.28 : Schéma statique de balcon.....	78
Figure 3.29.a) : Vue en plan du balcon.....	80
Figure 3.29.b) : Vue en coupe du balcon.....	80
Figure 3.30 : Schéma d'un ascenseur mécanique.	81
Figure 3.31 : Chargement supporté par la dalle.....	83
Figure 3.32 : Diagrammes des moments à l'ELU.	85
Figure 3.33 : Section de calcul de la dalle pleine.....	85
Figure 3.34 : Diagrammes des moments à l'ELS.....	89
Figure 3.35 : Coupe transversal de l'acrotère	91
Figure 3.36 : Section de calcul d'acrotère.	92
Figure 3.37 : Ferrailage de l'acrotère.....	95
Figure 4.1 : Modélisation de la structure sur SAP 2000	95
Figure 4.2 : Structure sans voile	100
Figure 4.3 : Disposition 1	101
Figure 4.4 : Disposition 2	101
Figure 4.5 : Disposition 3	102
Figure 4.6 : Disposition 4	102
Figure 4.7 : Disposition 5	102
Figure 4.8 : Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.	110
Figure 4.9 : Déplacements horizontal dans les deux sens.	114
Figure 4.10 : Courbe de spectre de réponse de RPA.....	116
Figure 5.1 : Section du poteau.....	121
Figure 5.2 : Zone nodale	124
Figure 5.3 : Schéma de ferrailage du poteau RDC (60×60) cm ²	127
Figure 5.4 : Ferrailage de la poutre principale et de la poutre secondaire	137
Figure 5.5 : Les moments résistants dans la zone nodale	138
Figure 5.6 : Voile pleine	140
Figure 5.7 : voile soumis à la flexion composée.	141
Figure 5.8 : schéma statique du voile périphérique	151
Figure 5.9 : Section de calcul du voile périphérique.....	153
Figure 5.10 : Vue en plan du ferrailage du voile.....	156
Figure 5.11 : Coupe longitudinale du voile de (coupe A-A).....	156
Figure 6.1 : Dimensionnement du radier	160
Figure 6.2 : Déplacement maximum selon l'axe Z.....	162
Figure 6.3 : moment M11 à l'ELU	165
Figure 6.4 : moment M22 à ELU	165
Figure 6.5 : Ferrailage de la nervure du radier dans les deux sens	176
Figure 7.1 : La réforme du logement.	177
Figure 7.2 : Triangle d'Or du projet.	178
Figure 7.3 : Cycle de vie du notre projet.....	179

Figure 7.4 : Les acteurs dans notre projet	180
Figure 7.5 : Les outils nécessaires de planification	181
Figure 7.6 : Priorités du projet (PP)	182
Figure 7.7 Schéma de diagramme de Gantt	184
Figure 7.8 : Modèles d'estimation des coûts et leur application. [4].....	187

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Dimensions des escaliers type1 pour h=3.06m.	17
Tableau 2.2 : Dimensions des escaliers type 1 pour h=3.57m.	19
Tableau 2.3 : Dimensions des escaliers type 2 pour h=3.06m.	22
Tableau 2.4 : Dimensions des escaliers type 2 pour h=3.57m.	24
Tableau 2.5 : Dimensions minimales des voiles.	28
Tableau 2.6 : récapitulatif du pré dimensionnement	30
Tableau 2.7 : Charge du plancher terrasse inaccessible.	31
Tableau 2.8 : Charge du plancher étage courant.	31
Tableau 2.9 : Charge du palier.....	31
Tableau 2.10 : Charge de la volée.	32
Tableau 2.11 : Charge des escaliers.	32
Tableau 2.12 : Charge des murs extérieurs.....	33
Tableau 2.13 : Charge des murs intérieurs.....	33
Tableau 2.14 : Charge des murs des balcon.....	33
Tableau 2.15 : Charge de la dalle pleine.	33
Tableau 3.1 : Charges supportées par les poutrelles.	34
Tableau 3.2 : sollicitation dans les poutrelles.	43
Tableau 3.3 : Ferrailage des poutrelles	50
Tableau 3.4 : Les efforts internes pour les différentes volées type 1	58
Tableau 3.5 : Les efforts internes pour les différentes volées type 2	59
Tableau 3.6 : Ferrailage d'escalier type 1.....	61
Tableau 3.7 : Ferrailage d'escalier type 2.....	61
Tableau 3.8 :Détermination des efforts internes de la poutre palière	63
Tableau 3.9 :Détermination des efforts internes de la poutre palière.	67
Tableau 3.10 :.7: ferrailages des poutres palières.	68
Tableau 3.11 moment isostatique des rectangles.	83
Tableau 3.12 : moment isostatique des rectangles.....	87
Tableau 3.13 : Tableau récapitulative du ferrailage d'escalier.....	90
Tableau 4.1 : Récapitulatif des pénalités.....	98
Tableau 4.2 : Périodes de chaque disposition.....	103
Tableau 4.3 : Choix de la période (R. TALEB, 2008).....	103
Tableau 4.4 : Poids des différents niveaux.....	105
Tableau 4.5 : Cordonnées de centre de torsion	106
Tableau 4.6 : Les cordonnées de centre de masse.....	106
Tableau 4.7 : Excentricités théoriques	107
Tableau 4.8 : Excentricités accidentelles.....	107
Tableau 4.9 : Participation massique	108
Tableau 4.10 : Répartition des efforts élastiques.....	110
Tableau 4.11 : Vérification des déformations	114
Tableau 4.12 : Vérification de l'effet P- Δ suivant x	115
Tableau 4.13 : Vérification de l'effet P- Δ suivant y	115
Tableau 4.14 : Les différentes caractéristiques de la structure.....	117
Tableau 4.15 : La vérification de la résultante des forces sismique.....	117
Tableau 5.1 : Vérification du coffrage	118



Tableau 5.2 : Vérification du nouveau coffrage	118
Tableau 5.3 : Vérification des sollicitations tangentes.....	119
Tableau 5.4 : Sollicitations dans les poteaux.....	120
Tableau 5.5 : Ferrailage du RDC dû à plusieurs sollicitations	122
Tableau 5.6 : Ferrailage longitudinal des poteaux	122
Tableau 5.7 : Ferrailage transversal des poteaux.....	124
Tableau 5.8 : La longueur de la zone nodale.....	125
Tableau 5.9 : Vérification à l'ELS.....	127
Tableau 5.10 : Sollicitations dans les poutres	128
Tableau 5.11 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres	138
Tableau 5.12 : Le moment résistant dans les poteaux.....	139
Tableau 5.13 : Le moment résistant dans les poutres	139
Tableau 5.14 : Vérification de la zone nodale	139
Tableau 5.15 : vérification des voiles au cisaillement.	144
Tableau 5.16 : Sollicitations et ferrailages calculés du voile (1).....	145
Tableau 5.17 : Sollicitations et ferrailages calculés du voile (2).....	146
Tableau 5.18 : Sollicitations et ferrailages calculés du voile (3).	146
Tableau 5.19 : Sollicitations et ferrailages calculés du voile (4).....	147
Tableau 5.20 : Sollicitations et ferrailages calculés du voile (5).	148
Tableau 5.21 : Sollicitations et ferrailages calculés du voile (6).....	148
Tableau 5.22 : Sollicitations et ferrailages calculés du voile (7).	149
Tableau 5.23 : Sollicitations et ferrailages calculés du voile (8).	149
Tableau 5.24 : Sollicitations et ferrailages calculés du voile (9).....	150
Tableau 6.1 : Calcul de la surface des semelles filantes.....	159
Tableau 6.2 : Sollicitations du radier	166
Tableau 6.3 : effort tranchant dans la dalle et la nervure.....	169
Tableau 6.4 : Ferrailage de la nervure et la dalle du radier	176
Tableau 7.1 : Matrice des priorités.....	182
Tableau 7.2 : Matrice des responsabilités (RACI)	183
Tableau 7.3 : Nombre des effectifs.	185
Tableau 7.4 : Ressources matérielles.	185
Tableau 7.5 : La durée de quelque tâche.	186
Tableau 7.6 : Devis quantitatif et estimatif.	194
Tableau 7.7 : Le prix de chaque catégorie du notre logement par la méthode paramétrique.....	195
Tableau 7.8 : Le montant total du bâtiment par la méthode paramétrique.....	195

LISTE DES NOTATIONS

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\overline{\sigma}_c$	Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma}_t$	Contrainte admissible d'acier
$\overline{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_c	Contrainte du béton
σ_t	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_c	Contrainte de calcul
f_j	Résistance à la compression
f_j	Résistance à la traction
f_{28}	Résistance caractéristique à 28 jours
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ	Coefficient de sécurité de béton
Θ	Coefficient d'application d'acier
η	Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
i_y, i_y	Rayon de giration
μ_u	Moment ultime réduite
α	Position relative de la fibre neutre
z	Bras de levier
d	Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
W_i	Poids sismique au niveau « i »
β	Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui prend les valeurs
E_{vj}	Module d'élasticité longitudinal différé
E_{ij}	Module d'élasticité longitudinal instantané
λ	L'élanement mécanique
W	Poids propre
\emptyset	Diamètre des barres
Pm	Poids mort
Pp	Poids de contrepoids
S_t	Espacement
C	Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage
T_{emp}	Période empirique
T_{dyn}	Période dynamique
l_f	Longueur de flambement du poteau
K	coefficients de Ballast (Raideur de sol)

INTRODUCTION GENERALE :

La ville de Tlemcen a connu ces dernières années, une croissance démographique importante, ceci a conduit vers la faible disponibilité de terrain de construction. Dans ce cadre, afin de réduire l'effet de cette croissance, les constructions en élévation sont privilégiées, pour économiser la surface occupée au sol, malgré les difficultés de la réalisation, et le coût de la réalisation élevé.

Dans ce contexte nous allons étudier un bâtiment constitué d'un sous-sol à usage de parking, d'un RDC commerciale et 10 étages à usage d'habitation, sis au SIDI OTHMANE ,comune de Tlemcen, Daïra de Tlemcen.

Néanmoins, il faut faire la conception et l'étude de cet immeuble tout en respectant les règlements et les recommandations, de telle manière que ce bâtiment puisse résister aux différents chargements auxquelles il est soumis, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Le travail réalisé dans ce projet de fin d'études, se décompose en plusieurs parties distinctes :

Première partie consiste à faire une présentation du projet, un pré dimensionnement, ainsi que la descente de charges.

Ensuite, dans la deuxième partie, nous allons étudier les éléments secondaires (poutrelles, escaliers, dalles pleines, acrotère).

Par ailleurs, la troisième partie est consacrée à l'étude dynamique de la structure en utilisant SAP2000.

En ce qui concerne la quatrième partie, elle inclue le calcul du ferrailage des éléments composants la structure (poutres, poteaux, voiles, radier général).

Dans la dernière partie, l'étude managériale du projet est présentée.

Enfin, on terminera par une conclusion général.

Chapitre 1 :

Présentation De l'Ouvrage

Et

Caractéristique Des Matériaux

1.1 Introduction :

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

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

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

1.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre travail consiste à étudier un bâtiment (R+10+sous-sol) à usage mixte constitué de :

- Un sous-sol destiné comme parking
- Le rez-de-chaussée destiné comme locaux
- Les 10 étages à usage d'habitation

Le bâtiment est implanté à Sidi Othman la wilaya de Tlemcen commune de Tlemcen (voir **Figure 1.1**) classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99/version2003) comme une zone de faible sismicité (zone 1)



Figure 1.1 : plan de situation

1.3 Description géométrique :

Dimension en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment 38.25m
- Hauteur du sous-sol 3.57m
- Hauteur du rez-de-chaussée 3.57m
- Hauteur 1^{er} étage 3.57m
- Hauteur du 2^e à 10^em étages 3.06m

Dimension en plan :

- Longueur totale 25.95m
- Largeur total 15.5m

1.4 Conception de l'ouvrage :

1.4.1 Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisé en système de portique « poteaux, poutres, voiles » le contreventement de la structure est assuré par les voiles et les portiques tout en justifiant l'interaction portique-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

1.4.2 plancher :

- Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux (**voir Figure 1.2**) qui sont composé de trois éléments principaux le corps creux, les poutrelles et les dalles de compression (**voir Figure 1.3**)
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.
- ✓ Rôle des Plancher :
 - Résistance et stabilité (supporter les charges d'exploitation, durabilité...etc.).
 - Etanchéité et protection (à l'air, au feu, ...etc.).
 - Isolation thermique et acoustique.
 - Fonction architectural (aspect décoratif)
 - Fonction techniques (facilite la mise en œuvre...etc.).
 - Passages des gains (électricité, ligne téléphonique...etc.).

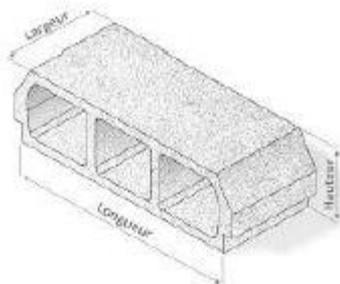


Figure 1.2 : corps creux

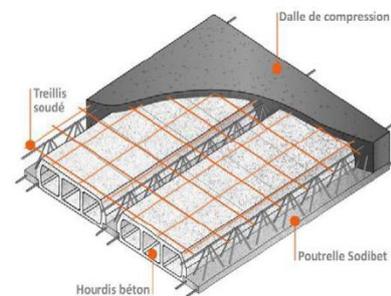


Figure 1.3 : plancher à corps creux

1.4.3 Escalier :

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

1.4.4 Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

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

1.4.5 La maçonnerie :

a. Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en double cloisons de brique creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 10cm (10+10+10).

b. Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

1.4.6 L'ascenseur :

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

1.4.7 Acrotères :

C'est un élément utilisé dans le cas des terrasses inaccessibles, réalisé en béton armé de hauteur variable entre 60 cm et 80 cm et d'épaisseur de 10 cm.

1.4.8 Les fondations :

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

1.5 Caractéristique mécaniques des matériaux:**1.5.1 Béton :**

On appelle béton, le matériau constitué par mélange dans les proportions convenables de ciment, de granulats et d'eau, le béton armé obtenu en enrobant dans du béton des aciers.

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

1.5.2 résistance caractéristique à la compression :

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

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

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

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times F_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$F_{cj} = 1.1 \times F_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

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

$$F_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times F_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$F_{cj} = F_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

1.5.3 Résistance caractéristique à la traction :

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

D'après BAEL 91 modifiée 99 :

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

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

Pour notre étude on va prendre :

$f_{t28} = 2,1$ Mpa.

1.5.4 Les états ultimes :

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

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

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement.

Le comportement réel du béton est modélisé par la (**figure 1.4**), d'après BAEL 91 modifié 99 :

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

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

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

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

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

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

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

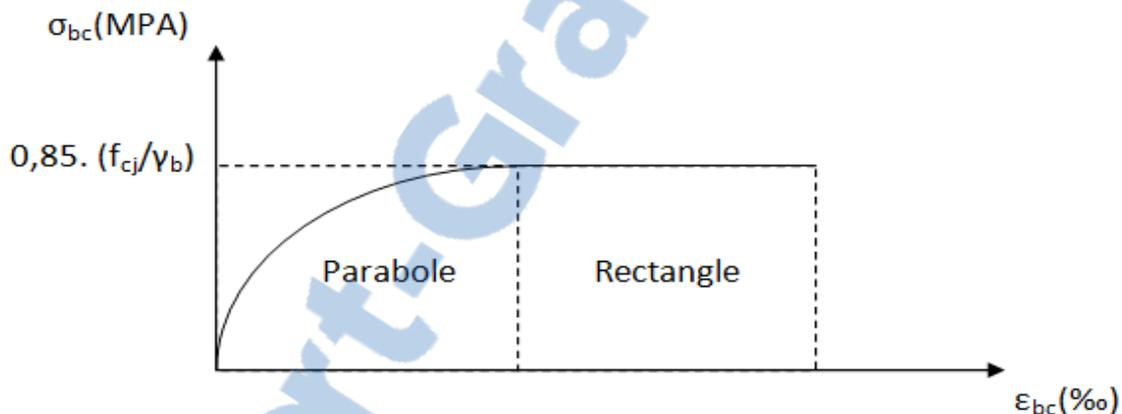


Figure 1.4 : Diagramme contrainte de compression, déformation à l'ELU.

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

- Etat Limite de Service (E.L.S) (**Figure 1.5**) :

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

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

La contrainte limite de service est donnée par :

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

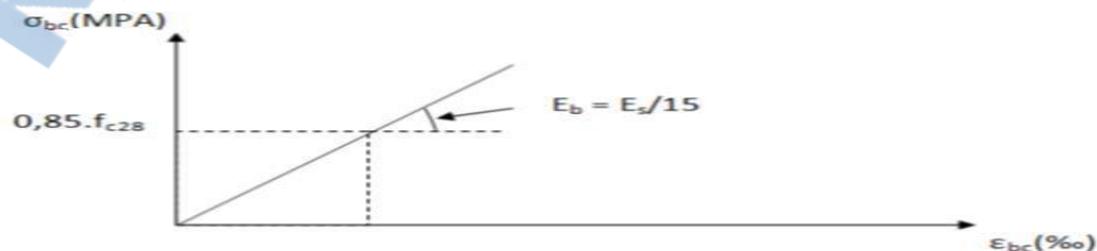


Figure 1.5 : Diagramme contrainte, déformation à ELS.

1.5.5 Coefficient de poisson :

(CBA 93 [ART 2.1.2.3] P8)

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

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

1.5.6 Module de déformation longitudinale :

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

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

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

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

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

-L'état limite service :

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

-Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

-Fissuration préjudiciable :

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

$$\overline{\sigma_{st}} = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

-Fissuration très préjudiciable :

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

$$\sigma_{st} = \min (200; 164,97) = 164,97 \text{ MPa}$$

η : Coefficient de fissuration

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

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

1.6 Acier :

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

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

On prévoit des aciers :

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

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

1.6.1 Contrainte de calcul :

L'état limite ultime :

Le diagramme ci-dessus (**Figure 1.6**) représente les variations contrainte-déformation de l'acier.

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

γ_s : est le coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1$ dans le cas accidentel.

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

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

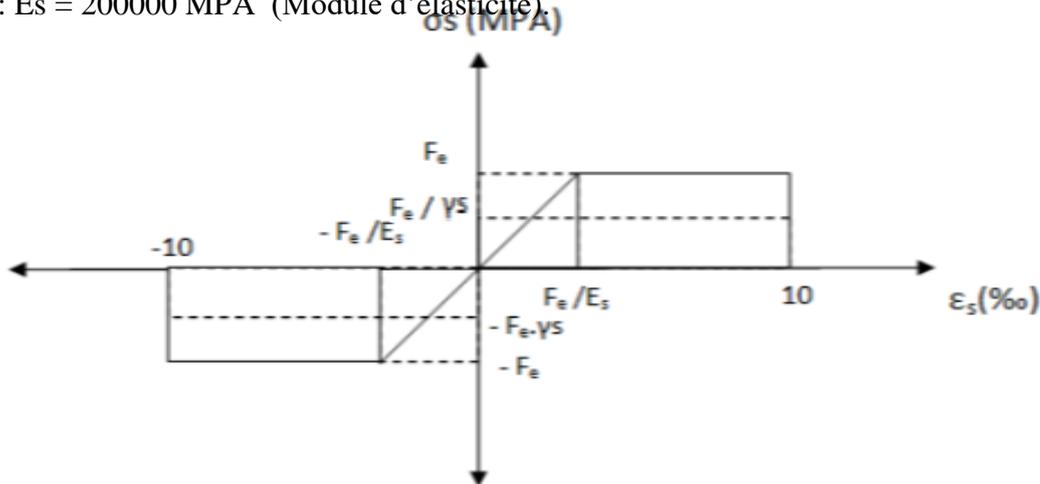


Figure 1.6 : Diagramme déformation, contrainte de l'acier.

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

Etats limite de service (ELS) :

1.6.2 Contrainte limite de traction des armatures :

Fissuration peu préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} \leq F_e$ pas de limitation.

Fissuration préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 F_e ; 110 \sqrt{(\eta \cdot f_{tj})})$.

Fissuration très préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 F_e ; 90 \sqrt{(\eta \cdot f_{tj})})$

η : Coefficient de fissuration

$$\rightarrow \begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (Rl)} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les hautes adhérence, avec } \phi \geq 6\text{mm (HA)} \end{cases}$$

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

On distingue les trois domaines 1, 2 et 3 et les trois pivots A, B et C représentatifs de la déformation par l'un des quels doivent passer les diagrammes de déformation (**Figure 1.7**)

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

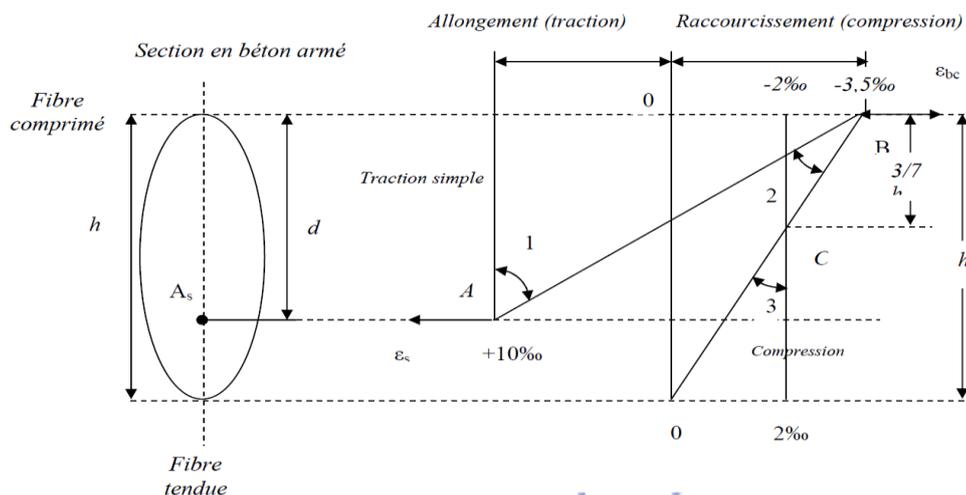


Figure 1.7 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

A. Pivot (A) region1 :

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

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

B. Pivot (B) region2 :

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

Pièces soumises à la flexion simple ou composée.

C. Pivot (C) region3 :

Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée: $\epsilon_{bc} = 2 \cdot 10^{-3}$.

Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple

1.6.4 Contrainte ultime de cisaillement :

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

$$u < = \min \left(\frac{0,2 \times F_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

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

$$u < = \min \left(\frac{0,15 \times F_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

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

- Etats limites ultimes :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action Suivante : $1,35 G + 1,5 Q$

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

$G + Q \pm E$ (poteaux et poutres)

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

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

Avec:

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: effort de séisme.

- Etat limite de service :

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

1.8 Méthodes de calcul :

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

a. Méthode statique équivalente :

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

b. Méthode dynamique modale spectrale :

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

1.9 Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours :

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

- La résistance à la traction du béton :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818,865 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$
- Limite d'élasticité des armatures longitudinales : $f_e = 400 \text{ MPa}$ [HA].
- Limite d'élasticité des armatures transversales : $f_e = 235 \text{ MPa}$ [RL].

Chapitre 2 :

Prédimensionnement et décente

Des charges

2.1 Introduction :

Le pré dimensionnement des sections des différents éléments résistants sera fait selon les règles du BAEL91 et le RPA99 version 2003, pour déterminer des dimensions économiques et d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton, Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

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

- ❖ Sollicitations verticales : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- ❖ Sollicitations horizontales : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

2.2 Pré dimensionnement

2.2.1 Les Plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux positionnés sur les poutres et réalisés pour résister les différentes charges d'exploitation et les charges permanentes (revêtement de sol, cloison.....) et les retransmis aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les planchers utilisés dans ce projet sont en corps creux à cause de ces avantages :

- ✓ Facilité de la réalisation.
- ✓ Le projet est un bâtiment à usage multiple et les portées ne sont pas très importantes. En revanche, dans quelques parties on ne peut pas utiliser le corps creux, donc on va utiliser des dalles pleines, et ceci pour les consoles et la dalle d'ascenseur.

Pour le pré dimensionnement on utilise BAEL91, CBA93 et RPA99 version 2003.

2.2.1.1 Plancher corps creux :

Un plancher en corps creux est composé de :

- Corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (16 ou 20 cm de hauteur).

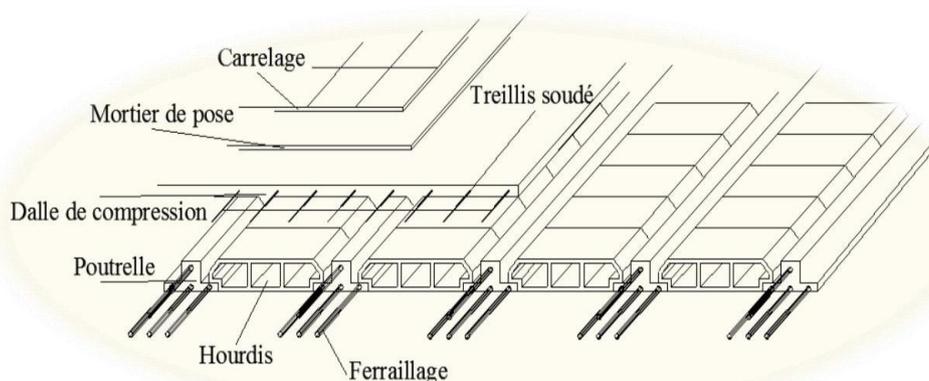


Figure 2.1 : Plancher à corps creux

- Poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.

- Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression (5 cm d'épaisseur).

Pour déterminer l'épaisseur de ce plancher, on utilise cette condition de flèche :

$$h_p \geq L/22.5$$

(Selon C.B.A.93)

Où :

L : la plus grande portée entre nu, entre poutre principale

h_p : L'épaisseur du plancher

$$L = 375 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h_p \geq 375/22.5 = 16.66 \text{ cm}$$

$h_p \geq 16.66 \text{ cm}$, donc on choisit une hauteur de plancher de (16+5) cm. Donc :

$$h_p = 21 \text{ cm}$$

16 cm pour le corps creux, et 5 cm pour la dalle de compression

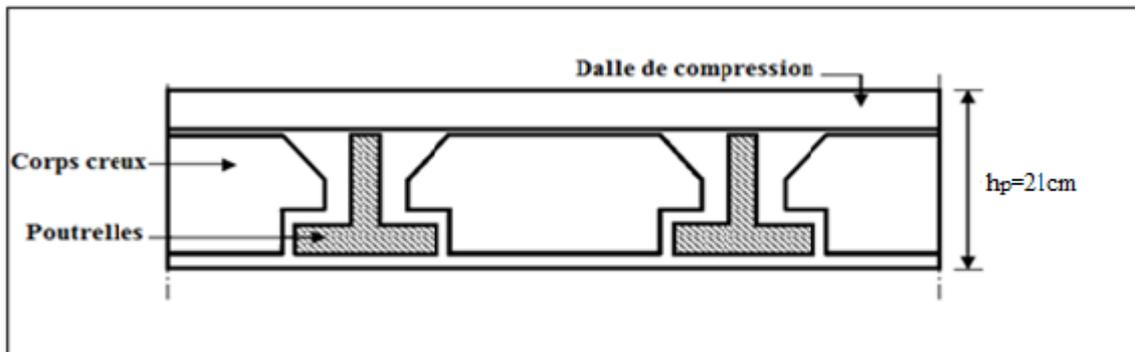


Figure 2.2 : Plancher à corps creux

2.2.1.2 Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme des sections en T

La largeur de la table de compression est égale à :

$$b = b_0 + 2 \times b_1 \text{ Avec : } 8 \leq b_0 \leq 14, \text{ on prend } b_0 = 12 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{b-b_0}{22}; \frac{L_{\min}}{10} \right)$$

L : la plus petite portée des poutrelles

$$b = 65 \text{ cm; } b_0 = 12 \text{ cm; } L_{\min} = 355 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{65-12}{2}; \frac{355}{10} \right)$$

$$b_1 = \min (26.5 ; 35.5)$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

Le minimum de b_1 doit être vérifié les conditions de RPA99 V2003 suivantes :

-Première condition :

$$b_1 \leq b - \frac{b_0}{2} \quad \longrightarrow \quad 26.5 \leq 65 - \frac{12}{2} = 59 \quad \longrightarrow \quad 26.5 < 59 \text{ cm}$$

Donc la condition est vérifiée.

-Deuxième condition :

$$b_1 \leq \frac{L}{10} \quad \longrightarrow \quad 26.5 \leq \frac{355}{10} \quad \longrightarrow \quad 26.5 \text{ cm} < 35.5 \text{ cm}$$

Donc la condition est vérifiée.

-Troisième condition :

$$b_1 \leq \min(6h_0 ; 8h_0) = \min(6 \times 5 ; 8 \times 5) = \min(30 ; 40) \rightarrow 26.5\text{cm} < 30\text{cm}$$

Donc la condition est vérifiée.

On remarque que toutes les conditions du RPA sont vérifiées.

Schéma de la section en T :

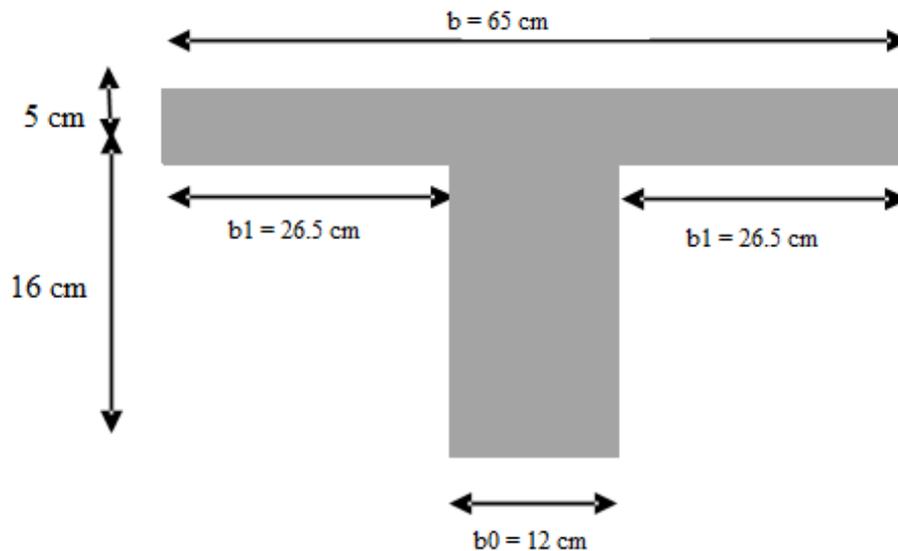


Figure 2.3 : Dimensions d'une poutrelle.

2.2.1.3 Les planchers à dalle pleine :

$$\frac{L}{45} \leq h_t \leq \frac{L}{40} \rightarrow \text{Avec:}$$

L : la plus grande portée

h_t : épaisseur de la dalle

$$L = 5.45 \text{ m}$$

$$\frac{5.45}{45} \leq h_t \leq \frac{5.45}{40}$$

$$12.11 \leq h_t \leq 13.62$$

$$\Rightarrow h_t = 15\text{cm}$$

2.2.2 Acrotère :

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

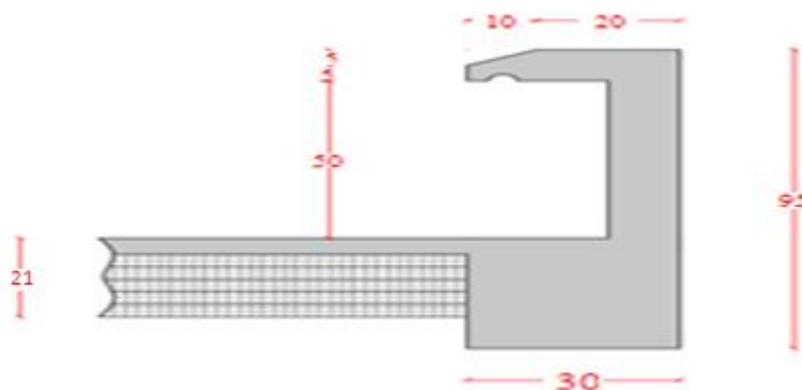


Figure 2.4: Acrotère.

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

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

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

2.2.3 Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec des armatures en acier chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux. Le chargement ou encore les charges agissant sur les poutres de plancher sont essentiellement des charges verticales (poids propre, et surcharges d'exploitation, ou de neige). A noter que ces surcharges sont supposées uniformément réparties mais parfois ces mêmes charges peuvent être ponctuelles.

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

BAEL91 :

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

Vérification d'après RPA99 V 2003 :

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

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

$$h/b \leq 4$$

2.2.3.1 Poutre principal :

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

$$L_{max} = 545 \text{ cm (entre axe)}$$

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

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

$$36.33 \leq h \leq 54.5$$

$$\Rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

On applique la formule suivant **B.A.E.L 91** :

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

$$0.3 * 45 \leq b \leq 0.7 * 45$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5$$

$$\Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow h \geq 30 \text{ cm} \quad 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\Rightarrow h/b \leq 4 \quad 1.5 \leq 4 \quad \text{CV}$$

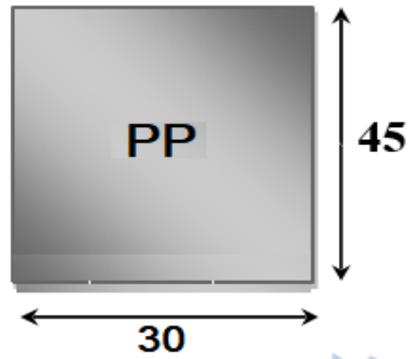


Figure 2.5 : Poutre principale.

2.2.3.2 Poutres Secondaires (Chainages) :

Ils ont pour rôle d'accroître la résistance, aussi un moyen de liaison en reliant les portiques entre eux pour éviter tout basculement de ce dernier.

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \text{avec: } L = 405 \text{ cm}$$

$$27 \leq h \leq 40.5$$

$$\Rightarrow h=30\text{cm}$$

$$0.3 * 30 \leq b \leq 0.7 * 30$$

$$9 \leq b \leq 21$$

$$\Rightarrow b=30\text{cm}$$

Conditions du **R.P.A 99 V2003 (Art 7.5.1)** :

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

$$\Rightarrow h \geq 30 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\Rightarrow h/b \leq 4 \quad 1 \leq 4 \quad \text{CV}$$

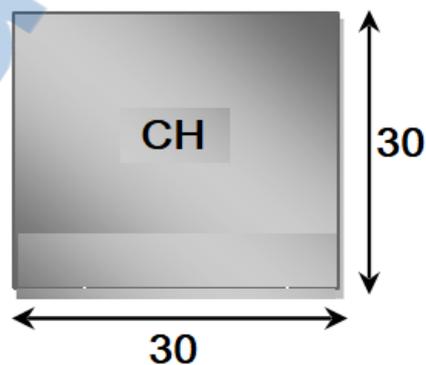


Figure 2.6 : Poutre Secondaire

2.2.3.3 Poutres palières :

• Poutre 1 :

$$L_{\max} = 420 \text{ cm}$$

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

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

$$28 \leq h \leq 42$$

$$\Rightarrow h=40\text{cm}$$

$$0.3 * 40 \leq b \leq 0.7 * 40$$

$$12 \leq b \leq 28$$

$$\Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Vérification :

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

$$\Rightarrow h \geq 30 \text{ cm} \quad 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\Rightarrow h/b \leq 4 \quad 1.33 \leq 4 \quad \text{CV}$$

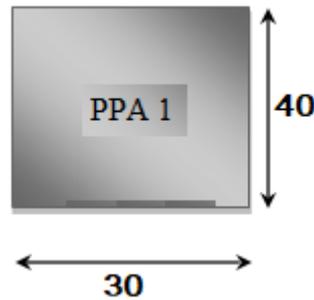


Figure 2.7 : Poutre palière 1.

• **Poutre 2 :**

$$L_{\max} = 375 \text{ cm}$$

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

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10}$$

$$25 \leq h \leq 37.5$$

$$\Rightarrow h=35\text{cm.}$$

$$0.3 * 35 \leq b \leq 0.7 * 35$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5$$

$$\Rightarrow b=30\text{cm.}$$

Vérification :

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

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

$$\Rightarrow h/b \leq 4 \quad 1.16 \leq 4 \quad \text{CV}$$

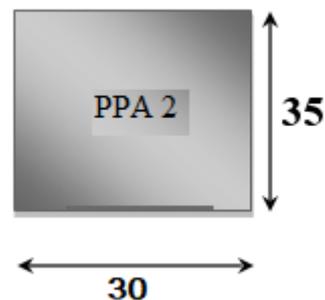


Figure 2.8 : Poutre palière 2.

2.2.4 Les escalier :

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

Un escalier est déterminé par :

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

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

On prend $h = 17 \text{ cm}$

• Type 1 :

✓ **H = 3.06 m**

Relation de Blondel :

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

$$0.27 \leq g \leq 0.34$$

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

- Hauteur d'étage : $h_e = 306 \text{ cm}$

- Hauteur de gravir : $H_1 = 153 \text{ cm}$

- Hauteur de gravir : $H_2 = 68 \text{ cm}$

- Hauteur de gravir : $H_3 = 85 \text{ cm}$

- Choix de la hauteur marches : $h = 17 \text{ cm}$

- le giron $g = 30 \text{ cm}$

Volée 1 :

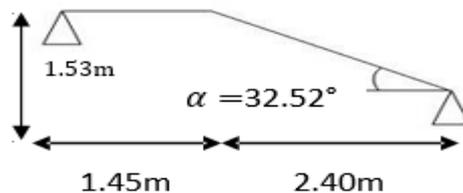


Figure 2.9 : volée 1 type 1 pour H=3.06m.

- Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{240}{30} = 8$$

- Détermination du nombre de contremarches :

$$n+1=8+1=9$$

-Calcul de l'épaisseur de la volée :

$$\text{Tg} \alpha = \frac{H}{l} = \frac{1.53}{2.4} = 0.637$$

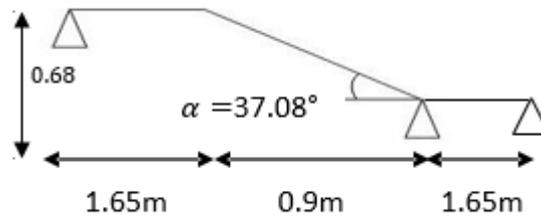
$$\alpha = 32.52$$

$$\frac{1}{20 \cos \alpha} \leq E_p \leq \frac{1}{15 \cos \alpha}$$

$$\frac{1}{20 \cos 32.52} \leq E_p \leq \frac{1}{15 \cos 32.52}$$

$$14.23 \leq E_p \leq 18.98$$

On prend $E_p = 15 \text{ cm}$

Volée 2 :**Figure 2.10 :** volée 2 type1 pour H=3.06m.

- Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{90}{30} = 3$$

- Détermination du nombre de contremarches :

$$n+1=3+1=4$$

-Calcul de l'épaisseur de la volée :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{l} = \frac{0.68}{0.9} = 0.75$$

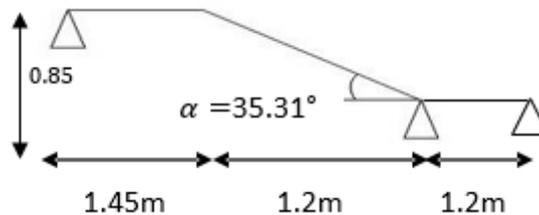
$$\alpha = 37.08$$

$$\frac{l}{20\cos\alpha} \leq E_p \leq \frac{l}{15\cos\alpha}$$

$$\frac{90}{20\cos 37.08} \leq E_p \leq \frac{90}{15\cos 37.08}$$

$$5.64 \leq E_p \leq 7.52$$

On prend $E_p = 15\text{cm}$

Volée 3 :**Figure 2.11 :** volée 3 type1 pour H=3.06m.

- Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{120}{30} = 4$$

- Détermination du nombre de contremarches :

$$n+1=4+1=5$$

-Calcul de l'épaisseur de la volée :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{l} = \frac{0.85}{1.2} = 0.708$$

$$\alpha = 35.31$$

$$\frac{l}{20\cos\alpha} \leq E_p \leq \frac{l}{15\cos\alpha}$$

$$\frac{120}{20\cos 35.31} \leq E_p \leq \frac{120}{15\cos 35.31}$$

$$7.35 \leq E_p \leq 9.8$$

On prend $E_p = 15\text{cm}$

type	marches	contremarches	g(cm)	h(cm)	Ep(cm)	α
Volée 1	8	9	30	17	15	32.20
Volée 2	3	4	30	17	15	37.08
Volée 3	4	5	30	17	15	35.31

Tableau 2.1 : Dimensions des escaliers type1 pour h=3.06m.

-Calcul de l'épaisseur des paliers 1 et 2 :

$$\frac{l}{20} \leq Ep \leq \frac{l}{15}$$

$$\frac{145}{20} \leq Ep \leq \frac{145}{15}$$

$$7.25 \leq Ep \leq 9.66$$

On prend $Ep=15\text{cm}$

✓ **H = 3.57 m**

Relation de Blondel :

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

$$0.27 \leq g \leq 0.34$$

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

- Hauteur d'étage : $he = 357\text{ cm}$

- Hauteur de gravir : $H_1 = 153\text{ cm}$

- Hauteur de gravir : $H_2 = 68\text{ cm}$

- Hauteur de gravir : $H_3 = 136\text{ cm}$

- Choix de la hauteur marches : $h = 17\text{ cm}$

- le giron $g=30\text{ cm}$

Volée 1 :

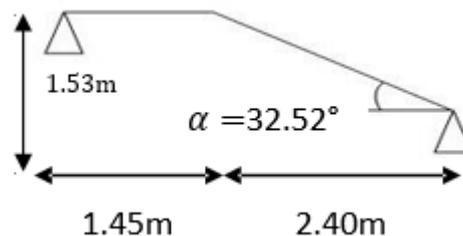


Figure 2.12 : volée 1 type 1 pour H=3.57m.

- Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{240}{30} = 8$$

- Détermination du nombre de contremarches :

$$n+1=8+1=9$$

-Calcul de l'épaisseur de la volée :

$$\operatorname{Tg}\alpha = \frac{H}{l} = \frac{1.53}{2.4} = 0.637$$

$$\alpha = 32.52$$

$$\frac{l}{20\cos\alpha} \leq E_p \leq \frac{l}{15\cos\alpha}$$

$$\frac{240}{20\cos 32.52} \leq E_p \leq \frac{240}{15\cos 32.52}$$

$$14.23 \leq E_p \leq 18.98$$

On prend $E_p=15\text{cm}$

Volée 2 :

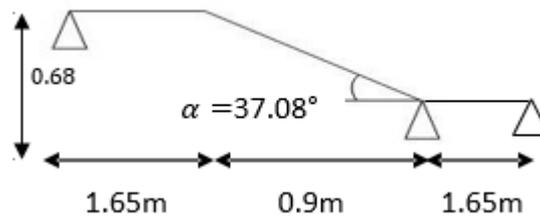


Figure 2.13 : volée 2 type 1 pour $H=3.57\text{m}$.

- Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{90}{30} = 3$$

- Détermination du nombre de contremarches :

$$n+1=3+1=4$$

- Calcul de l'épaisseur de la volée :

$$\operatorname{Tg}\alpha = \frac{H}{l} = \frac{0.68}{0.9} = 0.75 \quad \alpha = 37.08$$

$$\frac{l}{20\cos\alpha} \leq E_p \leq \frac{l}{15\cos\alpha}$$

$$\frac{90}{20\cos 37.08} \leq E_p \leq \frac{90}{15\cos 37.08}$$

$$5.64 \leq E_p \leq 7.52$$

On prend $E_p= 15\text{cm}$

Volée 3 :

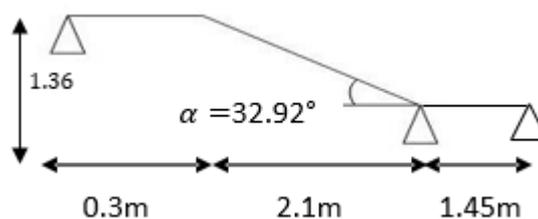


Figure 2.14 : volée 3 type 1 pour $H=3.57\text{m}$.

- Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{210}{30} = 7$$

- Détermination du nombre de contremarches :

$$n+1=7+1=8$$

-Calcul de l'épaisseur de la volée :

$$Tg\alpha = \frac{H}{l} = \frac{1.36}{2.1} = 0.64$$

$$\alpha = 32.92$$

$$\frac{1}{20\cos\alpha} \leq Ep \leq \frac{1}{15\cos\alpha}$$

$$\frac{210}{20\cos 32.92} \leq Ep \leq \frac{210}{15\cos 32.92}$$

$$12.508 \leq Ep \leq 16.67$$

On prend $Ep = 15\text{cm}$

type	marches	contremarches	g(cm)	h(cm)	Ep(cm)	α
Volée 1	8	9	30	17	15	32.20
Volée 2	3	4	30	17	15	37.08
Volée 3	7	8	30	17	15	32.92

Tableau 2.2 : Dimensions des escaliers type 1 pour $h=3.57\text{m}$.

-Calcul de l'épaisseur des palier 1 et 2 :

$$\frac{1}{20} \leq Ep \leq \frac{1}{15}$$

$$\frac{145}{20} \leq Ep \leq \frac{145}{15}$$

$$7.25 \leq Ep \leq 9.66$$

On prend $Ep = 15\text{cm}$

• **Type2 :**

✓ **H = 3.06 m**

Relation de Blondel :

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

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

$$0.27 \leq g \leq 0.34$$

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

- Hauteur d'étage : $he = 306\text{ cm}$

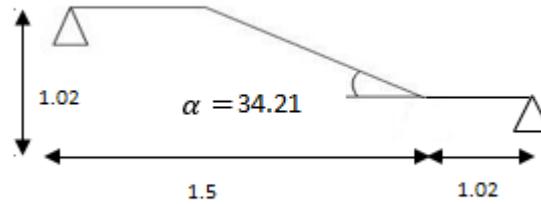
- Hauteur de gravir : $H_1 = 102\text{ cm}$

- Hauteur de gravir : $H_2 = 119\text{ cm}$

- Hauteur de gravir : $H_3 = 85\text{ cm}$

- Choix de la hauteur marches : $h = 17\text{ cm}$

- le giron $g = 30\text{ cm}$

Volée 1 :**Figure 2.15 :** volée 1 type 2 pour H=3.06m.

- Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{150}{30} = 5$$

- Détermination du nombre de contremarches :

$$n+1=5+1=6$$

-Calcul de l'épaisseur de la volée :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{l} = \frac{1.02}{1.5} = 0.68$$

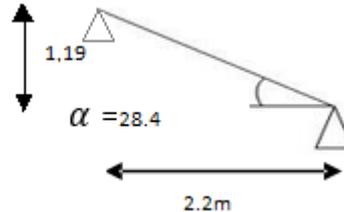
$$\alpha = 34.21$$

$$\frac{l}{20\cos\alpha} \leq Ep \leq \frac{l}{15\cos\alpha}$$

$$\frac{1.5}{20\cos 34.21} \leq Ep \leq \frac{1.5}{15\cos 34.21}$$

$$9.06 \leq Ep \leq 12.09$$

On prend $Ep=15\text{cm}$

Volée 2 :**Figure 2.16 :** volée 2 type 2 pour H=3.06m.

- Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{220}{30} = 7$$

- Détermination du nombre de contremarches :

$$n+1=7+1=8$$

calcul de l'épaisseur du volé :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{l} = \frac{1.19}{2.2} = 0.54$$

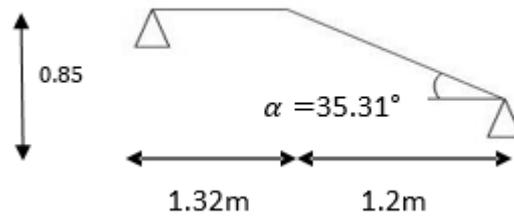
$$\alpha = 28.4$$

$$\frac{l}{20\cos\alpha} \leq Ep \leq \frac{l}{15\cos\alpha}$$

$$\frac{2.2}{20\cos 28.4} \leq Ep \leq \frac{2.2}{15\cos 28.4}$$

$$12.5 \leq Ep \leq 16.67$$

On prend $Ep= 15\text{cm}$

Volée 3 :**Figure 2.17 :** volée 3 type 2 pour H=3.06m.

- Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{120}{30} = 4$$

- Détermination du nombre de contremarches :

$$n+1=4+1=5$$

-calcul de l'épaisseur de la volée :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{l} = \frac{0.85}{1.2} = 0.708$$

$$\alpha = 35.31$$

$$\frac{l}{20\cos\alpha} \leq E_p \leq \frac{l}{15\cos\alpha}$$

$$\frac{120}{20\cos 35.31} \leq E_p \leq \frac{120}{15\cos 35.31}$$

$$7.35 \leq E_p \leq 9.8$$

On prend $E_p=15\text{cm}$

type	marches	contremarches	g(cm)	h(cm)	Ep(cm)	α
Volée 1	5	6	30	17	15	34.21
Volée 2	7	8	30	17	15	28.4
Volée 3	4	5	30	17	15	35.31

Tableau 2.3 : Dimensions des escaliers type 2 pour h=3.06m.

✓ **H = 3.57 m**

Volée 1 :

Relation de Blondel :

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

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

$$0.27 \leq g \leq 0.34$$

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

- Hauteur d'étage : $h_e = 357 \text{ cm}$

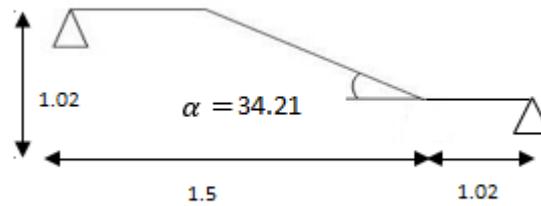
- Hauteur de gravir : $H_1 = 102 \text{ cm}$

- Hauteur de gravir : $H_2 = 119 \text{ cm}$

- Hauteur de gravir : $H_3 = 136 \text{ cm}$

- Choix de la hauteur marches : $h = 17 \text{ cm}$

- le giron $g = 30 \text{ cm}$

Volée 1 :**Figure 2.18 :** volée 1 type 2 pour H=3.57m.

- Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{150}{30} = 5$$

- Détermination du nombre de contremarches :

$$n+1=5+1=6$$

-Calcul de l'épaisseur de la volée :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{l} = \frac{1.02}{1.5} = 0.68$$

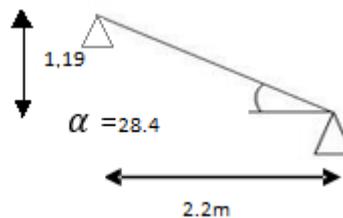
$$\alpha = 34.21$$

$$\frac{l}{20\cos\alpha} \leq Ep \leq \frac{l}{15\cos\alpha}$$

$$\frac{\frac{150}{150}}{20\cos 32.52} \leq Ep \leq \frac{\frac{150}{150}}{15\cos 32.52}$$

$$9.06 \leq Ep \leq 12.09$$

On prend $Ep=15\text{cm}$

Volée 2 :**Figure 2.19 :** volée 2 type 2 pour H=3.57m.

- Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{2.2}{30} = 7$$

- Détermination du nombre de contremarches :

$$n+1=7+1=8$$

-Calcul de l'épaisseur de la volée :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{l} = \frac{1.19}{2.2} = 0.54$$

$$\alpha = 28.4$$

$$\frac{l}{20\cos\alpha} \leq Ep \leq \frac{l}{15\cos\alpha}$$

$$\frac{220}{20\cos 28.4} \leq Ep \leq \frac{220}{15\cos 28.4}$$

$$12.5 \leq Ep \leq 16.67$$

On prend $E_p = 15\text{cm}$

Volée 3 :

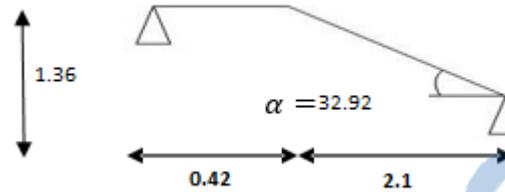


Figure 2.20 : volée 3 type 2 pour $H=3.57\text{m}$.

- Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{210}{30} = 7$$

- Détermination du nombre de contremarches :

$$n+1=7+1=8$$

-Calcul de l'épaisseur de la volée :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{l} = \frac{1.36}{2.1} = 0.64$$

$$\alpha = 32.92$$

$$\frac{l}{20\cos\alpha} \leq E_p \leq \frac{l}{15\cos\alpha}$$

$$\frac{210}{20\cos 32.92} \leq E_p \leq \frac{210}{15\cos 32.92}$$

$$12.508 \leq E_p \leq 16.67$$

On prend $E_p = 15\text{cm}$

type	marches	contremarches	g(cm)	h(cm)	$E_p(\text{cm})$	α
Volée 1	5	6	30	17	15	34.21
Volée 2	7	8	30	17	15	28.4
Volée 3	7	8	30	17	15	32.92

Tableau 2.4: Dimensions des escaliers type 2 pour $h=3.57\text{m}$.

2.2.5 la rampe d'accès :

La rampe d'accès est un plan incliné, permettant le passage d'un niveau à un autre (RDC au sous-sol).

Cette rampe est en dalle pleine, et elle est appuyée sur les deux sens (x et y). Suivant y, elle repose sur trois appuis (deux poutres et une longrine), et suivant x, elle repose sur deux appuis (2 poutres).

Pour dimensionner la rampe d'accès, il faut :d'abord :

✓ Trouver l'angle d'inclinaison :

$$\text{tg}\alpha = \frac{3.36}{7.80} \longrightarrow \alpha = 23.3$$

✓ Chercher la longueur de la rampe d'accès :

$$\sin \alpha = \frac{3.36}{L} \longrightarrow L = \frac{3.36}{\sin 23.3} = 8.49$$

La coupe transversale de la rampe d'accès est illustrée sur la figure suivante :

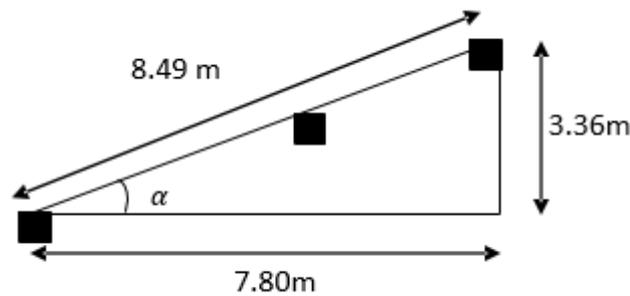


Figure 2.21 : Dalle de la rampe d'accès.

✓ Dimensionner la poutre suivant x :

- Pour dimensionner la hauteur de la poutre, on utilise cette formule :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \longrightarrow \quad \frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \quad \longrightarrow \quad 21.66 \leq h \leq 32.5 \quad \longrightarrow \quad h = 30 \text{ cm}$$

Avec : $L = 325 \text{ cm}$

L : C'est la portée entre les poteaux.

-Pour dimensionner la largeur de la poutre, on utilise cette formule :

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \quad \longrightarrow \quad 0.3 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \longrightarrow \quad 10.5 \leq b \leq 24.5 \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Où :

h : étant la hauteur de la poutre.

Les dimensions de la poutre sont représentées sur la figure 2.22.

✓ Dimensionner la poutre suivant y :

- Pour dimensionner la hauteur de la poutre, on utilise cette formule :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \longrightarrow \quad \frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \quad \longrightarrow \quad 27 \leq h \leq 40.5 \quad \longrightarrow \quad h = 30 \text{ cm}$$

Avec : $L = 405 \text{ cm}$

Pour dimensionner la largeur de la poutre, on utilise cette formule :

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \quad \longrightarrow \quad 0.3 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \longrightarrow \quad 10.5 \leq b \leq 24.5 \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Les dimensions de la poutre sont représentées sur (**la figure 2.22**).

✓ Dimensionner la longrine :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \longrightarrow \quad \frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \quad \longrightarrow \quad 21.66 \leq h \leq 32.5 \quad \longrightarrow \quad h = 30 \text{ cm}$$

- Pour dimensionner la hauteur de la longrine, on utilise cette formule :

L : C'est la portée entre les poteaux.

-Pour dimensionner la largeur de la longrine, on utilise cette formule :

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \quad \longrightarrow \quad 0.3 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \longrightarrow \quad 9 \leq b \leq 21 \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Les dimensions de la longrine sont représentées sur la figure 2.23

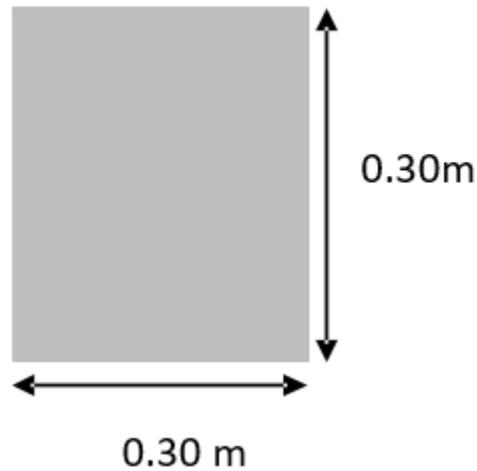


Figure 2.22 : Dimensions de la poutre suivant y

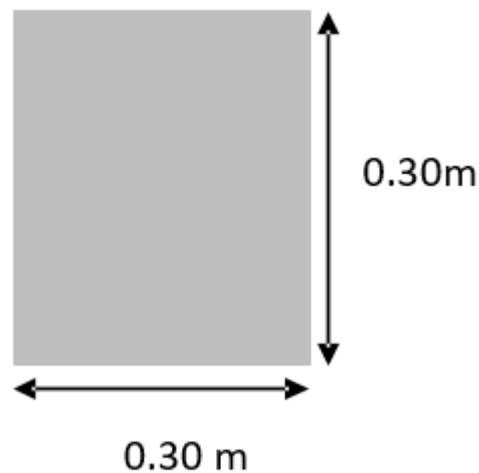


Figure 2.23 : Dimensions de la poutre suivant x et la longrine

Déterminer l'épaisseur de la rampe d'accès :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.25}{4.05} \quad \alpha = 0.8$$

L_x et L_y représente les dimensions mesurées entre les appuis de la rampe d'accès.

L_x et L_y sont représentés sur la figure suivante :

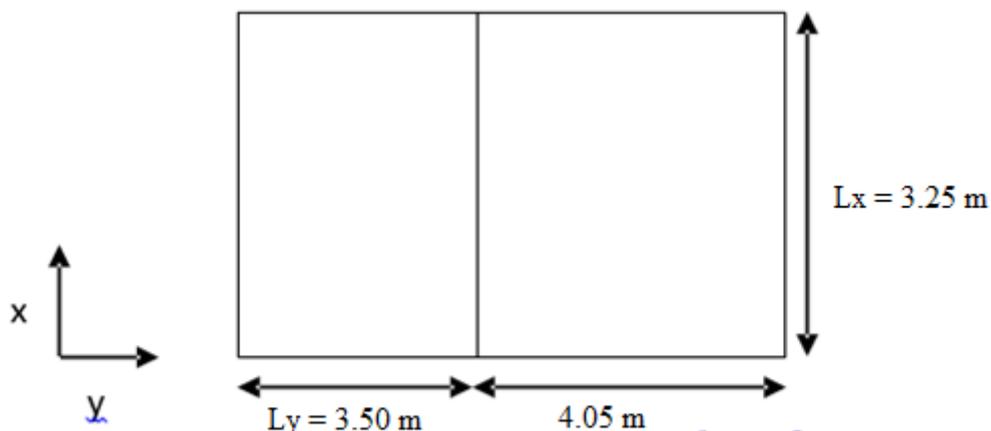


Figure 2.24: Vue en plan de la rampe d'accès

LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



Puisque $\frac{L_x}{L_y} = 0.8$, donc la dalle porte dans les deux sens.

Pour trouver la hauteur, on utilise la condition de flèche :

$$h > \sup\left(\frac{L_x}{40}; 15\right) \text{ cm} \longrightarrow h > \sup\left(\frac{3.25}{40}; 15\right) \text{ cm} \longrightarrow h > \sup(8.125; 15) \text{ cm}$$

On va prendre une épaisseur de 15 cm (le minimum).

Les différentes dimensions de la rampe d'accès sont représentées sur la figure suivante :

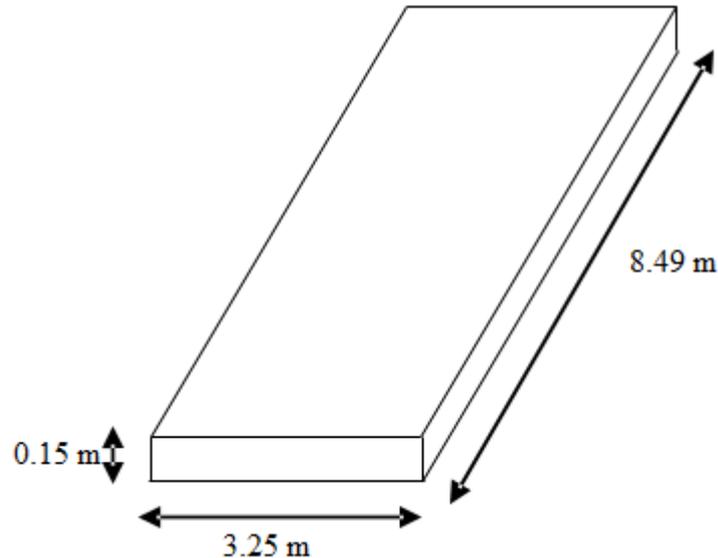


Figure 2.25: Dimensions de la rampe d'accès

2.2.6 Les voiles :

Les voiles se sont des murs en béton armé, utilisé comme contreventements, réalisés pour résister aux forces latérales de séisme.

Notre bâtiment est réalisé à TLEMCEM, et selon RPA99V2003, il est classé dans la zone I. Vue de la hauteur totale importante du bâtiment qui atteint 38.25m, et qui est supérieure à 17 m, d'après le RPA, il est indispensable de contreventer notre structure par des voiles.

Vérification des conditions :

Il faut que notre voile réponde aux exigences du RPA suivantes :

La longueur du voile L doit être supérieure ou égale à 4 fois l'épaisseur du voile ($L \geq 4 a$).

On détermine l'épaisseur du voile comme suit :

$$a \geq \max(h_e/20, 15 \text{ cm})$$

Avec :

h_e : étant la hauteur d'étage.

Exemple de calcul du voile :

Comme un exemple de calcul, on a choisi le voile du RDC.

$$h_e = 357 - 21 = 336 \text{ cm} \longrightarrow a \geq 336/20 = 16.80 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur égale à 20 cm.

$$L > 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

On adopte une longueur du voile égale à 80 cm.

Les dimensions des autres niveaux sont récapitulées dans le tableau suivant:

Niveau	he [cm]	a [cm]
SS	336	20
RDC+1 ^{er} étage	336	20
2 ^{em} étage...10 ^{em} étage	285	20

Tableau 2.5 : Dimensions minimales des voiles.

❖ Schéma du voile de RDC :

Les différentes dimensions du voile du RDC sont illustrées sur cette figure :

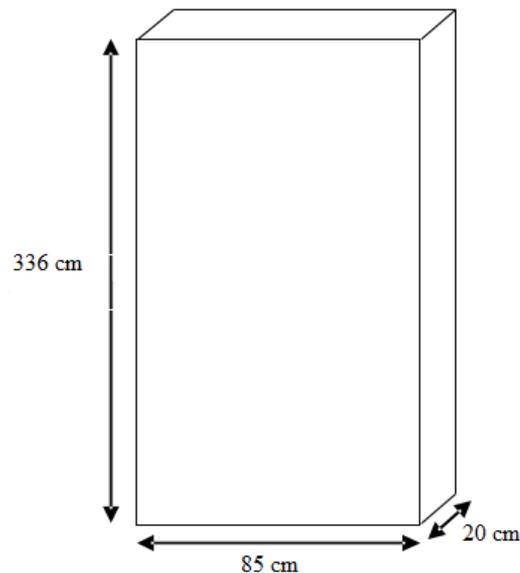


Figure 2.26: Voile du RDC

2.2.7 Les poteaux :

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

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S comme le montre (la figure 2.27).

Avec :

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

On suppose une charge moyenne de 1 (t/m²) par étage.

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

- Min (a, b) ≥ 25 cm en zones I et II (art, 7.4.1, P65, RPA 99 V03)

- Min (a,b) ≥ he/20

- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$

he : hauteur d'étage.

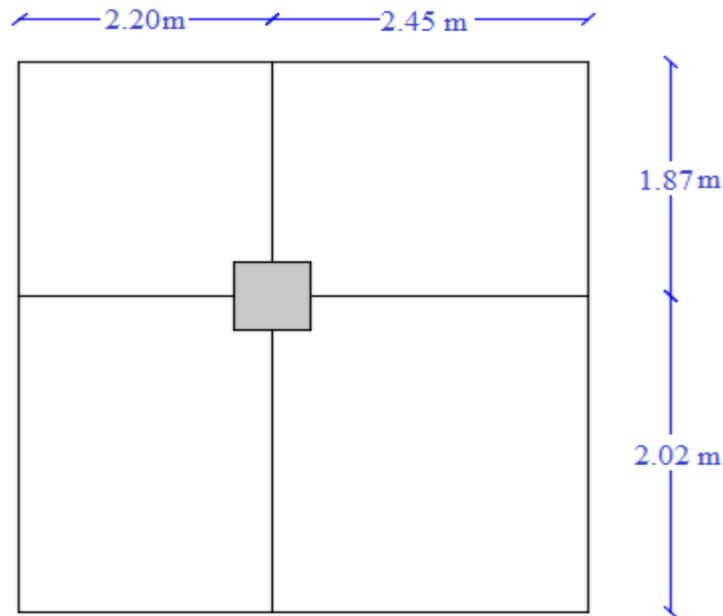


Figure 2.27 : Section du poteau le plus sollicité.

N_u : étant la charge verticale a l'ELU.

$$\text{Avec : } N_u = P_u * S * n$$

P_u : charge du plancher

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

S :surface supporté par le poteau le plus sollicité

$$S = 18.135 \text{ m}^2$$

n : nombre d'étage. ($n = 10$)

$$N_u = 1 \times 18.135 \times 12 = 217.62 \text{ t.}$$

$$N_u = 2.176 \text{ MN.}$$

Section réduite :

$$Br \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{F_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 \times F_e}{100 \times \gamma_s}}$$

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

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

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

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

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

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

$$\gamma_s = 1.5$$

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

$$Br \geq \frac{1.2 \times 2.176}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15}}$$

$$Br \geq 0.139m^2$$

$$a \geq \sqrt{Br}$$

$$a \geq 37 \text{ cm}$$

On prend $a = b = 55 \text{ cm}$

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

$$\Rightarrow \text{Min}(55, 55) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\Rightarrow \text{Min}(55, 55) \geq h_e/20 = 357/20 = 17.85 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} = 1 \leq 4 \quad \text{CV}$$

Vérification du poteau au flambement :

Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a^4}{12} = \frac{55^4}{12} = 762552.083 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration i_x, i_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{762552.083}{55^2}} = 15.87 \text{ cm}$$

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i$$

Avec :

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

$$L_0 = 3.57 \text{ m}$$

$$L_f = 0.7 * 3.57 = 2.49 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 249 / 15.87 = 15.74 < 50 \quad \text{CV}$$

Niveau	N°	he [cm]	a, b [cm]	Nu [MN]	λ_x, λ_y [cm]	$\lambda < 50$
ss	12	357	55	2.176	15.74	CV
RDC	11	357	55	1.99	15,74	CV
1	10	357	50	1,83	17,314	CV
2	9	306	50	1,65	14.84	CV
3	8	306	45	1,46	16.48	CV
4	7	306	45	1.28	16.48	CV
5	6	306	40	1.10	18.55	CV
6	5	306	40	0,91	18.55	CV
7	4	306	35	0.73	21.20	CV
8	3	306	35	0.55	21.20	CV
9	2	306	30	0.367	24.73	CV
10	1	306	30	0.183	24.73	CV

Tableau 2.6: récapitulation du pré dimensionnement

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

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

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

2.3.1 Plancher terrasse inaccessible :

N°	Désignation	Épaisseur [m]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Protection gravillon	0,05	17	0,85
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	corps creux	0,21	/	3
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
			G	6.4
			Q	1

Tableau 2.7: Charge du plancher terrasse inaccessible.**2.3.2 Plancher étage courant :**

N°	Désignation	épaisseur [m]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	cloison d'intérieure	0,1	/	0,9
2	carrelage	0,02	20	0,4
3	mortier de pose	0,02	20	0,4
4	couche de sable	0,02	18	0,36
5	corps creux	0,21	/	3
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
			G	5.26

Tableau 2.8: Charge du plancher étage courant.

Charge d'exploitation (Q):

Q(RDC)=4 KN/m²**Q(1^{er}..10^{em} étages)=1.5 KN/m²****2.3.3 Escalier :**

Palier pour 1 ml

N°	Désignation	épaisseur [m]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	carrelage	0,02	20	0,4
2	mortier de pose	0,02	20	0,4
3	poids propre du palier	0,15	25	3.75
4	Enduit en Ciment	0,02	20	0,4
			G	4,15
			Q	2,5

Tableau 2.9: Charge du palier.

volée pour 1 ml

N°	Désignation	épaisseur [m]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Garde-corps	0,1	10	1
2	carrelage horizontal	0,02	20	0,4

3	mortier de pose H	0,02	20	0,4
4	carrelage vertical	0,02	0.22	0,21
5	mortier de pose V	0,02	0.22	0,21
6	Marche BA	0,08	$25/\cos\alpha$	2,67
7	Volée BA	0,16	$25/\cos\alpha$	4,53
8	Enduit en Ciment	0,02	$20/\cos\alpha$	0,45
			G	9,87
			Q	2,5

Tableau 2.10: Charge de la volée.

type	hauteur	volé	Ep(cm)	α	G	Q
1	3.06	1	0.15	32.52	9.82	2.5
		2	0.15	37.08	10.25	2.5
		3	0.15	35.31	10.02	2.5
	3.57	1	0.15	32.52	9.82	2.5
		2	0.15	37.08	10.25	2.5
		3	0.15	32.92	9.86	2.5
2	3.06	1	0.15	34.21	9.96	2.5
		2	0.15	28.409	2.504	2.5
		3	0.15	35.31	10.08	2.5
	3.57	1	0.15	34.21	9.96	2.5
		2	0.15	28.409	9.504	2.5
		3	0.15	32.92	9.85	2.5

Tableau 2.11: Charge des escaliers.

2.3.4 Maçonnerie :

Murs extérieur :

élément	Ep	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m ²)
Enduit de ciment	0.02	22	0.44
Brique creuse	0.1	9	0.9

Lame d'aire	0.05	/	/
Brique creuse	0.1	9	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2

Tableau 2.12: Charge des murs extérieurs.G=2.44 KN/m²**Murs intérieur :**

élément	Ep	ρ(kN/m3)	G (kN/m²)
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Brique creuse	0.1	9	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2

Tableau 2.13: Charge des murs intérieurs.G=1.4 KN/m²**Murs des balcon :**

N°	Désignation	épaisseur [m]	ρ (kN/m3)	G (kN/m²)
1	Enduit en Ciment	0,02	22	0,44
2	brique	0,15	9	1.35
3	Enduit en Ciment	0,02	22	0.44
			G	2.23

Tableau 2.14: Charge des murs des balcons.**Dalle pleine :**

élément	Ep	ρ(kN/m3)	G (kN/m²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine en béton	0.15	30	3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2

Tableau 2.15: Charge de la dalle pleine.G=5.15 KN/m²Q=3.5 KN/m²

Chapitre 3 :

Etude des éléments

Secondaires

3.1 Introduction :

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

3.2 Étude du plancher

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

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression

D'après le B.A.E.L 91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments Fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

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

On adopte pour la méthode des trois moments ainsi que le logiciel SAP2000, pour Évaluer les moments et les efforts tranchants.

Niveau	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	b [m]	Combinaisons	
				ELU $Q_u = b \cdot (1,35G + 1,5Q)$	ELS $Q_s = b \cdot (G + Q)$
Terrasse inaccessible	6.4	1	0,65	6.591	4.81
étage courant	5.26	1,5	0,65	6,078	4,394
RDC	5.26	4	0.65	8.515	6.019

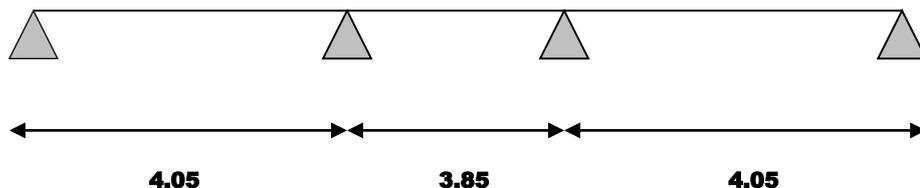
Tableau 3.1: Charges supportées par les poutrelles.

3.2.1 Calcul des poutrelles:

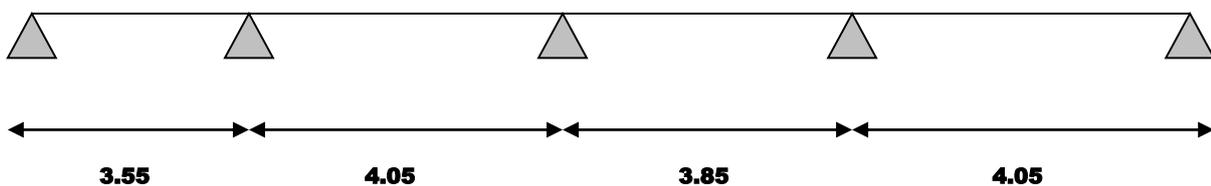
- Type de poutrelles :

1)RDC

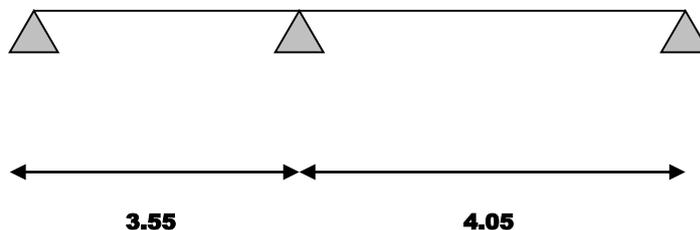
Type 1 :



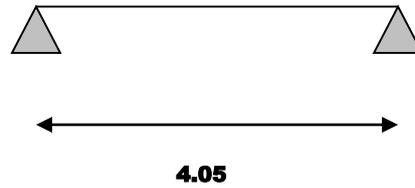
Type 2 :



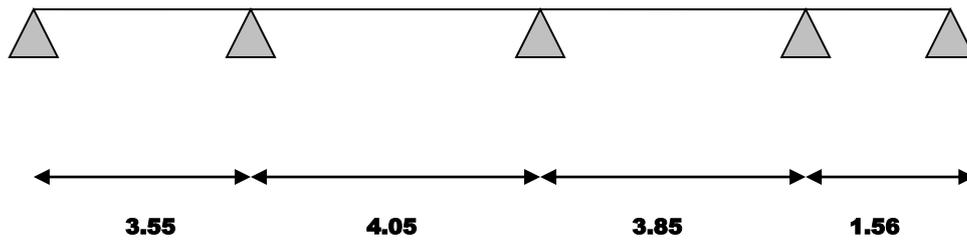
Type 3 :



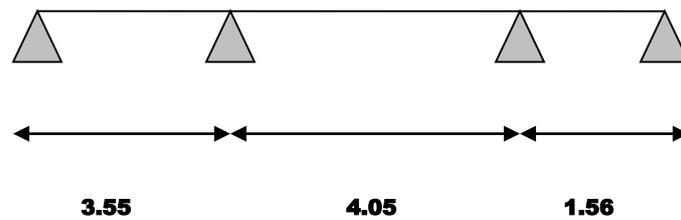
Type 4 :



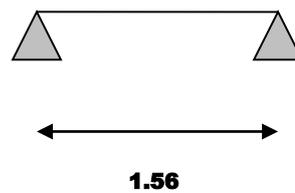
Type 5 :



Type 6 :

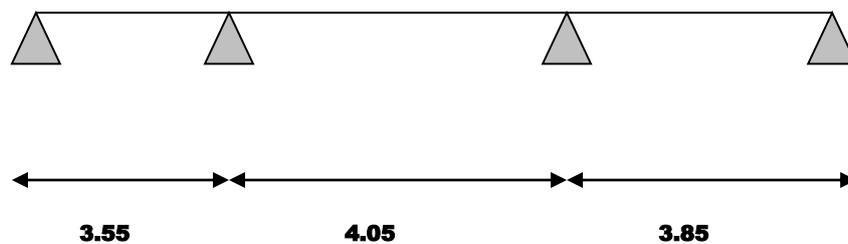


Type 7 :



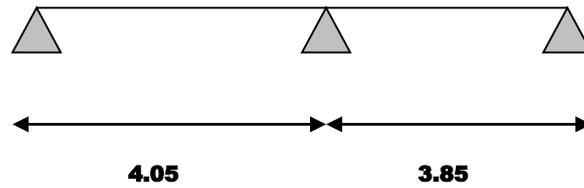
2) 1^{er} étage :

Type 8 :



3) 8^{er} étage :

Type 9 :



4) 9^{er} étage :

Type 10 :

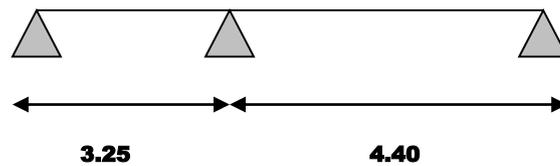


Figure 3.1 : types des poutrelles.

• Détermination des efforts internes :

• ELU:

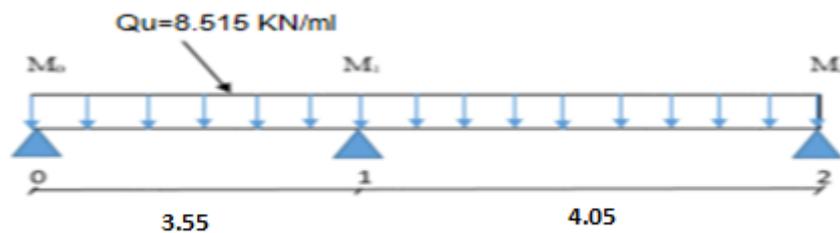


Figure 3.2 : Poutrelle type 3 (RDC) à l'ELU.

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1 = 3,55\text{m} \\ L_2 = 4,05\text{m} \\ M_1 = M_2 = 0 \end{array} \right.$$

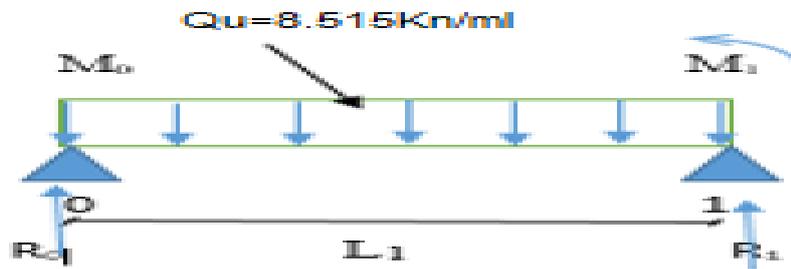
$$M_0.3,55 + 2M_1.(3,55 + 4,05) + M_2.4,05 = -6(R_{g1} - R_{d1})$$

$$W_{g1} = \frac{-P_w \times l_1 W^3}{24EI}$$

$$W_{d1} = \frac{-P_e \times l_1 e^3}{24EI}$$

$$Q_u = 8.515 \text{ KN}$$

$$M_1 = \frac{-(P_w \times L_1^3 + P_e \times L_2^3)}{8 \times (L_1 + L_2)} = \frac{-(8.515 \times 3.55^3 + 8.515 \times 4.05^3)}{8 \times (4.05 + 3.55)} = -16.26 \text{ KN.m}$$

Travée 0-1 :**Figure 3.3 :** Poutrelle type 3 (RDC) travée 1 à l'ELU.

$$R_0 + R_1 - Q_u \cdot L_1 = 0$$

$$R_0 + R_1 = 3.931 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/0 = 0.$$

$$R_0 \cdot L_1 - (q_u \cdot L_1^2/2) + M_1 = 0.$$

$$R_0 = 8.515 \cdot (3.55/2) - (16.26/3.55) = 11.69 \text{ KN}$$

$$R_0 = 11.69 \text{ KN} \quad R_1 = 20.30 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3.55) = -16.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_u \cdot x$$

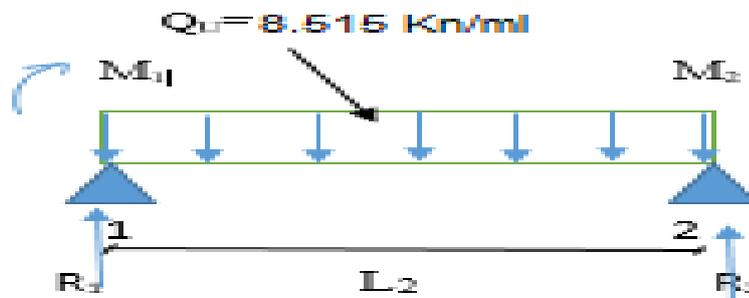
$$T(x) = 11.62 + 8.515 \cdot x$$

$$\begin{cases} T(0) = -11.62 \text{ KN} \\ T(3.55) = 20.30 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ Si } T(x) = 0 \quad x = R_0/q_u \rightarrow x = 11.62/8,515$$

$$X = 1.365 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.365) = 5,73 \text{ KN.m}$$

Travée 1-2 :**Figure 3.4 :** Poutrelle type 3 (RDC) travée 2 à l'ELU.

$$R_1 + R_2 = q_u \cdot L_2 = 34.48 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/1 = 0$$

$$R_2 \cdot L_2 - q_u \cdot L_2^2 / 2 - M_1 = 0.$$

$$R_1 = 21.27 \text{ KN}$$

$$R_2 = 13.23 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_1 x - q_u \cdot x^2 / 2 + M_1. \quad T(x) = R_1 - q_u \cdot x.$$

$$\begin{cases} M(0) = M_1 = -16.26 \text{ KN.m.} \\ M(3.9) = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - q_u \cdot x$$

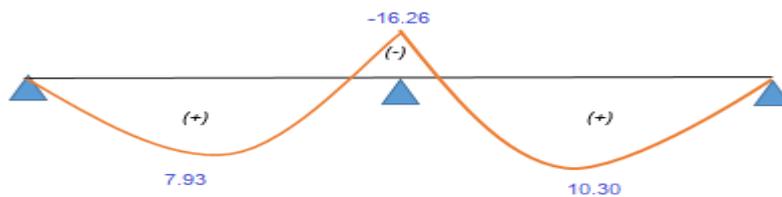
$$T(x) = 21.27 - 8.515 \cdot x$$

$$\begin{cases} T(0) = 21.27 \text{ KN.} \\ T(3.9) = 13.21 \text{ KN.} \end{cases}$$

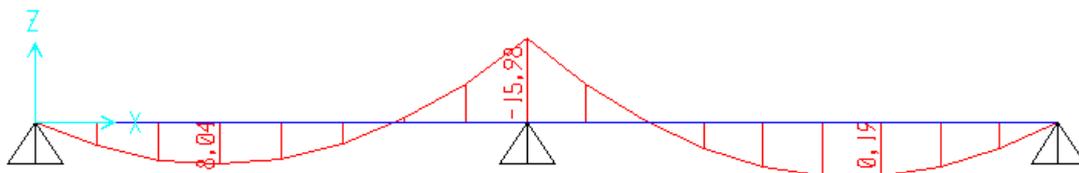
$$\text{Si } T(x) = 0 \quad x = R_1 / q_u \quad x = 21.27 / 8.515 = 2.49 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2.49) = 9.59 \text{ KN.m.}$$

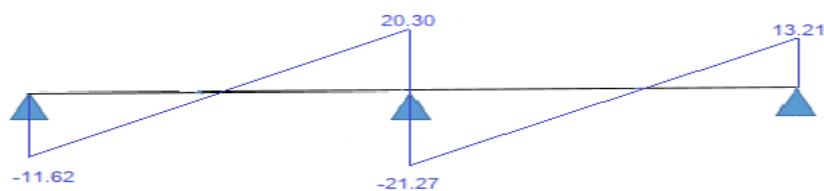
❖ **M(KN.m) : 3 moment**



Sap2000:



❖ **T(KN) : 3 moment**



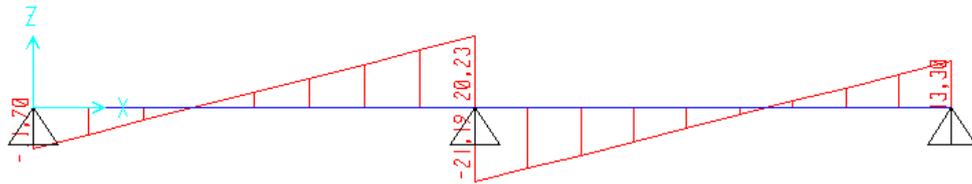
Sap2000:

Figure 3.5 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants de Poutrelle type 3 à l'ELU ELS:

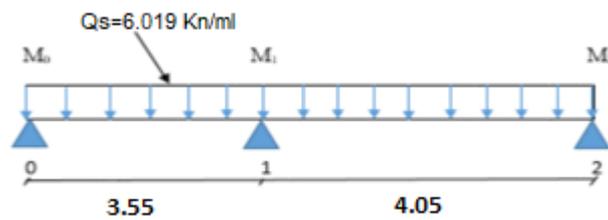


Figure 3.6 : Poutrelle type 3 (RDC) à l'ELS

$$M_0.L_1 + 2.M_1.(L_1 + L_2) + M_2.L_2 = -6 (R_{g1} - R_{d1})$$

Avec :

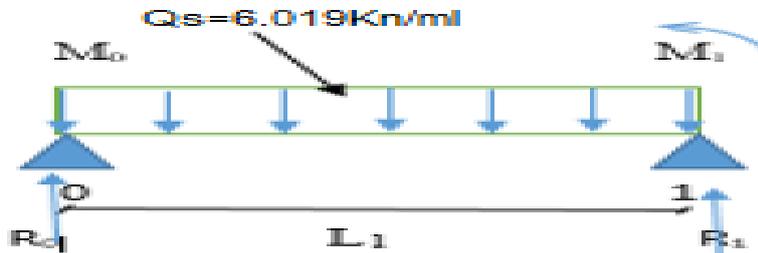
$$W_{g1} = \frac{-P_w \cdot l_1 W^3}{24EI}$$

$$W_{d1} = \frac{-P_e \cdot l_1 e^3}{24EI}$$

$$Q_s = 6.019 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1 = 3,55 \text{ m} \\ L_2 = 4,05 \text{ m} \\ M_1 = M_2 = 0 \end{array} \right.$$

$$M_1 = \frac{-(P_w \times L_1^3 + P_e \times L_2^3)}{8 \times (L_1 + L_2)} = \frac{-(6.019 \times 3.55^3 + 6.019 \times 4.05^3)}{8 \times (4.05 + 3.55)} = -11.49 \text{ KN.m}$$

ravée 0-1 :**Figure 3.7 :** Poutrelle type 3 (RDC) travée 1 à l'ELS.

$$R_0 + R_1 = q_s \cdot L_1 = 22.53 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/0 = 0.$$

$$R_1 \cdot L_1 - q_s \cdot L_1^2/2 + M_1 = 0.$$

$$R_0 = 6.019 \cdot (3.55/2) - (11.49/3.75)$$

$$R_0 = 8.22 \text{ KN}$$

$$R_1 = 14.35 \text{ KN. } M(x) = R_0 \cdot x - q_s \cdot x^2/2.$$

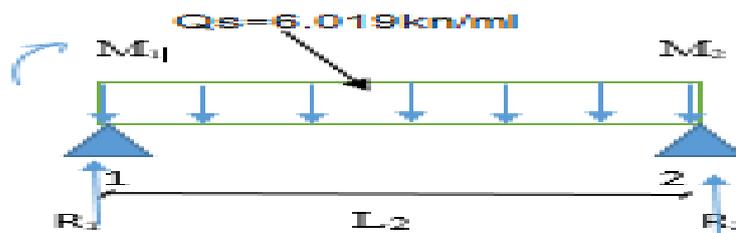
$$\begin{cases} M(0) = 0. \\ M(3.55) = -11.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_s \cdot x$$

$$\begin{cases} T(0) = -8.22 \text{ KN} \\ T(3.55) = 14.35 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Si } T(x) = 0 \quad x = R_0/q_s \quad x = 8.22/6.019 = 1.36 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.36) = 5.612 \text{ KN.m}$$

Travée 1-2 :**Figure 3.8 :** Poutrelle type 3 (RDC) travée 2 à l'ELS.

$$R_1 + R_2 = q_s \cdot L_2 = 24.37 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/1 = 0.$$

$$R_2 \cdot L_2 - q_s \cdot L_2^2 / 2 - M_1 = 0.$$

$$R_2 = 6.019 \cdot (4.05 / 2) - (11.49 / 4.05)$$

$$R_2 = 9.35 \text{ KN}$$

$$R_1 = 15.025 \text{ KN}$$

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

$$\begin{cases} M(0) = -11.49 \text{ KN.m} \\ M(4.05) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

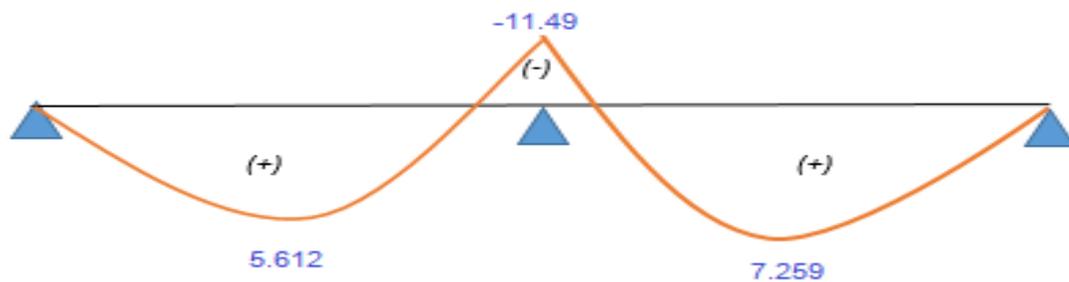
$$T(x) = R_0 - q_s \cdot x.$$

$$\begin{cases} T(0) = -15.025 \text{ KN} \\ T(4.05) = 9.35 \text{ KN} \end{cases}$$

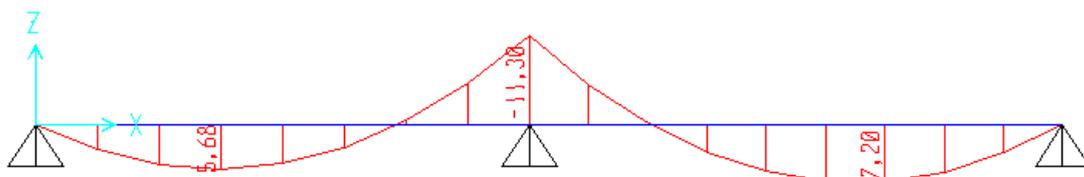
$$\text{Si } T(x) = 0 \quad x = R_0 / q_s \quad x = 15.025 / 6.019 = 2.49 \text{ m.}$$

$$M_{\text{MAX}} = M(2.49) = 7.259 \text{ KN.m}$$

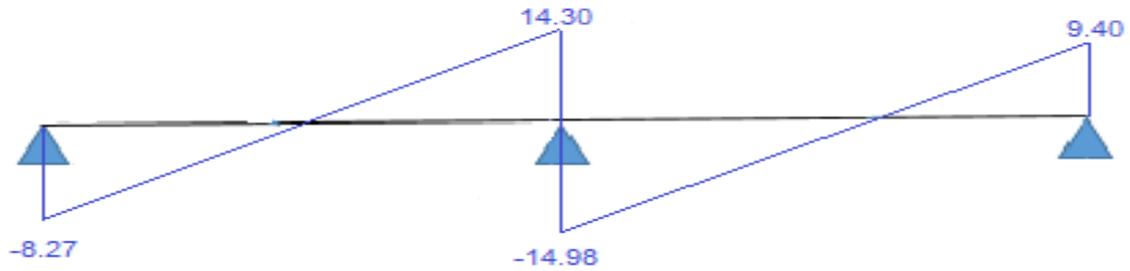
M(KN.m) : 3 moment



Sap2000 :



T(KN) : 3 moment



Sap2000 :

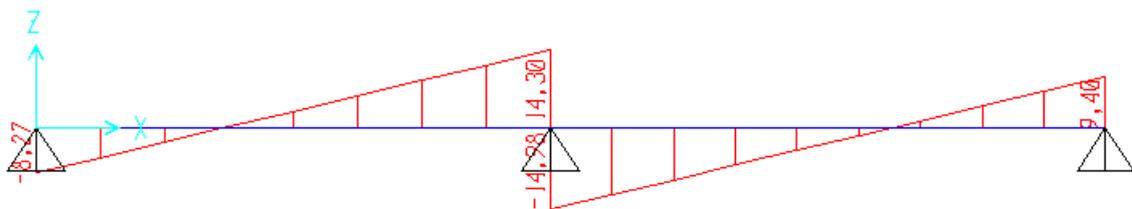


Figure 3.9: Diagrammes des moments et des efforts tranchant de Poutrelle type 3 à l'ELS.

	TYPE	M APP(KN.m)		MT(KN.m)		T(KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
RDC	1	13.34	9.39	11.34	8.01	20.53	14.51
	2	14.10	9.97	10.98	7.76	-20.73	-14.65
	3	15.98	11.30	10.19	7.20	-20.23	-14.98
	4	0	0	17.24	12.19	17.24	-12.19
	5	13.18	9.31	9.09	6.43	19.48	13.77
	6	13.98	9.88	8.79	6.21	19.70	13.92
	7	0	0	2.59	1.83	6.64	4.69
Étages	8	9.47	6.84	7.01	5.07	-14.16	-10.24
	2	10.06	7.27	7.84	5.66	-14.79	-10.69
	3	11.41	8.25	7.27	5.26	-15.13	-10.93
	4	0	0	12.31	8.90	12.31	8.9
	5	9.41	6.80	6.49	4.69	13.9	10.05
	6	9.98	7.22	6.27	4.54	14.06	10.16
	7	0	0	1.85	1.34	4.74	3.43
	10	11.65	8.42	9.35	6.76	-16.02	-11.58
	9	11.68	8.44	7.18	5.19	15.19	10.98
ter ras se inc	1	9.49	6.86	8.09	5.85	14.65	10.59
	2	10.29	7.51	8.77	6.4	15.89	11.59
		10.91	7.96	8.5	6.2	-16.04	-11.71

	5	10.20	7.44	7.04	5.14	15.08	11
	6	10.82	7.90	6.8	4.96	15.24	11.12
	7	0	0	2	1.46	5.14	3.75
	8	16.26	7.49	7.6	5.55	-15.35	-11.21
	9	12.66	9.24	7.19	5.69	16.47	12.02

Tableau 3.2: sollicitation dans les poutrelles.

3.2.2 Détermination des armatures longitudinales des poutrelles :

• ELU :

Calcul du ferrailage en travée :

Comme un exemple de calcul, on a choisi le type 3.

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.65 \text{ m} \\ b_0 = 0.05 \text{ m} \\ \sigma_t = 347.83 \text{ MPa} \\ M_u = 10.19 \text{ KN.m} = 10.19 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h_0 = 5 \text{ cm} \\ h = 21 \text{ cm} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Calcul de « M_T » :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T = N \times Z \\ N = b \times h_0 \times f_c \\ Z = d - h_0/2 \end{array} \right. \quad \longleftrightarrow \quad M_T = b \times h_0 \times f_{c28} \times (d - h_0/2)$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

$$d = 0.9 \times h \quad \longrightarrow \quad d = 0.9 \times 0.21 = 0.189 \text{ m}$$

$$M_T = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times \left(0.189 - \frac{0.05}{2}\right)$$

$$M_T = 0.075 \text{ MN.m}$$

$M_u < M_T$ \longrightarrow Donc la détermination des armatures sera identique à une section rectangulaire fictive ($b \times h$).

\longrightarrow Le calcul se fait en flexion simple.

Calcul de « μ_u » :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10.19 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.9 \times 0.21)^2 \times 14.17} = 0.0309$$

$$\mu_u < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{Section simple armature (S.S.A)} \quad \longrightarrow \quad A_{sc} = 0$$

Calcul de « A_{st} » en travée :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \longrightarrow \quad \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.0309)}) \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.039$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \quad \longrightarrow \quad Z = 0.189 (1 - 0,4 \times 0.039) \quad \longrightarrow \quad Z = 0.186 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{10.19 \times 10^{-3}}{0.186 \times 347.83} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Donc on a choisi $A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2 = 2T12$

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \longrightarrow \quad A_{st \min} > 0.23 \times 65 \times 18.9 \times \frac{2.1}{400}$$

$$\longrightarrow 2.26 > 1.48 \text{ cm}^2$$

\longrightarrow condition vérifiée

Calcul du ferrailage en appuis :

Comme un exemple on a choisi le type 3

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.65 \text{ m} \\ b_0 = 0.12 \text{ m} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{appu} = 15.98 \text{ KN.m} = 15.98 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h_0 = 5 \text{ cm} \\ h = 25 \text{ cm} \\ f_{28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Calcul de « μ_u » :

$$\mu_u = \frac{M_{appu}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15.98 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189^2 \times 14.17} = 0.263$$

$$\mu_u < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{Section simple armature (S.S.A)} \quad \longrightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \longrightarrow \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.263}) \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.389$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad \longrightarrow \quad Z = 0.225 (1 - 0.4 \times 0.389) = 0.159 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{appu}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{15.98 \times 10^{-3}}{0.159 \times 347.23} = 2.88 \text{ cm}^2$$

Donc on a choisi $A_{sa} = 3.08 \text{ cm}^2 = 2T14$

Condition de non fragilité :

$$A_{sa \min} > 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{sa \min} > 0.23 \times 12 \times 22.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$4.02 > 0.33 \text{ cm}^2$$

\longrightarrow condition vérifiée

• **ELS :**

-Vérification des contraintes en travée :

Pour que la contrainte soit vérifiée, il faut vérifier la condition suivante :

$$\alpha_{tra} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\alpha_{tra} = 0.039 \text{ (calculé précédemment)}$$

$$\gamma \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{10.19}{7.20} = 1.415$$

$$\alpha_{tra} \leq \frac{1.415 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{tra} \leq 0.457$$

Donc la condition est vérifiée

-Vérification des contraintes en appuis :

$$\alpha_{app} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

$$\text{avec } \alpha_{app} = 0.389$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{15.98}{11.30} = 1.414$$

$$\alpha_{app} \leq \frac{1.414 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{app} \leq 0.457$$

Donc la condition est vérifiée

Vérification au cisaillement :

La fissuration est peu préjudiciable donc

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \times d} = \frac{20.23 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189} = 0.891 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times F_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ Mpa}\right)$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

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

3.2.3 Détermination des armatures transversales des poutrelles :

Le ferrailage transversal des poutrelles, doit être inférieur aux valeurs suivantes :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right)$$

Avec :

h : la hauteur du plancher

b₀ : la largeur du poutrelle

ϕ_{min} : le diamètre minimum du ferrailage longitudinal

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}; \frac{1}{10}; 1.2\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.6; 1.2; 1.2)$$

On adopte un diamètre transversal égal à : ϕ_t = 6 mm.

Calcul de l'espacement :

D'après le RPA 99 V 2003, on a :

-Dans la zone nodale :

L'espacement dans cette zone doit être petit, parce que là où l'effort tranchant est important. Cet espacement doit être inférieur à :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 30; 12\phi_{min}\right)$$

$$S_t \leq \min(5.25; 30; 14.4)$$

On va adopter un espacement égal à : S_t = 7 cm.

-Dans la zone courante :

Dans cette zone, l'espacement doit être grand, car l'effort tranchant est moins important par rapport à la zone nodale. Il est calculé comme suit :

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

Avec : h étant la hauteur du plancher

$$S' \leq \frac{21}{2} = 10.5 \text{ cm.}$$

On adopte un espacement égal à : $S' = 10 \text{ cm.}$

Vérifications :

Vérification au glissement en appui :

Pour éviter le risque de glissement au niveau de l'appui de la poutrelle, il faut s'assurer que cette condition soit vérifiée :

$$T_{u \max} - \frac{M_{app}}{0.9h} \leq 0$$

Avec :

$T_{u \max}$: c'est l'effort tranchant maximum

$$20.23 - \frac{15.98}{0.9 \times 0.21} = -64.32 < 0$$

➡ Condition vérifiée

Vérification de la flèche :

La flèche calculée ne doit pas dépasser la flèche admissible :

$$f < f_{adm}$$

- Calcul de la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5$$

Avec : L étant la longueur de la poutrelle

$$f_{adm} = \frac{405}{1000} + 0.5$$

$$f_{adm} = 0.81$$

-Calcul de la flèche :

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

Avec :

$$1/\gamma = M_{ts}/E_i \times I_{fi}$$

$$I_{fi} = 1.1I_0/1 + \lambda_i \times u$$

$$\text{et } E_i = 11000 \times \sqrt[3]{F_{c28}}$$

$$I_0 = (b \times h^3/12) + 15A_{st}(h/2 - d')^2 = (0.65 \times (0.21)^3/12) + 15 \times 2.2610^{-4} \times (0.21/2 - 0.1 \times 0.21)^2$$

$$I_0 = 5.25 \times 10^{-4} m^4$$

$$\lambda_i = 0.05 \times F_{c28}/\phi(2 + 3 \times b_0/b)$$

Avec :

$$\phi = A_{st}/d \times b_0 = 2.26 \times 10^{-4}/(0.12 \times 0.189)$$

$$\phi = 0.0099$$

$$\lambda_i = 0.05 \times 21/0.0099(2 + 3 \times 0.12/0.65)$$

$$\lambda_i = 4.166$$

$$u = 1 - ((1.75 \times F_{t28})/4 \times \phi \times \sigma_{st} + F_{t28})$$

$$u = 1 - ((1.75 \times 2.1)/4 \times 0.0099 \times 347.83 + 2.1)$$

$$u = 0.768$$

$$I_{fi} = (1.1 \times 5.25 \times 10^{-4})/1 + 4.166 \times 0.768 = 1.37 \times 10^{-4} m^4$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

$$1/\gamma = (11.3 \times 10^{-3}) / 32164.195 \times 1.37 \times 10^{-4} = 2.56 \times 10^{-3}$$

$$f = 2.56 \times 10^{-3} \times (4.05^2 / 10) = 4.19 \times 10^{-3} \text{ m}$$

- Vérification :

$$f = 4.19 \times 10^{-3} < f_{adm} = 0.81 \text{ m}$$

Donc, la condition de la flèche est vérifiée.

Ancrage des armatures :

Calcul de la contrainte d'adhérence τ_s :

L'adhérence est un phénomène de liaison tangentielle à l'interface acier béton due au frottement. Cette contrainte d'adhérence est calculée comme suit :

$$\tau_s = 0.6 \times \varphi_s^2 \times f_{t28}$$

Avec :

φ : Coefficient de scellement égale à 1.5 (pour les armatures hautes adhérence).

f_{t28} : la résistance à la traction

$$\tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1$$

$$\tau_s = 2.835 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droit L_s :

La longueur de scellement droit, est la longueur sur laquelle il faut associer l'acier et le béton, pour qu'à la sortie de l'ancrage, l'acier puisse travailler en traction à sa limite élastique F_e . Cette longueur doit être calculée de la manière suivante :

$$L_s = (\phi \times F_e) / 4 \times \tau_s$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On adopte $L_s = 55 \text{ cm}$.

Ancrage par courbure :

On adopte un croché avec un angle égal à 135°

$$\alpha = 2.57 \text{ et } \beta = 3.92$$

-Calcul du rayon de la fibre moyenne r :

$$r \geq 5.5 \times \emptyset$$

$$r \geq 5.5 \times 1.4$$

$$r \geq 7.7 \text{ cm}$$

-Calcul des longueurs rectilignes L_1 et L_2 :

$$L_1 = 6 \times \emptyset \text{ (car l'angle égale à } 135^\circ)$$

$$L_1 = 6 \times 1.4$$

$$L_1 = 8.4 \text{ cm}$$

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

$$L_2 = 55 - 2.57 \times 8.4 - 3.92 \times 7.7$$

$$L_2 = 3.23 \text{ cm}$$

-Calcul de la longueur totale L :

$$L = L_2 + r + \phi/2$$

$$L = 3.23 + 7.7 + 1.4/2$$

$$L = 11.63 \text{ cm}$$

3.2.4 Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le CBA, le ferrailage de la dalle de compression est calculé par cette formule :

$$A_1 \geq \frac{4 \times L}{F_e}$$

Avec :

$$L = 65 \text{ cm et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_1 \geq \frac{4 \times 65}{400}$$

$$A_1 \geq 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc, On adopte un treillis soudé de $\Phi 5$, avec un espacement $(15 \times 15) \text{ cm}^2$.

Les deux coupes en appui et en travée, sont illustrées sur les deux figures suivantes :

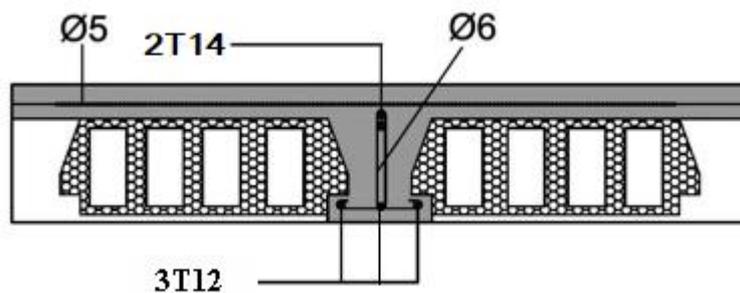


Figure 3.10 : Coupe en appui RDC (Type 4)

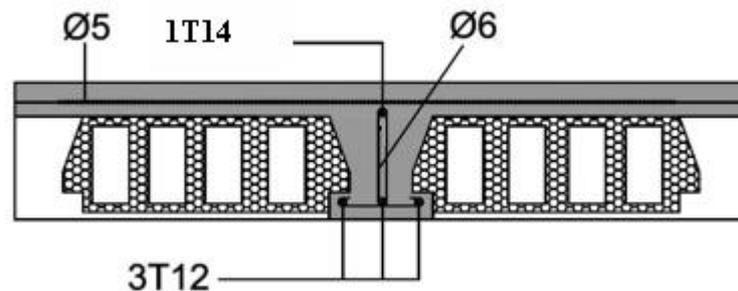


Figure 3.11 : Coupe en travée RDC (Type 4)

16+5											
NIVEAU	Type	μ_u		α		z		A_{st}		A_{sa}	
		TRAV	APP	TRAV	APP	TRAV	APP	TRAV (cm ²)	Fer (cm ²)	APP (cm ²)	Fer (cm ²)
RDC	1	0,034	0,219	0,043	0,312	0,185	0,165	1,76	2T12=2,26	2.32	2T14=3,08
	2	0,033	0,232	0,048	0,314	0,185	0,163	1.70	2T12=2,26	2.48	2T14=3,08

	3	0,030	0,263	0,039	0,389	0,186	0,159	1,57	2T12=2,26	2,88	2T14=3,08
	4	0,052	0	0,067	0	0,183	0	2,70	3T12=3,39	0	2T12=2,26
	5	0,0276	0,217	0,035	0,309	0,186	0,165	1,40	2T12=2,26	2,29	2T14=3,08
	6	0,0267	0,23	0,033	0,331	0,186	0,163	1,35	2T12=2,26	2,46	2T14=3,08
	7	0,008	0	0,01	0	0,188	0	0,39	2T12=2,26	0	2T12=2,26
E T A G E s	8	0,021	0,156	0,026	0,213	0,186	0,172	1,083	2T12=2,26	1,58	2T12=2,26
	2	0,023	0,165	0,03	0,226	0,186	0,171	1,211	2T12=2,26	1,69	2T12=2,26
	3	0,022	0,187	0,027	0,262	0,186	0,169	1,123	2T12=2,26	1,94	2T12=2,26
	4	0,037	0	0,047	0	0,185	0	1,913	2T12=2,26	0	2T12=2,26
	5	0,019	0,155	0,024	0,211	0,187	0,172	0,97	2T12=2,26	1,57	2T12=2,26
	6	0,019	0,164	0,024	0,225	0,187	0,171	0,96	2T12=2,26	1,67	2T12=2,26
	7	0,0056	0	0,007	0	0,188	0	0,28	2T12=2,26	0	2T12=2,26
	10	0,028	0,191	0,0366	0,268	0,186	0,168	1,109	2T12=2,26	1,99	2T12=2,26
	9	0,021	0,192	0,027	0,269	0,186	0,168	1,109	2T12=2,26	1,99	2T12=2,26
	1	0,024	0,156	0,024	0,213	0,187	0,172	1,243	2T12=2,26	1,58	2T12=2,26
T E R R A S S e	1	0,026	0,169	0,033	0,232	0,186	0,171	1,262	2T12=2,26	1,73	2T12=2,26
	2	0,025	0,179	0,032	0,249	0,186	0,170	1,313	2T12=2,26	1,84	2T12=2,26
	5	0,021	0,168	0,026	0,231	0,186	0,171	1,08	2T12=2,26	1,71	2T12=2,26
	6	0,02	0,178	0,026	0,246	0,187	0,170	1,04	2T12=2,26	1,82	2T12=2,26
	7	0,006	0	0,007	0	0,188	0	0,305	2T12=2,26	0	2T12=2,26
	8	0,0231	0,169	0,029	0,233	0,186	0,171	1,174	2T12=2,26	1,72	2T12=2,26
	9	0,0218	0,208	0,027	0,295	0,186	0,166	1,111	2T12=2,26	2,19	2T12=2,26

Tableau 3.3 : Ferrailage des poutrelles**3.3 Étude des escaliers:**

Les escaliers sont calculés pour supporter toutes les charges d'exploitations et permanentes.

Le calcul se fait en flexion simple.

3.3.1 Combinaisons d'actions :

a) Type 1 :

Volée 1 :

La charge permanente est égale à : $G = 9.82 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1.35 \times 9.82 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 17.007 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (9.82 + 2.5) \times 1 = 12.32 \text{ KN/ml}$

Les charges appliquées sur l'escalier type 01, sont représentées sur la figure suivante :

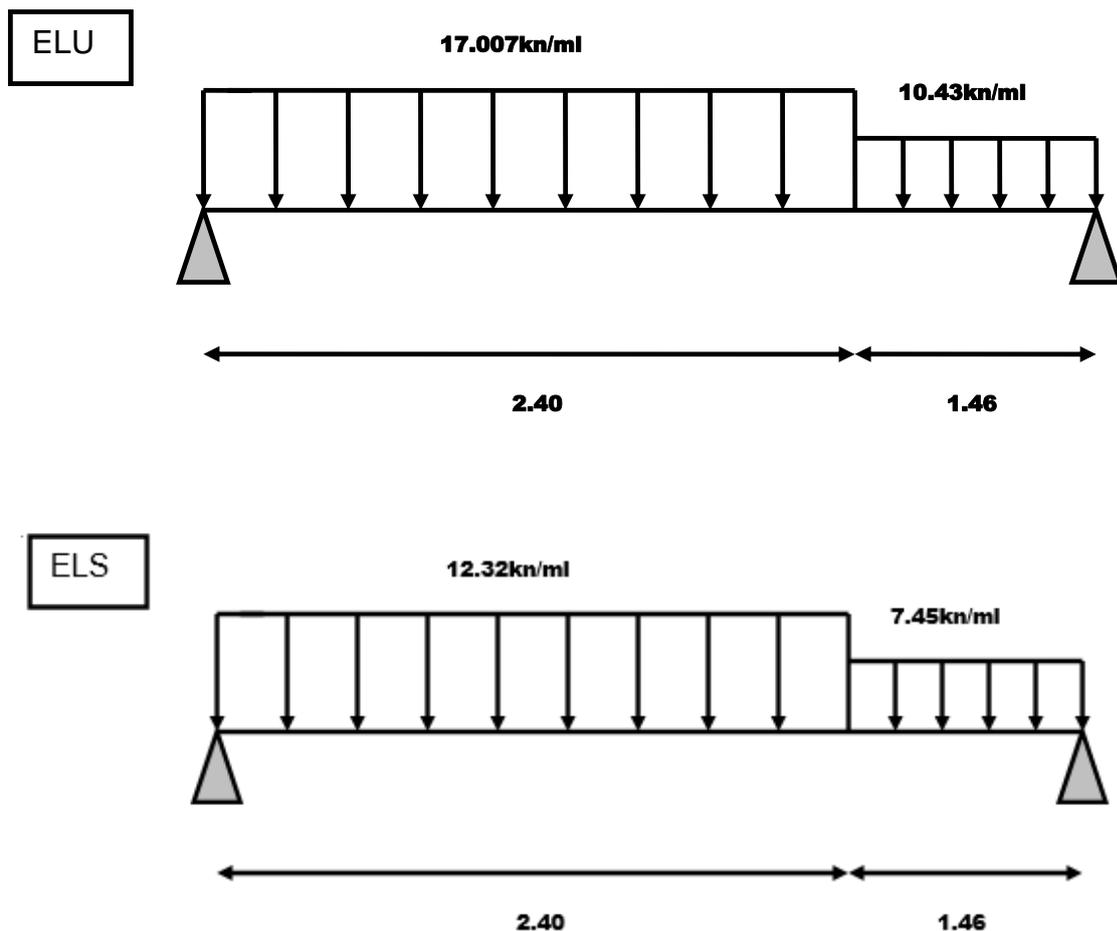


Figure 3.12 : Chargement sur les escaliers type 1 à ELU et ELS (volée 1)

Volée 2 :

La charge permanente est égale à : $G = 10.25 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1.35 \times 10.25 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 17.58 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (10.25 + 2.5) \times 1 = 12.75 \text{ KN/ml}$

Les charges appliquées sur l'escalier type 01, sont représentées sur la figure suivante :

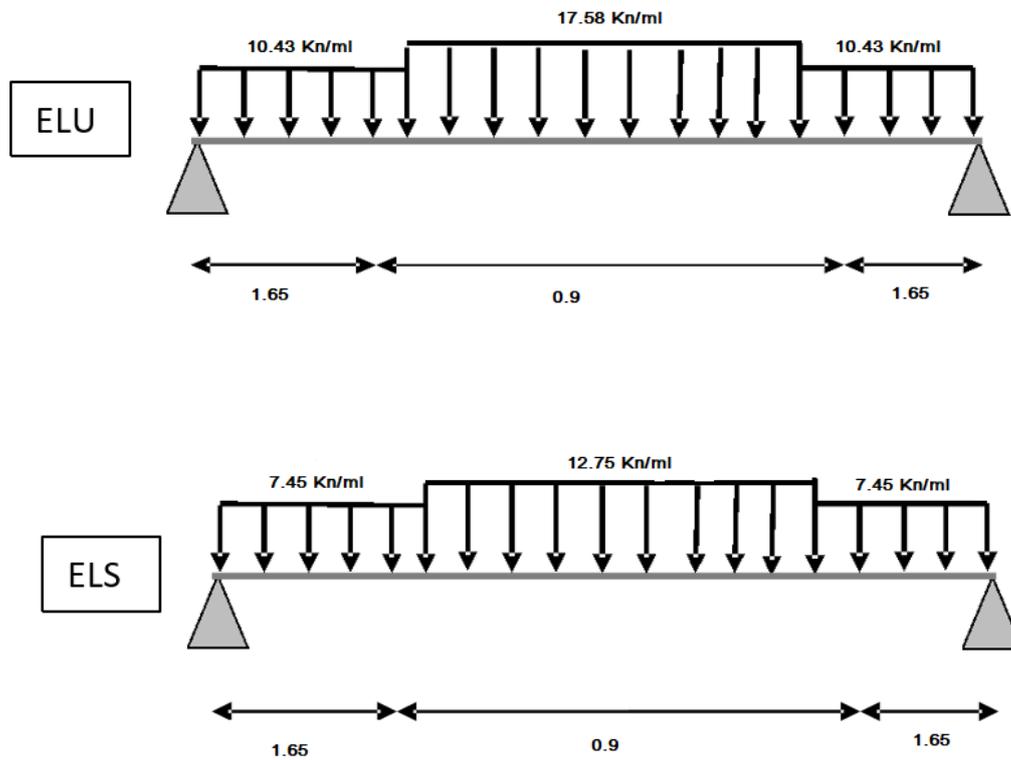


Figure 3.13 : Chargement des escaliers type 1 à ELU et ELS (volée 2)

Volée 3 :

✓ Pour $h=3.06m$

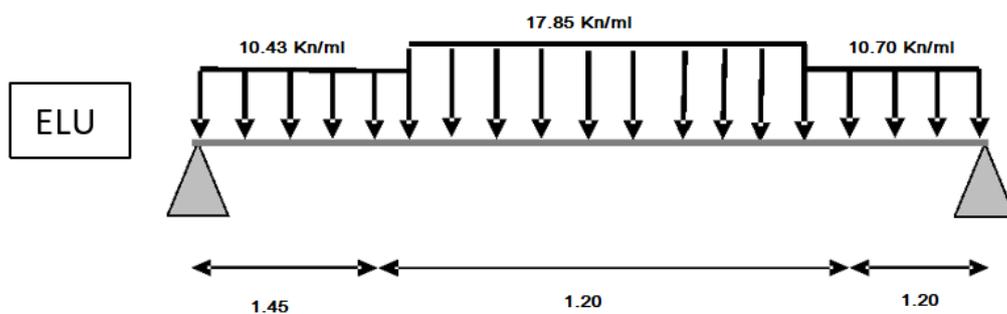
La charge permanente est égale à : $G = 10.08 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1.35 \times 10.08 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 17.85 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (10.08 + 2.5) \times 1 = 12.58 \text{ KN/ml}$

Les charges appliquées sur l'escalier type 01, sont représentées sur la figure suivante :



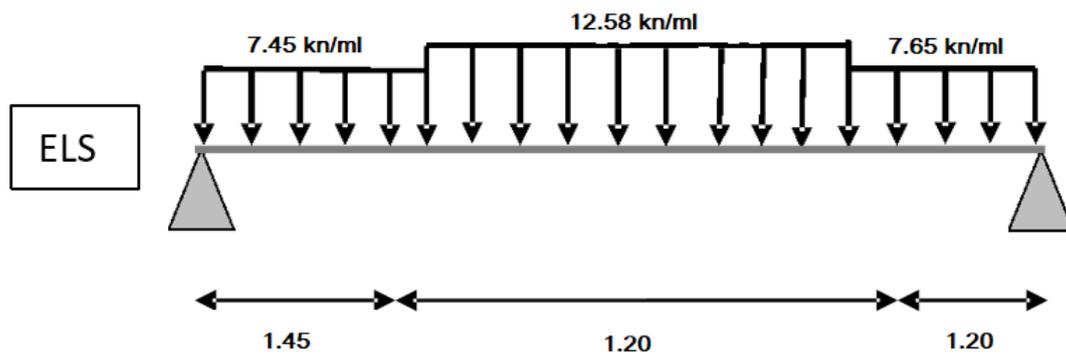


Figure 3.14 : Chargement sur les escaliers type 1 à ELU et ELS (volée 3)

✓ Pour $h=3.57\text{m}$

La charge permanente est égale à : $G = 9.86 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1.35 \times 9.86 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 17.061 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (9.86 + 2.5) \times 1 = 12.36 \text{ KN/ml}$

Les charges appliquées sur l'escalier type 01, sont représentées sur la figure suivante :

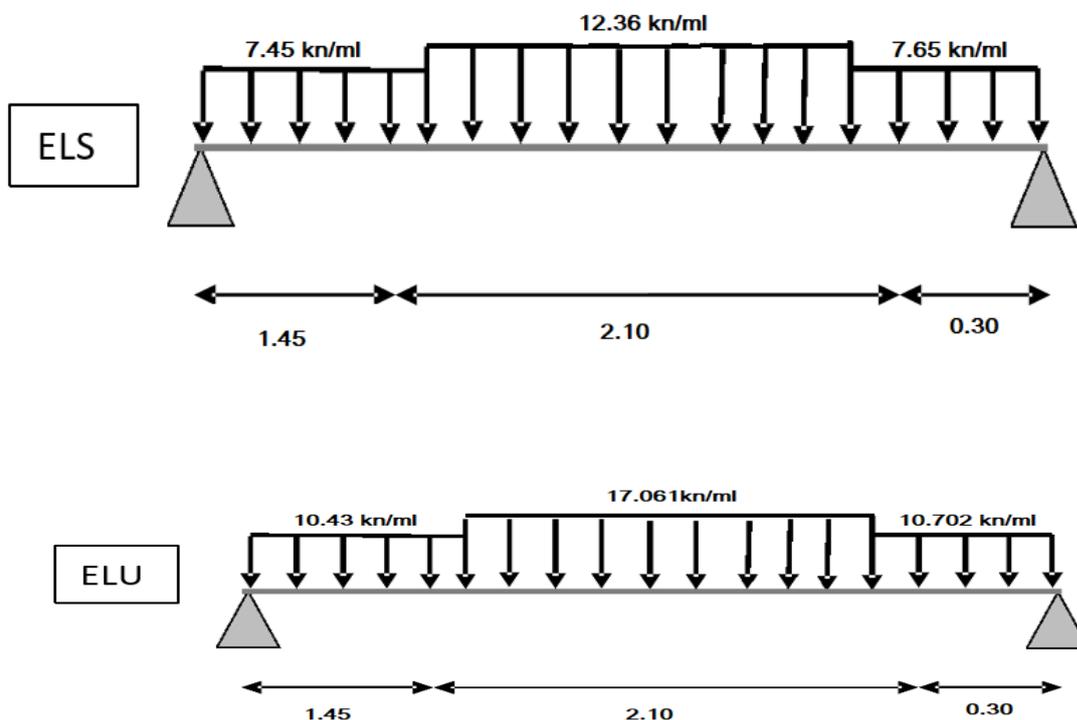


Figure 3.15 : Chargement sur les escaliers type 1 à ELU et ELS (volée 3)

Palier :

La charge permanente est égale à : $G = 4.95 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1.35 \times 4.95 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.43 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (4.95 + 2.5) \times 1 = 7.45 \text{ KN/ml}$

Dalle pleine :

La charge permanente est égale à : $G = 5.15 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.70 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (5.15 + 2.5) \times 1 = 7.65 \text{ KN/ml}$

b) Type 2 :**Volée 1 :**

La charge permanente est égale à : $G = 9.96 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1.35 \times 9.96 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 17.196 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (9.96 + 2.5) \times 1 = 12.46 \text{ KN/ml}$

Les charges appliquées sur l'escalier type 02, sont représentées sur la figure suivante :

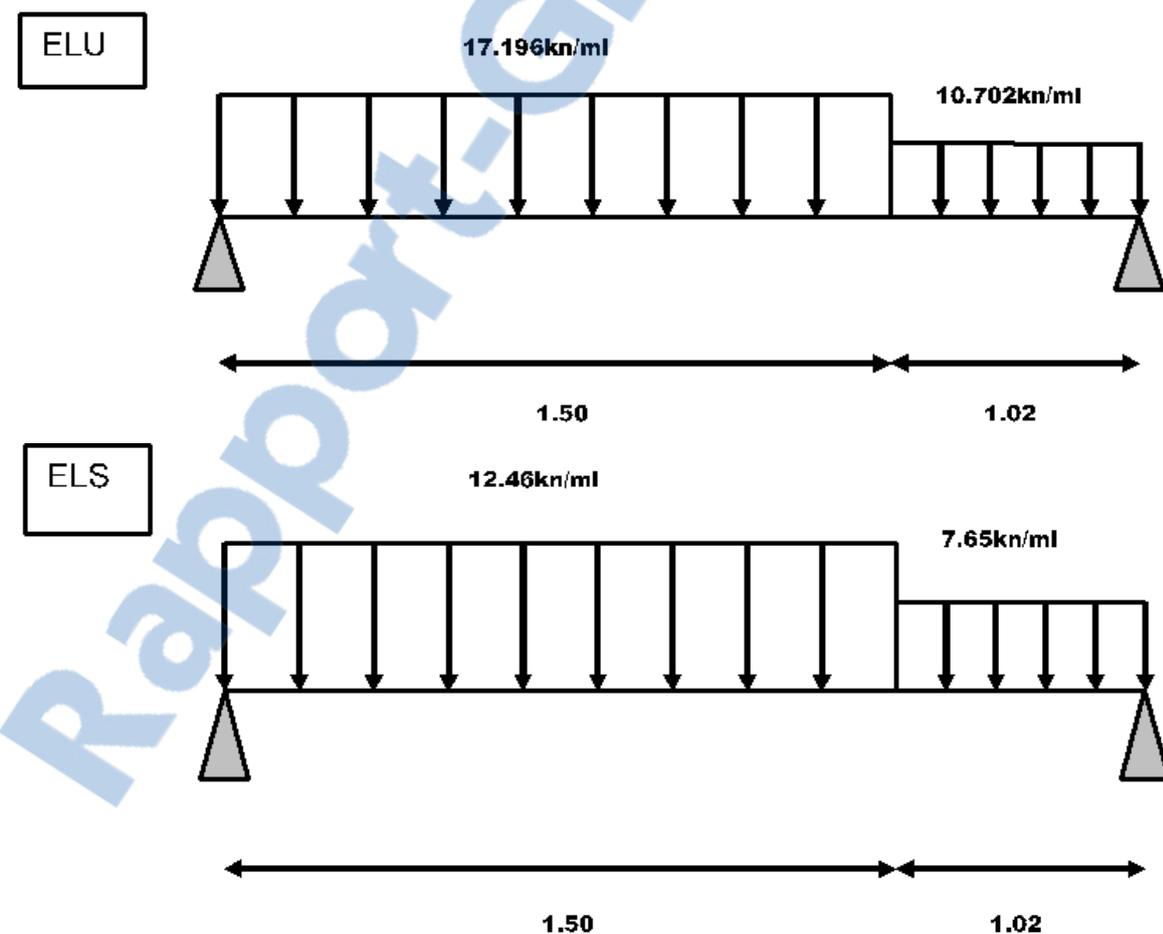


Figure 3.16 : Chargement sur les escaliers type 2 à ELU et ELS (volée 1)

Volée 2 :

La charge permanente est égale à : $G = 9.504 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1.35 \times 9.504 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.58 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (9.504 + 2.5) \times 1 = 12.004 \text{ KN/ml}$

Les charges appliquées sur l'escalier type 02, sont représentées sur la figure suivante :

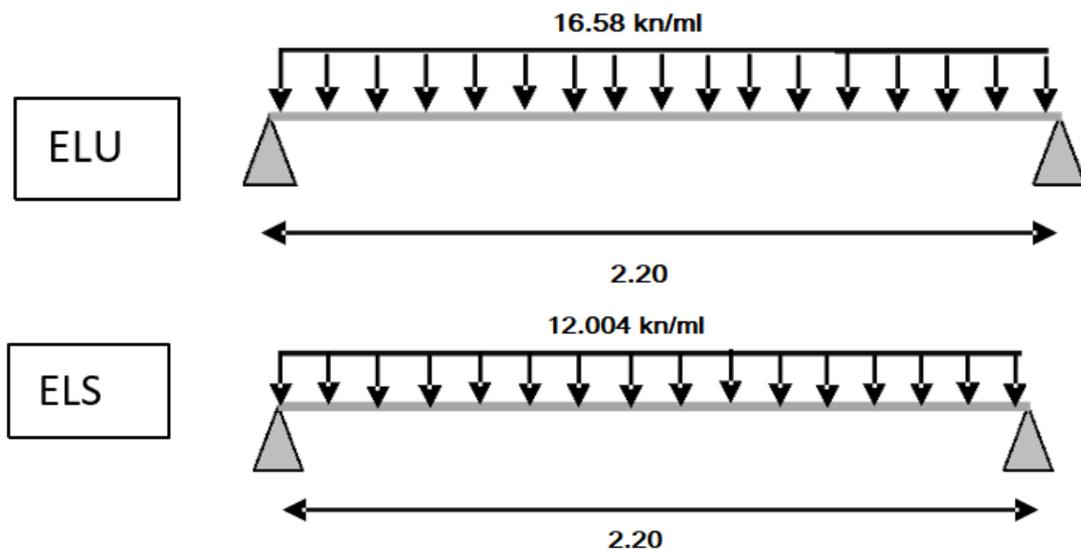


Figure 3.17 : Chargement sur les escaliers type 2 à ELU et ELS (volée 2)

Volée 3 :

$h=3.06\text{m}$

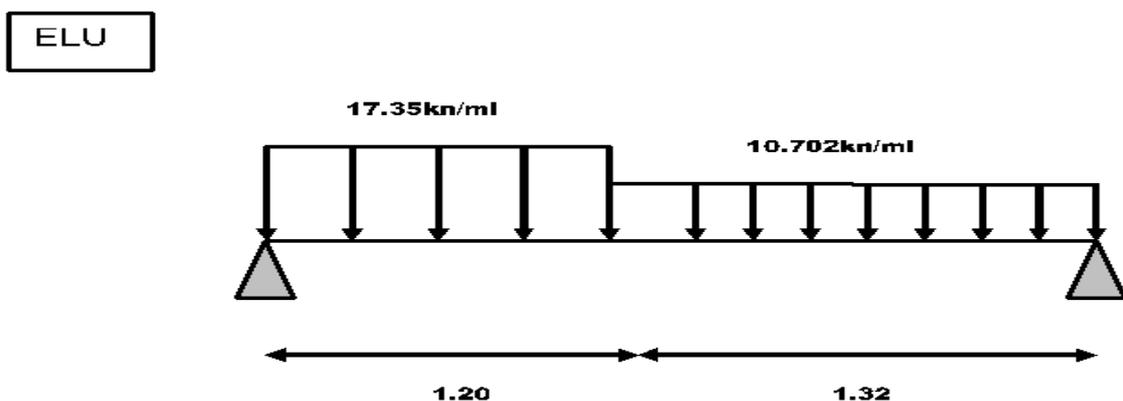
La charge permanente est égale à : $G = 10.08 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1.35 \times 10.08 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 17.358 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (10.08 + 2.5) \times 1 = 12.58 \text{ KN/ml}$

Les charges appliquées sur l'escalier type 02, sont représentées sur la figure suivante :



ELS

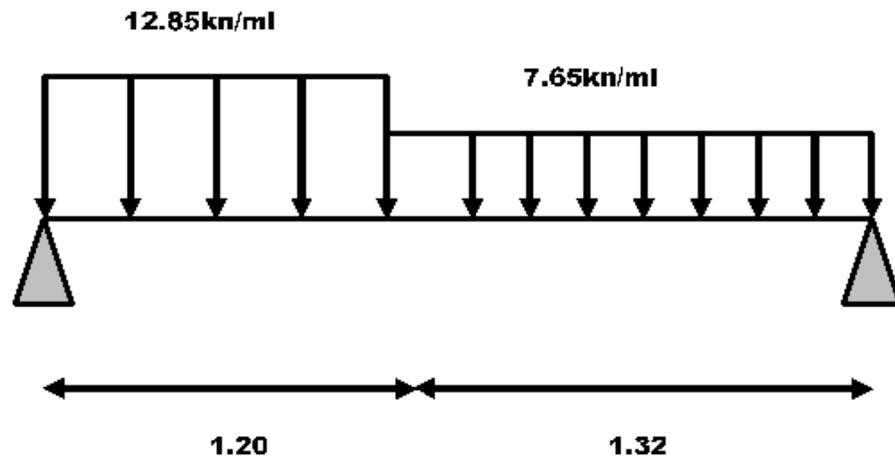


Figure 3.18 : Chargement sur les escaliers type 2 à ELU et ELS (volée 3)

Volée 3 :

$h=3.57\text{m}$

La charge permanente est égale à : $G = 9.85 \text{ KN/m}^2$

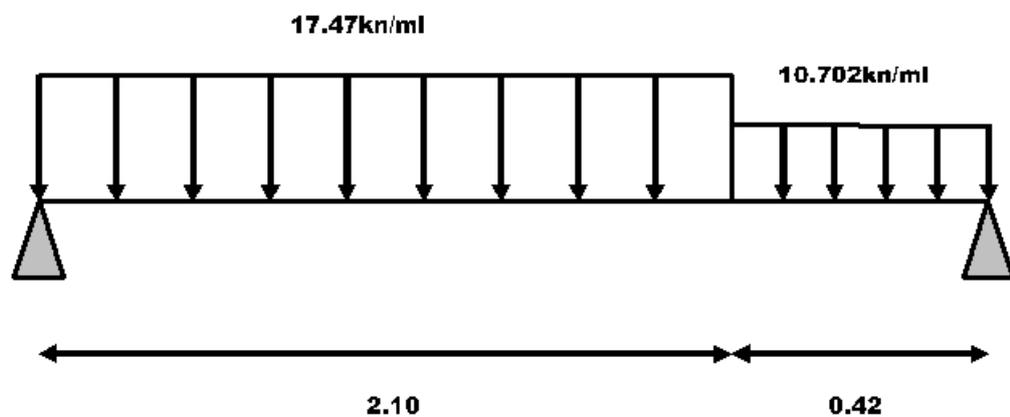
La charge d'exploitation est égale à : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1.35 \times 9.85 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 17.047 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (9.85 + 2.5) \times 1 = 12.35 \text{ KN/ml}$

Les charges appliquées sur l'escalier type 02, sont représentées sur la figure suivante :

ELU



ELS

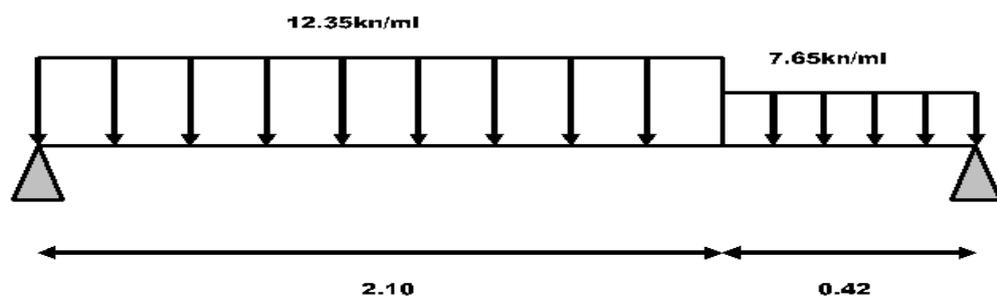


Figure 3.19 : Chargement sur les escaliers type 2 à ELU et ELS (volée 3)

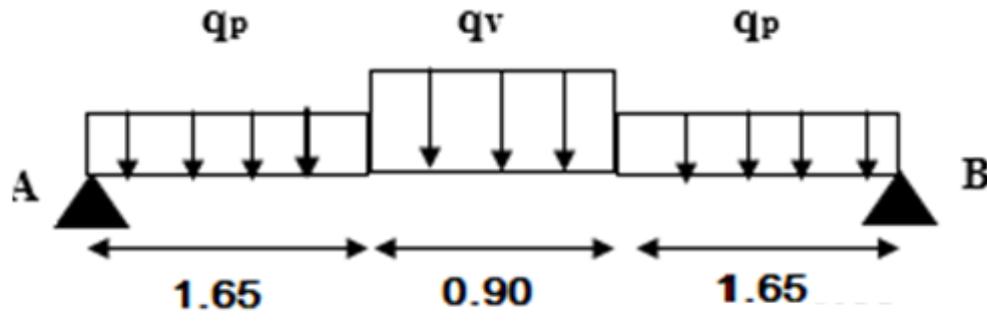
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



3.3.2 Détermination des efforts internes :

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

• ELU :



$$\text{Volée} = 1,35G + 1,5Q = 17,587 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Palier} = 1,35G + 1,5Q = 10,432 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$\rightarrow RA + RB - Q_{uv} * L_2 - Q_{up} * L_1 - Q_{up} * L_3 = 0.$$

$$RA + RB = 50,253 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = -RB * (4,2) + 10,432 * (1,65) * (3,375) + 10,432 * (1,65) * (0,825) + 17,587 * (0,9) * (2,1) = 0$$

$$RB = 25,126 \text{ KN} \quad RA = 25,126 \text{ KN.}$$

Section 1-1 : $0 < X < 1,65$

$$M(x) = RA * X - 10,432 * X^2 / 2 \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,65) = 27,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = RA - 10,432 * X \quad \begin{cases} T(0) = -25,126 \text{ KN} \\ T(1,65) = -7,913 \text{ KN} \end{cases}$$

Section 2-2 : $1,65 < X < 2,55$

$$M(x) = RA * X - 10,432 * 1,65 * (X - 0,825) - 17,587 * (X - 1,65)^2 / 2$$

$$\begin{cases} M(1,65) = 27,257 \text{ KN.m} \\ M(2,55) = 27,257 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = RA - 10,432 * 1,65 + 17,587 * (X - 1,65)$$

$$\begin{cases} T(1,65) = -7,913 \text{ KN} \\ T(2,55) = +7,915 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M \text{ max si } : T(X) = 0 \Rightarrow X = (25,126 - 17,212 + 29,018) / 17,587 \\ X = 2,369 \text{ m}$$

$$M \text{ max} = M(2,369) = 28,401 \text{ KN.m}$$

Section 3-3 : $0 < X < 1,65$

$$M(x) = RB * X - 10,432 * X^2 / 2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,65) = 27,257 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -RB + 10,432 * X$$

$$\begin{cases} T(0) = 25,126 \text{ KN} \\ T(1,65) = 7,91 \text{ KN} \end{cases}$$

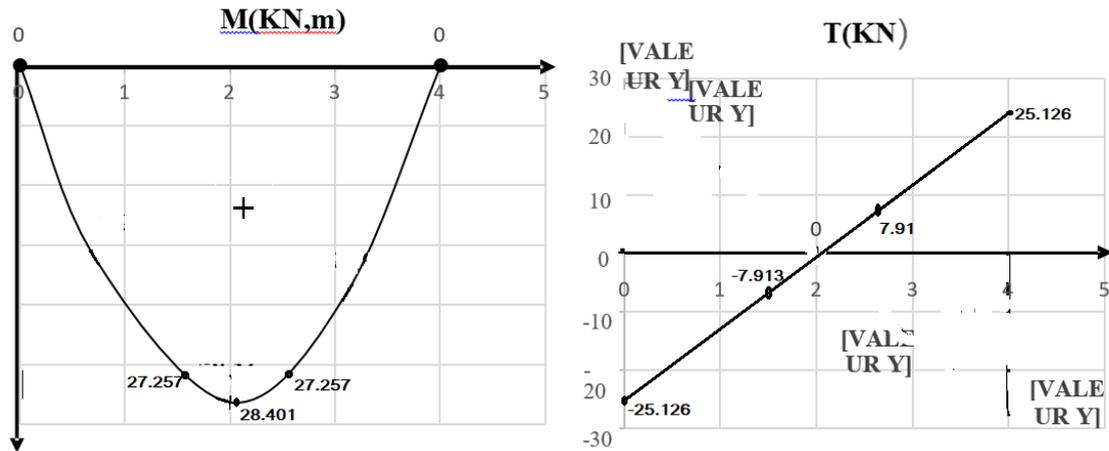


Figure 3.20 : diagramme des moments et l'effort tranchant à ELU

Récapitulatif des différents efforts internes :

$M_{appuis} = 0.5M_{max}$

$M_{travées} = 0.85.M_{max}$

volée	ELU			ELS		
	Mapp (KN.m)	Mtrav (KN.m)	Tu max (KN)	Mapp (KN.m)	Mtrav (KN.m)	Tsmax (KN)
1	14.03	23.85	30.94	10.13	17,23	22.39
2	14.52	24.68	25.13	10,45	17,77	18.03
3 h=3.06	13.01	22.125	24.78	9.385	15.954	17.82
3 h=3.57	13.93	23.681	29.20	17.102	17.102	17.96

Tableau 3.4 : Les efforts internes pour les différentes volées type 1

volée	ELU			ELS		
	Map (KN.m)	Mtrav (KN.m)	Tu max (KN)	Mapp(KN. m)	Mtrav(KN. m)	Tsmax (KN)
1	5.87	9.98	20.33	4.24	7.208	14.71
2	4.82	8.18	18.24	3.48	5.92	13.20
3 h=3.06	5.495	9.34	19.67	3.96	6.732	14.15
3 h=3.57	6.625	11.262	21.26	4.80	8.16	15.40

Tableau 3.5 : Les efforts internes pour les différentes volées type 2

3.3.3 Détermination du ferrailage :

$h=0,15\text{m}$; $b= 1\text{m}$; $d= 0,9 *h= 0,135\text{m}$

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $f_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_{st}=347,83\text{MPa}$

ELU :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times F_{bc} \times d^2} = \frac{24.68 \times 10^{-3}}{1 \times 14.17 \times 0.135^2} = 0.095 < \mu_R = 0.392$$

➡ La section est de simple armature,
les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,125$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) = Z = d * (1 - 0,4 * 0.125) = 0.128$$

$$A_{st} \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{24.68 \times 10^{-3}}{0.128 \times 347.83} = 5.54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : **4T14** de section **6.16** cm²/ml.

-Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st \text{ min}} > 0,23 * b * d * f_{t28} / F_e$ $A_{st \text{ min}} > 1,63 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$

-Armature de répartition : $A_r = A_{st} / 4 = 6.16 / 4 = 1,54 \text{ cm}^2$

On choisit : **4T10** de section 3,14 cm²/ml.

En appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times F_{bc} \times d^2} = \frac{14.52 \times 10^{-3}}{1 \times 14.17 \times 0.135^2} = 0.056 < \mu_R = 0.392$$

➡ La section est de simple armature,
les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,072$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = d * (1 - 0,4 * 0.072) = 0.131$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{14.52 \times 10^{-3}}{0.131 \times 347.83} = 3.18 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4T12** de section **4.52** cm²/ml

-Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st \text{ min}} > 0,23 * b * d * f_{t28} / F_e$ ➡ $A_{st \text{ min}} > 1,63 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$

L'espacement :

$e \leq \min(3h ; 33\text{cm})$ ➡ $e \leq \min(45\text{cm} , 33\text{cm})$ ➡ $e \leq 33\text{cm}$ On prend ➡ $e = 20\text{cm}$.

-Armature de répartition : $A_r = A_{st} / 4 = 6.16 / 4 = 1.54 \text{ cm}^2$

On choisit : **4T10** de section 3.14 cm²/ml.

Vérification à ELS :

- Vérification des contraintes en travée :

Pour que la contrainte soit vérifiée, il faut vérifier la condition suivante :

$$\alpha_{tra} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\alpha_{tra} = 0.125 \text{ (calculé précédemment)}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{24.68}{17.77} = 1.38$$

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

$$\alpha_{tra} \leq 0.44$$

Donc la condition est vérifiée

Vérification des contraintes en appuis :

Pour que la contrainte soit vérifiée, il faut vérifier la condition suivante :

$$\alpha_{app} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\alpha_{App} = 0.072 \text{ (calculé précédemment)}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{14.52}{10.45} = 1.38$$

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

$$\alpha_{app} \leq 0.44$$

Donc la condition est vérifiée

-Vérification au cisaillement :

La fissuration est peu préjudiciable donc :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \times d} = \frac{25.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.189} = 0.186 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times F_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right)$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la flèche :

$$\frac{H}{L} = \frac{3.06}{3.85} = 0.79 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{C.V}$$

En travée :

$$\frac{A_{st}}{b * d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

$$\frac{6.16}{100 * 0.9 * 15} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$4.5 \times 10^{-3} < 1.05 \times 10^{-2} \text{ C.V}$$

En appuis :

$$\frac{A_{sa}}{b * d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

$$\frac{4.52}{100 * 0.9 * 15} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$3.34 \times 10^{-3} < 1.05 \times 10^{-2} \text{ C.V}$$

Les conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

Type de volée	μ_u		A_{st} calculé (cm ² / ml)		adoptée (cm ² / ml)		Ar (cm ² /ml)	
	travée	appuis	travée	appuis	travée	appuis	travée	appuis
Volée 1	0,098	0,054	5,52	3.07	4T14 6.16	4T12 4.52	4T10 3.14	4T10 3.14
Volée 2	0,095	0,056	5,54	3.18	4T14 6.16	4T12 4.52	4T10 3.14	4T10 3.14
Volé 3 H=3.06	0,085	0,0504	4.97	2.85	4T14 6.16	4T12 4.52	4T10 3.14	4T10 3.14
Volé 3 H=3.57	0.091	0.053	5.38	3.05	4T14 6.16	4T12 4.52	4T10 3.14	4T10 3.14

Tableau 3.6 : Ferrailage d'escalier type 1.

Type de volée	μ_u		A_{st} calculé (cm ² / ml)		adoptée (cm ² / ml)		Ar (cm ² /ml)	
	travée	appuis	travée	appuis	travée	appuis	travée	appuis
Volée 1	0,038	0,053	2.17	1.58	4T10 3.14	4T10 3.14	4T10 3.14	4T10 3.14
Volée 2	0,031	0,0186	1.78	1.04	4T10 3.14	4T10 3.14	4T10 3.14	4T10 3.14
Volé 3 H=3.06	0,036	0,026	2.03	1.45	4T10 3.14	4T10 3.14	4T10 3.14	4T10 3.14
Volé 3 H=3.57	0.043	0.031	2.45	1.77	4T10 3.14	4T10 3.14	4T10 3.14	4T10 3.14

Tableau 3.7 : Ferrailage d'escalier type 2.

3.4 Etude de la poutre palière :

3.4.1 Charge supportée par la poutre palière :(poutre brisé)

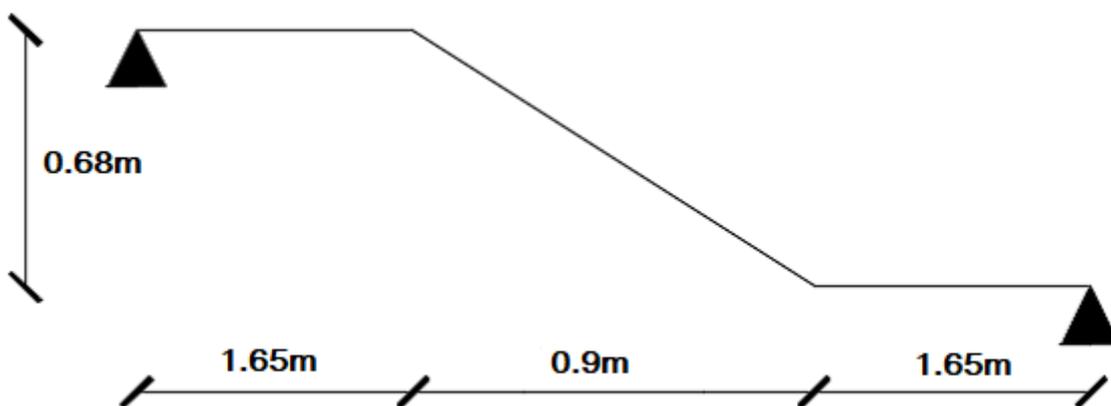
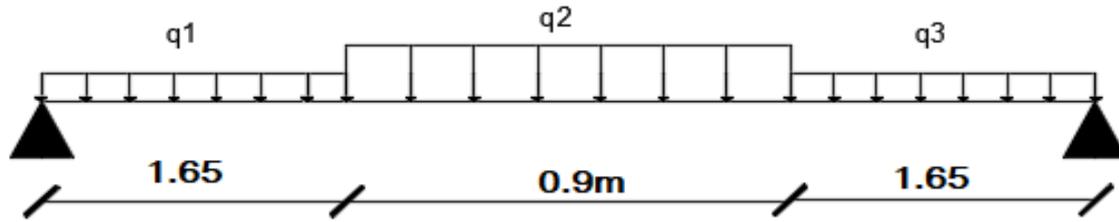


Figure 3.21 Schéma statique de la poutre palière

Evaluation des charges :**Figure 3.22** charges supporté par la poutre palière.

-Poids propre de la poutre :

$$q_1 = q_3 = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = 0.3 \times 0.4 \times 25 \cdot 1 / \cos 37.07 = 3.76 \text{ KN/ml}$$

-Poids du mur double parois sur la poutre:

$$\text{-Paillasse : } 2.44 \cdot (1 / \cos 37.07) \cdot 2.04 = 6.23 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-Palier inférieur : } 2.44 \cdot 2.04 = 4.97 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-Palier supérieur : } 2.44 \cdot 1.36 = 3.31 \text{ KN/ml}$$

3.4.2 Réaction du palier sur la poutre:

✓ **ELU :**

$$R_{bu} = \frac{T_u}{b}$$

Avec :

R_{bu} : La réaction du palier sur la poutre palière à l'ELU.

T : Effort tranchant du palier à l'ELU.

b : La largeur de section de palier on a choisi $b = 1 \text{ ml}$.

$$R_{bu} = \frac{T_u}{b} = \frac{25.13}{1} = 25.13 \text{ KN/ml}$$

✓ **ELS :**

$$R_{bs} = \frac{T_s}{b}$$

Avec :

R_{bs} : La réaction du palier sur la poutre palière à l'ELS.

T : Effort tranchant du palier à l'ELS.

b : La largeur de section de palier on a choisi $b = 1 \text{ ml}$.

$$R_{bs} = \frac{T_s}{b} = \frac{18.03}{1} = 18.03 \text{ KN/ml}$$

Combinaisons d'actions :

✓ **ELU :**

$$q_u = 1.35G + R_{bu} \quad (Q = 0)$$

$$q_u = 1.35 \times (3 + 4.97) + 25.13 = 38.58 \text{ KN/ml}$$

✓ **ELS :**

$$q_s = G + R_{bs} \quad (Q = 0)$$

$$q_s = 7.97 + 18.03 = 26 \text{ KN/ml}$$

	q1 (KN/m)	q2 (KN/m)	q3 (KN/m)	M(KN.m)	T(KN)
ELU	35.88	38.61	33.64	80.62	76.54
ELS	26	28.02	26.54	60.13	56.37

Tableau 3.8:Détermination des efforts internes de la poutre palière

3.4.3 Calcul du ferrailage de la poutre palière :

M appuis=0.5Mmax=68.52 KN.m

M travées=0.85.Mmax=40.31 KN.m

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple, à l'ELU

Calcul du ferrailage en travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{68.52 \times 10^{-3}}{1 \times 14.17 \times 0.36^2} = 0.124 < \mu_R = 0.392$$

→ La section est de simple armature,
les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0794$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = d * (1 - 0,4 * 0,0794) = 0,245$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{68.52 \times 10^{-3}}{0.245 \times 347.83} = 8.04 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st \text{ min}} > 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{st \text{ min}} > 1,63 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$

On adopte 6T14 de section 9.21 cm²

Calcul du ferrailage en appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{30.41 \times 10^{-3}}{1 \times 14.17 \times 0.36^2} = 0.073 < \mu_R = 0.392$$

→ La section est de simple armature,
les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,095$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = d * (1 - 0,4 * 0,095) = 0,346$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{40.31 \times 10^{-3}}{0.346 \times 347.83} = 3.34 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T12 de section 3.39 cm²

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st \text{ min}} > 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{st \text{ min}} > 1,63 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$

3.39 > 1.63 CV

✓ **ELS :**

Vérification de la contrainte dans le béton :

➤ En travée :

-Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on doit résoudre cette équation :

$$\frac{b \times y^2}{2} - 15A_{st} \times (d - y) = 0$$

$$\frac{30 \times y^2}{2} - 15 \times 9.24 \times (36 - y) = 0$$

$$15y^2 - 4989.6 + 138.6y = 0$$

$$\rightarrow Y = 14.19 \text{ cm}$$

-Calcul de l'inertie :

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

$$I = \frac{30 \times 14.19^3}{3} + 15 \times 9.24 \times (36 - 14.19)^2$$

$$I = 94501.13 \text{ cm}^4$$

-Vérification :

On a :

$$M_{tS} = 0.85 \times 60.13 = 51.11 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ts}}{I} \times Y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{51.11 \times 10^{-3}}{94501.13 \times 10^{-6}} \times 14.19$$

$$\sigma_{bc} = 7.67 \text{ Mpa}$$

$$\frac{\sigma_{bc}}{\bar{\sigma}_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

puisque $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$, la contrainte dans le béton est vérifiée.

➤ En appui :

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times y^2}{2} - 15A_{st} \times (d - y) = 0$$

$$\frac{30 \times y^2}{2} - 15 \times 3.39 \times (36 - y) = 0$$

$$15y^2 - 1830.6 + 50.85y = 0$$

$$\rightarrow Y = 9.48 \text{ cm}$$

-Calcul de l'inertie :

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

$$I = \frac{30 \times 9.48^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (36 - 9.48)^2$$

$$I = 44283.04 \text{ cm}^4$$

-Vérification :

On a :

$$M_{app} = 0.5 \times 60.13 = 30.065 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ts}}{I} \times Y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{30.065 \times 10^{-3}}{44283 \times 10^{-6}} \times 9.48$$

$$\sigma_{bc} = 6.43 \text{ Mpa}$$

$$\frac{\sigma_{bc}}{\bar{\sigma}_{bc}} = 0.6 \times f_{28} = 0.6 \times 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$, la contrainte dans le béton est vérifiée

- Vérification au cisaillement :

La fissuration est peu préjudiciable donc

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \times d} = \frac{76.54 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36} = 0.70 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times F_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right)$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow$ condition vérifiée

Détermination des armatures transversales :

Le ferrailage transversal des poutrelles, doit être inférieur aux valeurs suivantes :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right)$$

Avec :

h : la hauteur de la poutre palière

b0 : la largeur de la poutre palière

\emptyset_{min} : le diamètre minimum du ferrailage longitudinal

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right)$$

$$\emptyset_t \leq \min(1.4; 3; 1.2)$$

On adopte un diamètre transversal égal à : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$.

-Calcul de l'espacement :

D'après le RPA 99 V 2003, on a :

-Dans la zone nodale :

L'espacement dans cette zone doit être petit, parce que là où l'effort tranchant est important. Cet espacement doit être inférieur à :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 30; 12\phi_{min} \right)$$

$$S_t \leq \min(10; 30; 14.4)$$

On va adopter un espacement égal à : $S_t = 7 \text{ cm}$.

-Dans la zone courante :

Dans cette zone, l'espacement doit être grand, car l'effort tranchant est moins important par rapport à la zone nodale. Il est calculé comme suit :

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

Avec : h étant la hauteur du plancher

$$S' \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

On adopte un espacement égal à : $S' = 18 \text{ cm}$.

-Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{420} = 0.095 > \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ C.V}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{420} = 0.095 > \frac{M_{tu}}{10 \times M_{tu,max}} = \frac{68.52}{10 \times 80.62} = 0.085 \text{ C.V}$$

➤ En travée :

$$\frac{A_{st}}{b * d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

$$\frac{8.04}{30 * 0.9 * 40} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$7.4 \times 10^{-3} < 1.05 \times 10^{-2} \text{ C.V}$$

➤ En appuis :

$$\frac{A_{sa}}{b * d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

$$\frac{3.39}{30 * 40 * 0.9} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$3.13 \times 10^{-3} < 1.05 \times 10^{-2} \text{ C.V}$$

Les conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

Ancrage des armatures :

Calcul de la contrainte d'adhérence τ_S :

L'adhérence est un phénomène de liaison tangentielle à l'interface acier béton due au frottement. Cette contrainte d'adhérence est calculée comme suit :

$$\tau_S = 0.6 \times \varphi_S^2 \times f_{t28}$$

Avec :

φ : Coefficient de scellement égale à 1.5 (pour les armatures hautes adhérence).

f_{t28} : la résistance à la traction

$$\tau_S = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1$$

$$\tau_S = 2.835 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droit L_S :

La longueur de scellement droit, est la longueur sur laquelle il faut associer l'acier et le béton, pour qu'à la sortie de l'ancrage, l'acier puisse travailler en traction à sa limite élastique f_e . Cette longueur doit être calculée de la manière suivante :

$$L_S = (\phi \times F_e) / 4 \times \tau_S$$

$$L_S = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On adopte $L_S = 55 \text{ cm}$.

Ancrage par courbure :

On adopte un croché avec un angle égal à 135°

$$\alpha = 2.57 \text{ et } \beta = 3.92$$

-Calcul du rayon de la fibre moyenne r :

$$r \geq 5.5 \times \emptyset$$

$$r \geq 5.5 \times 1.4$$

$$r \geq 7.7 \text{ cm}$$

-Calcul des longueurs rectilignes L_1 et L_2 :

$$L_1 = 6 \times \emptyset \text{ (car l'angle égale à } 135^\circ)$$

$$L_1 = 6 \times 1.4$$

$$L_1 = 8.4 \text{ cm}$$

$$L_2 = L_S - \alpha \times L_1 - \beta \times r$$

$$L_2 = 55 - 2.57 \times 8.4 - 3.92 \times 7.7$$

$$L_2 = 3.23 \text{ cm}$$

-Calcul de la longueur totale L :

$$L = L_2 + r + \phi/2$$

$$L = 3.23 + 7.7 + 1.4/2$$

$$L = 11.63 \text{ cm}$$

3.4.4 Détermination des effort internes de la poutre palière :

✓ La poutre brisé

Pour h= 3.06m

M appuis=0.5Mmax=8.64 KN.m

M travées=0.85.Mmax=65.09 kn.m

	q1 (KN/m)	q2 (KN/m)	q3 (KN/m)	M(KN.m)	T(KN)
ELU	34.215	36.51	31.98	76.58	72.85
ELS	24.76	26.46	23.104	55.63	52.91

Tableau 3.9:Détermination des efforts internes de la poutre palière.

✓ Poutre incliné

Pour h= 3.57m

$$q_u = 1.35G + R_{bu} \quad (Q = 0)$$

$$q_u = 1.35 \times (2.625+7.07) + 18.24 = 31.33\text{KN/ml}$$

$$q_s = G + R_{bs} \quad (Q = 0)$$

$$q_s = (2.625+7.07) + 13.2 = 22.89\text{KN/ml}$$

M appuis=0.5Mmax=9.195 KN.m

M travées=0.85.Mmax=15.63 KN.m

✓ Poutre incliné

Pour h= 3.06m

$$q_u = 1.35G + R_{bu} \quad (Q = 0)$$

$$q_u = 1.35 \times (2.625+5.65) + 18.24 = 29.24\text{KN/ml}$$

$$q_s = G + R_{bs} \quad (Q = 0)$$

$$q_s = (2.625+5.65) + 13.2 = 21.47\text{KN/ml}$$

M appuis=0.5Mmax=8.64 KN.m

M travées=0.85.Mmax=14.68 KN.m

Type de poutre	μ_u		$A_{st} \text{ calculé (cm}^2/\text{ml)}$		$\text{adoptée (cm}^2/\text{ml)}$	
	<i>travée</i>	<i>appuis</i>	<i>travée</i>	<i>appuis</i>	<i>travée</i>	<i>appuis</i>
Poutre brisé	0.118	0,06	5.55	3.18	4T14 6.16	4T12 4.52
Poutre brisé	0.124	0.073	8.04	3.34	6T14 9.24	3T12 3.39
Poutre incliné H=3.06	0,037	0,02	3.4	0.85	4T12 4.52	4T12 4.52
Poutre incliné H=3.57m	0,034	0,02	1.36	0.8	4T12 4.52	4T12 4.52

Tableau 3.10: ferrailages des poutres palières

3.5 Etude de la rampe d'accès :

Les dimensions de la rampe d'accès sont illustrées sur la figure suivante :

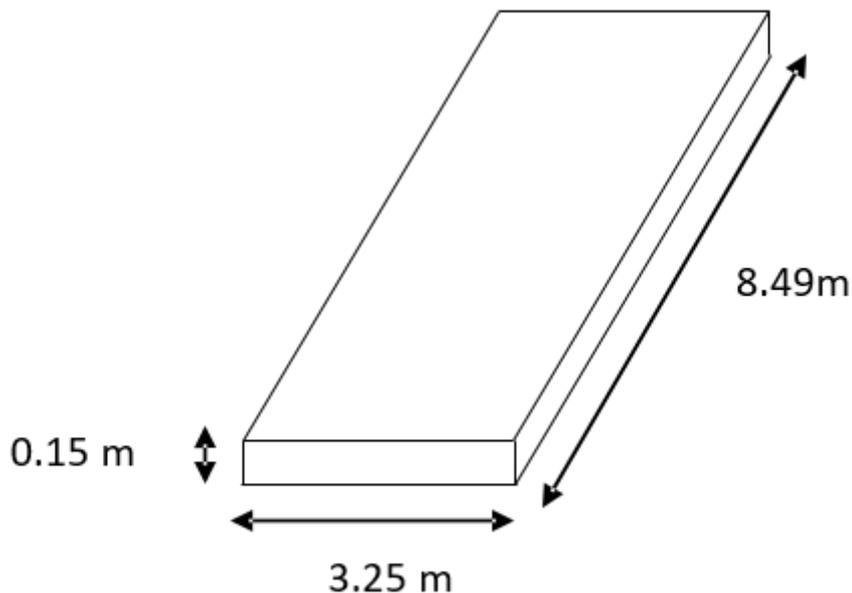


Figure 3.23 : Dimensions de la rampe d'accès

Les calculs se font sur une bande de 1 ml. La section de la rampe d'accès qu'on va utiliser pour les calculs, est représenté sur **la figure 3.24:**

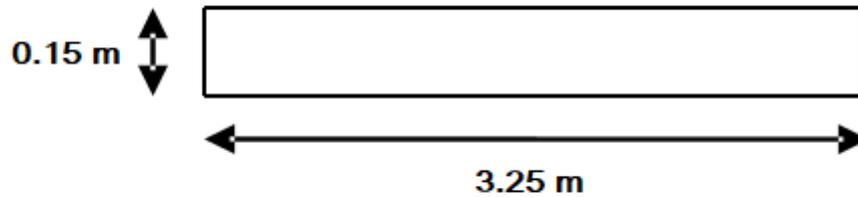


Figure 3.24 : Section de calcul de la rampe d'accès

3.5.1 Les charges appliquées sur la rampe d'accès :

On a deux types de charges appliquées sur la rampe d'accès :

Charge d'exploitation :

Vue de la charge importante supportée par la rampe d'accès, on va prendre une charge d'exploitation égale à $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente (poids propre) : La charge permanente supportée par la rampe d'accès, c'est son poids propre :

$$\tan \alpha = \frac{3.65}{8.49} = 0.43 \Rightarrow \alpha = 23.3$$

$$G = \frac{E_p \times \gamma_{\text{beton}}}{\cos \alpha} = \frac{0.15 \times 25}{\cos 23.3} = 4.09 \text{ KN/m}^2$$

3.5.2 Les combinaisons d'actions :

ELS :

$$q_s = G + Q = 4.09 + 2.5$$

$$q_s = 6.58 \text{ KN/m}^2$$

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 4.08) + (1.5 \times 2.5)$$

$$q_u = 9.25 \text{ KN/m}^2$$

Calcul du moment de flexion :

Pour le calcul du moment fléchissant on utilise la méthode B.A.E.L, puisque la dalle porte dans les deux sens, donc Le moment suivant les deux directions x et y, est calculé par ces deux formules :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot P \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} v=0 \\ U_x=0.056 \\ U_y=0.595 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} v=0.2 \\ U_x=0.063 \\ U_y=0.710 \end{cases}$$

Où :

M_x : c'est le moment fléchissant suivant x.

M_y : c'est le moment fléchissant suivant y.

P : la charge uniformément répartie par unité d'aire.

L_x : la longueur de la rampe d'accès.

μ_x et μ_y : coefficients obtenues à partir d'un tableau, en fonction de α .

ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xu} = 0.056 \times 9.25 \times 3.25^2 \longrightarrow M_{xu} = 5.48 \text{ KN.m/ml} \\ M_{yu} = 0.595 \times 5.48 \longrightarrow M_{yu} = 3.26 \text{ KN.m/ml} \end{array} \right.$$

ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xs} = 0.063 \times 6.58 \times 3.25^2 \longrightarrow M_{xs} = 4.38 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ys} = 0.710 \times 4.38 \longrightarrow M_{ys} = 3.11 \text{ KN.m/ml} \end{array} \right.$$

Pour déterminer les valeurs des moments en appuis ainsi qu'en travée, nous prendrons les coefficients suivants (figure 3.25).

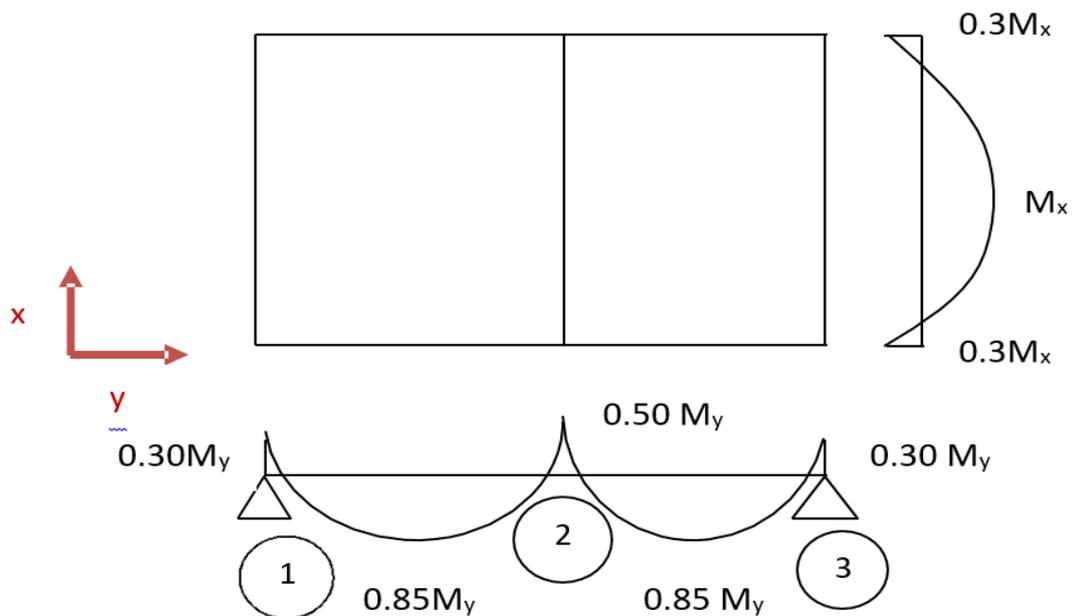


Figure 3.25 : Diagrammes des moments à l'ELU et l'ELS (J. PERCHAT et all, 2007)

Dans le sens « y », les valeurs des moments sont déterminées comme suit :

- Moment en appui :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{a2y u} = 0,50 \times 3,26 = 1,63 \text{ KN.m/ml} \\ M_{a2y s} = 0,50 \times 3,11 = 1,55 \text{ KN.m/ml} \end{array} \right.$$

-Moment en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ty u} = 0,85 \times 3,26 = 2,77 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ty s} = 0,85 \times 3,11 = 2,64 \text{ KN.m/ml} \end{array} \right.$$

-Moment en appui 1 et 3 :

$$\left\{ M_{a1,3y u} = 0,30 \times 3,26 = 0,97 \text{ KN.m/ml} \right.$$

$$M_{a1,3y} = 0,30 \times 3,11 = 0,93 \text{ KN.m/ml}$$

-Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx\ u} = 5,48 \text{ KN.m/ml} \\ M_{tx\ s} = 4,38 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

-Moment en appui :

$$\begin{cases} \text{Max } u = 0,3 \times 5,48 = 1,64 \text{ KN.m/ml} \\ \text{Max } s = 0,3 \times 4,38 = 1,31 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

- **Vérification :**

On doit vérifier que : $M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,25 M$ (pour les deux sens)

Soit M_w et M_e les valeurs absolues prises respectivement en compte, pour les moments sur les appuis de gauche (indice w) et de droite (indice e).

- Suivant y :

$$0,85M_y + \frac{0,5M_y + 0,3M_y}{2} \geq 1,25M_y \implies 0,85 \times 3,26 + \frac{0,5 \times 3,26 + 0,3 \times 3,26}{2} \geq 1,25 \times 3,26$$

$$4,075 = 4,075 \implies \text{Condition vérifiée}$$

- Suivant x :

$$M_x + \frac{0,3M_x + 0,3M_x}{2} \geq 1,25M_x \implies 5,48 + \frac{0,3 \times 5,48 + 0,3 \times 5,48}{2} \geq 1,25 \times 5,48$$

$$7,124 > 6,85 \implies \text{Condition vérifiée}$$

3.5.3 Détermination du ferrailage :

Ferrailage suivant y :

-Ferrailage en travée :

Le calcul se fait en flexion simple. On calcul d'abord μ_u par cette formule :

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

Où :

M_u : c'est le moment ultime max en travée

b : la largeur de la bande ($b=1\text{m}$)

d : distance entre la fibre supérieur et l'armature

f_{bc} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton ($f_{bc}=14,17\text{Mpa}$).

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{2,77 \times 10^{-3}}{1 \times 14,17 \times 0,135^2} = 0,01 < \mu_R = 0,392$$

\implies La section est de simple armature,
les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,013$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) = Z = d * (1 - 0,40 * 0,013) = 0,134\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{2,77 \times 10^{-3}}{0,134 \times 347,83} = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Ferrailage en appui :

Le calcul se fait en flexion simple. On calcul d'abord μ_u par cette formule :

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times f_{bc} \times d^2}$$

Où :

M_u : c'est le moment ultime max en appui.

b : la largeur de la bande ($b=1\text{m}$)

d : distance entre la fibre supérieure et l'armature

f_{bc} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton ($f_{bc}=14.17\text{Mpa}$).

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{1.63 \times 10^{-3}}{1 \times 14.17 \times 0.135^2} = 0.0063 < \mu_R = 0.392$$

➡ La section est de simple armature,
les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0078$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = d * (1 - 0,40 * 0.0078) = 0.134\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{1.63 \times 10^{-3}}{0.134 \times 347.83} = 0.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ferraillage suivant x :

-Ferraillage en travée :

On calcul d'abord μ_u par cette formule :

$$\mu_u = \frac{Mut}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{5.48 \times 10^{-3}}{1 \times 14.17 \times 0.135^2} = 0.012 < \mu_R = 0.392$$

➡ La section est de simple armature,
les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,026$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) = Z = d * (1 - 0,4 * 0.026) = 0.133\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{5.48 \times 10^{-3}}{0.133 \times 347.83} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Ferraillage en appui :

On calcul d'abord μ_u par cette formule :

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{1.64 \times 10^{-3}}{1 \times 14.17 \times 0.135^2} = 0.006 < \mu_R = 0.392$$

➡ La section est de simple armature,
les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0079$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = d * (1 - 0,4 * 0.0079) = 0.134\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{1.64 \times 10^{-3}}{0.134 \times 347.83} = 0.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale d'armatures :

La section minimale suivant les deux directions de calculs, est déterminée par cette formule :

- Le sens de la plus grande portée y :

$$A_{y\min} = 0.08\% B \cdot H \text{ (CBA, 93)} \longrightarrow A_{y\min} = 0.08\% \times 15 \times 100 \longrightarrow A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Où : h c'est l'épaisseur de la dalle

- Le sens de la petite portée x :

$$A_{x\min} = \frac{3-\alpha}{2} A_{y\min} \longrightarrow A_{x\min} = \frac{3-0.8}{2} 1.2 \longrightarrow A_{x\min} = 1.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Choix de diamètre des barres :

$$\phi < h/10$$

$$\phi < 150/10 = 15 \text{ mm}$$

Donc, le diamètre des barres doit être inférieur à 15 mm.

Sens x-x :

- ❖ En travée :

$$\text{On prend } A_{st}(x) = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st \text{ choisi}}(x) = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.32 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ❖ En appui :

$$\text{On prend } A_{st}(x) = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st}(x) = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.32 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Longueur des chapeaux :

$$L_{1x} = 0.4 \times l_x = 0.4 \times 3.25 \longrightarrow L_{1x} = 1.30 \text{ m}$$

Sens y-y :

- ❖ En travée :

$$\text{On prend } A_{st}(y) = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st}(y) = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ❖ En appui :

$$\text{On prend } A_{st}(y) = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st}(y) = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

-Longueurs des chapeaux :

$$\text{Appui de rive 1 : } L_{1y} = 0.25 \times l_y = 0.25 \times 5.03 \longrightarrow L_{1y} = 1.258 \text{ m}$$

Disposition constructive :

L'espacement max des barres d'une même nappe, est calculé comme suit :

- Suivant y :

$$S_{ty} \leq \min (4h; 33 \text{ cm}) = \min (60; 33 \text{ cm}) \text{ (BAEL, 91)}$$

$$S_{ty} \leq 33 \text{ cm}$$

On adopte $S_{ty} = 33 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres sera pris égal à 33 cm.

- Suivant x :

$$S_{tx} \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (45; 33 \text{ cm}) \text{ (BAEL, 91)}$$

$$S_{tx} \leq 33 \text{ cm}$$

On adopte $S_{tx} = 33 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres sera pris égal à 33 cm.

Vérification :

Vérification de l'effort tranchant :

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

$$T_x = \frac{l_x \times q_u}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{9.25 \times 3.25}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.8}{2}} = 15.75 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{9.25 \times 3.25}{3} = 10.02 \text{ KN}$$

$$T_u \max = \max(T_{ux}, T_{y}) = \max(15.75; 10.02) = 15.75 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{15.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.116 \text{ Mpa} < 1.16 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C.V}$$

Vérification à l'ELS :

-Suivant x en travée :

-Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$bx^2/2 + (x - d') - (d - x) = 0 \quad \text{avec} \quad A_{SC}(x - d') = 0$$

$$100x^2/2 - 15 \times 2.01(13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 30.15x - 407.025 = 0$$

$$x = 2.56 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $x = 2.56 \text{ cm}$.

-Calcul de l'inertie :

$$I = \frac{1bx^3}{3} = \frac{100 \times 2.56^3}{3} = 559.24 \text{ cm}^4$$

$$I_t = (d - x)^2 = 2.01 \times (13.5 - 2.56)^2 = 240.56 \text{ cm}^4$$

$$I = I + nI_t = 559.24 + 15 \times 240.56 \rightarrow I = 4167.70 \text{ cm}^4$$

-Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M \times x}{I} = \frac{4.38 \times 10^{-3} \times 2.56 \times 10^{-2}}{4167.7 \times 10^{-8}} = 2.69 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right. \quad 2.69 < 15 \text{ C.V}$$

-Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{M \times \eta \times (d - x)}{I} = \frac{4.38 \times 10^{-3} \times 15 \times (13.5 - 2.56) \times 10^{-2}}{4167.7 \times 10^{-8}} = 172.46 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f; 110\sqrt{\eta}f_{28}) = \min(266.66; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$172.46 < 201.63 \text{ CV}$$

Suivant y en travée :

-Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$Bx^2/2 + (x - d') - (d - x) = 0 \quad \text{avec} \quad A_{SC}(x - d') = 0$$

$$100/2 x^2 - 15 \times 3.14(13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 47.1x - 635.85 = 0$$

$$x = 3.13 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $x = 3.13 \text{ cm}$.

-Calcul de l'inertie :

$$I = \frac{b \times x^3}{3} = \frac{100 \times 3.13^3}{3} = 1022.14 \text{ cm}^4$$

$$I_t = (d - x)^2 = 3.14 \times (13.5 - 3.13)^2 = 337.66 \text{ cm}^4$$

$$I = I + nI_t = 1022.14 + 15 \times 337.66 \quad \rightarrow \quad I = 6087.13 \text{ cm}^4$$

-Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M \times x}{I} = \frac{2.64 \times 10^{-3} \times 2.56 \times 10^{-2}}{6087.13 \times 10^{-8}} = 1.35 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad 1.35 < 15 \text{ C.V}$$

-Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{M \times \eta \times (d - x)}{I} = \frac{2.64 \times 10^{-3} \times 15 \times (13.5 - 3.13) \times 10^{-2}}{6087.13 \times 10^{-8}} = 67.46 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f; 110 \sqrt{\eta} f_{t28}) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$67.46 < 201.63 \text{ CV}$$

3.5.4 Schéma du ferrailage :

Le ferrailage de la rampe d'accès est constitué de deux nappes, une inférieure suivant y, et une autre supérieure suivant x.

Ce ferrailage est représentée sur les deux figures suivantes :

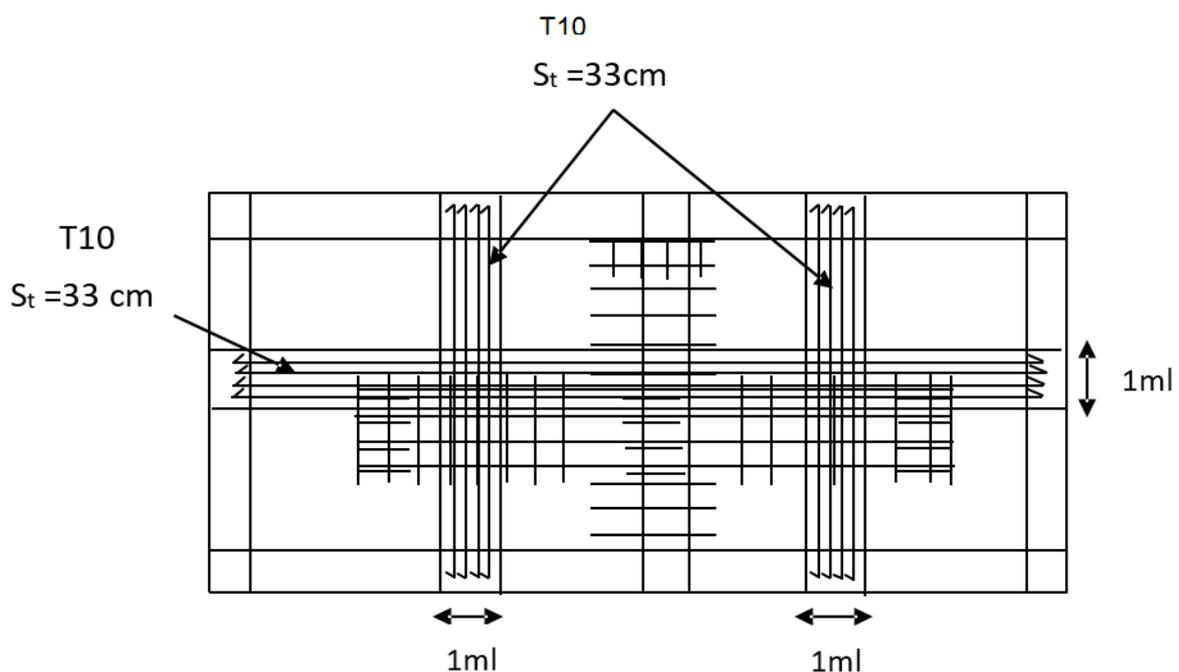
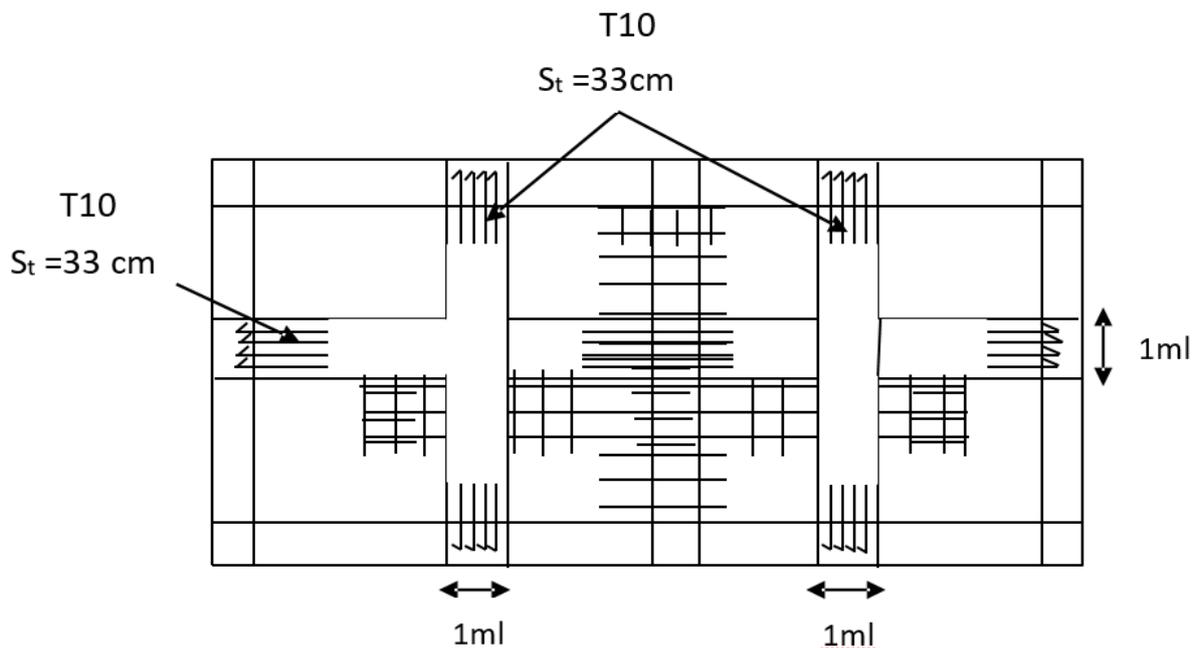


Figure 3.26 : Nappe inférieure du ferrailage de la rampe d'accès**Figure 3.27** : Nappe supérieure du ferrailage de la rampe d'accès

3.6 Etude de la dalle pleine :

3.6.1 Introduction :

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une plateforme en béton armé, et de faible épaisseur, qui se dégage du mur d'un bâtiment. Dans la plupart des cas, le balcon est à l'extérieur de bâtiment, et il est encastré dans les poutres.

Dalle pleine (balcon):

3.6.2 Pré dimensionnement :

Pour faire les calculs, on va choisir un balcon qui a 1.70 m de longueur. La méthode sera valable pour tous les autres balcons.

On va prendre une épaisseur du balcon égale à 15 cm, puis on va faire des vérifications par la suite.

3.6.3 Charges appliquées sur le balcon :

Les charges appliquées sur notre balcon sont :

- Poids propre : $G = 5.15 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Charge des murs (simple paroi) : $P = 2.23 \text{ KN/ml}$

Sollicitations : Le schéma statique du balcon est représenté sur la **figure 3.28** :

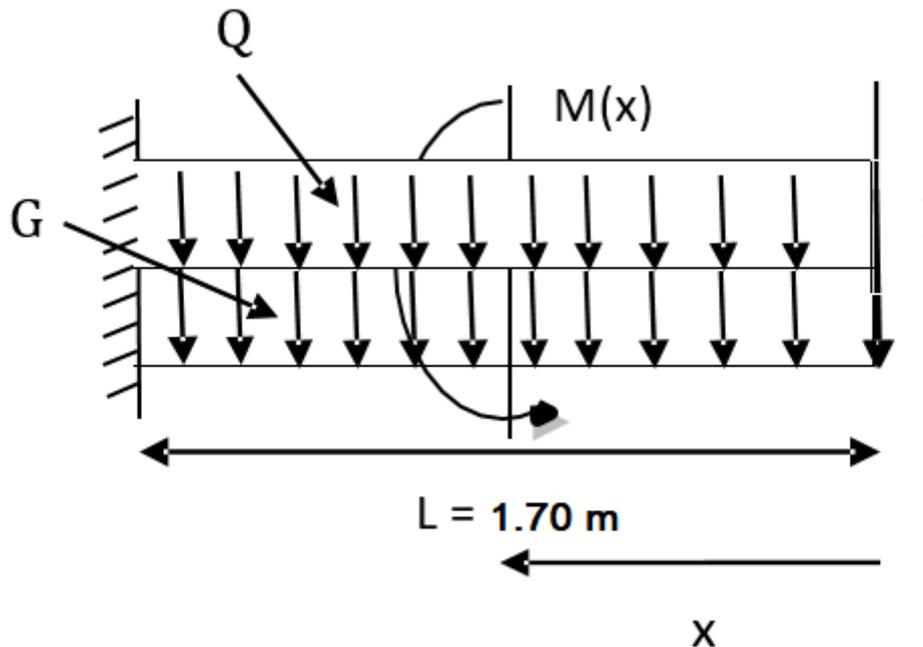


Figure 3.28 : Schéma statique de balcon

Les sollicitations sont déterminées à l'ELU ainsi à l'ELS :

• **ELU** :

-Combinaisons d'actions :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 3.5 \quad \longrightarrow \quad q_u = 12.202 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times 2.23 \quad \longrightarrow \quad P_u = 3.01 \text{ KN/ml}$$

-Calcul du moment :

$$M(x) = -q_u \times \frac{x^2}{2} - p_u x \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1.70) = -22.74 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

-Calcul de l'effort tranchant :

$$T(x) = -q_u x - p_u \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -3.0105 \text{ KN} \\ T(1.70) = -23.75 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• **ELS** :

-Combinaisons d'actions :

$$q_s = G + Q = 5.15 + 3.5 \quad \longrightarrow \quad q_s = 8.65 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 2.23 \text{ KN/ml}$$

-Calcul du moment :

$$M(x) = -q_s \times \frac{x^2}{2} - p_s x \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1.70) = -16.29 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

-Calcul de l'effort tranchant :

$$T(x) = -q_s x - p_s \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -2.23 \text{ KN} \\ T(1.70) = -16.93 \text{ KN} \end{array} \right.$$

3.6.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait par une bande de 1ml, soumise à la flexion simple.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{22.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} = 0.085$$

$$\mu_u < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{Section simple armature (S.S.A)} \quad \longrightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \longrightarrow \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.085}) \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.111$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad \longrightarrow \quad Z = 0.135 (1 - 0.4 \times 0.111) = 0.128 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{app}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{22.74 \times 10^{-3}}{0.111 \times 347.23} = 5.09 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armature :

D'après le RPA 99 version 2003, la section minimum d'armature est calculée comme suit :

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% \times 1 \times 0.15 \quad \longrightarrow \quad A_{min} = 7.5 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on va choisir un ferrailage égal à :

$$A_{st \text{ choisi}} = 5T14 = 7.7 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Armature de répartition :

Pour déterminer le ferrailage de répartition, on divise $A_{st \text{ choisi}}$ par 4 :

$$A_r = \frac{A_{st \text{ choisi}}}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.925 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : $A_r = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T10/\text{ml}$, avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification à ELS :

Position de l'axe neutre :

$$Bx^2/2 + (x - d') - (d - x) = 0 \quad \text{avec } A_{sc}(x - d') = 0$$

$$100 x^2/2 - 15 \times 7.7(13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 1144.125x - 84.75 = 0$$

$$x = 4.50 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $x = 4.50 \text{ cm}$.

-Calcul de l'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} = \frac{100 \times 4.5^3}{3} = 3037.5 \text{ cm}^4$$

$$I_t = (d - x)^2 = 7.7 \times (13.5 - 4.5)^2 = 623.7 \text{ cm}^4$$

$$I = I + nI_t = 3037.5 + 15 \times 623.7 \quad \longrightarrow \quad I = 11504.87 \text{ cm}^4$$

-Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M \times x}{I} = \frac{16.29 \times 10^{-3} \times 4.5 \times 10^{-2}}{11504.87 \times 10^{-8}} = 6.37 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right. \quad 6.37 < 15 \text{ C.V}$$

-Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{M \times \eta \times (d - x)}{I} = \frac{16.29 \times 10^{-3} \times 15 \times (13.5 - 4.5) \times 10^{-2}}{11504.87 \times 10^{-8}} = 191.163 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = \min(266.66; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$191.163 < 201.63 \text{ CV}$$

-Vérification au cisaillement :

La fissuration est peu préjudiciable donc

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \times d} = \frac{23.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.175 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times F_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Puisque τ_u est inférieur à $\bar{\tau}_u$, il n'y a pas un risque de cisaillement.

Zone de recouvrement :

D'après le RPA99 version 2003, la zone de recouvrement minimale est égale à 40Φ , donc :

$$L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement est prise égale à $L_r = 50 \text{ cm}$.

3.6.5 Schéma de ferrailage de balcon :

La vue en plan et en coupe du ferrailage du balcon, est représentée sur la figure ci-dessous :

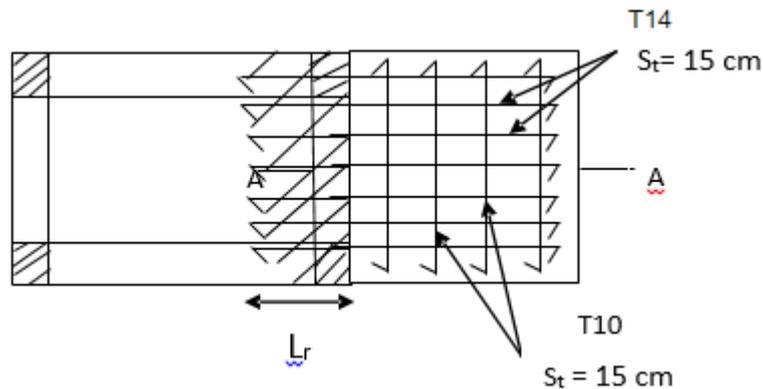


Figure 3.29.a) : Vue en plan du balcon

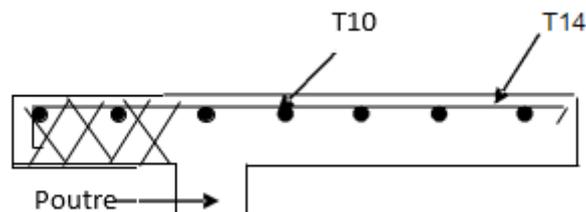


Figure 3.29.b) : Vue en coupe du balcon

Remarque :

La partie hachurée représente une bande d'équilibrage (contre poids) de 40Φ selon le RPA.

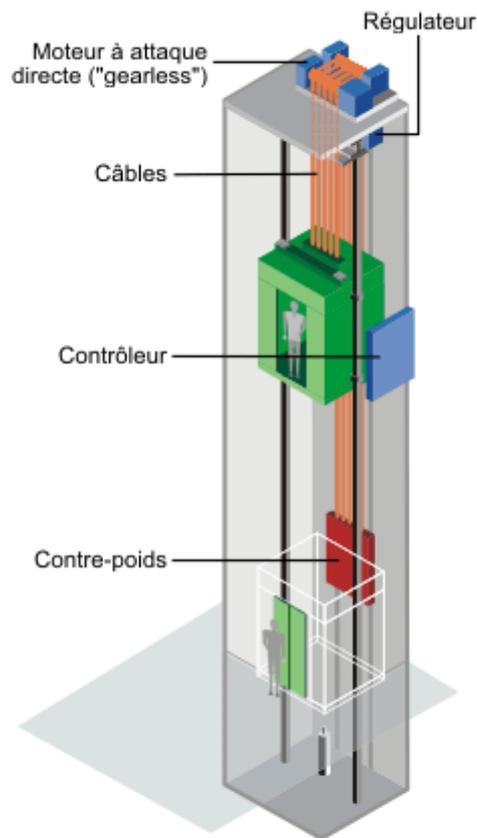
3.7 Etude de l'ascenseur :

3.7.1 Introduction :

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment.

Il représente un avantage car il permet la facilité de la circulation verticale dans les bâtiments supérieures à cinq étages.

Le plancher est calculé pour supporter la charge des composantes de l'ascenseur (cabine, moteur, câbles, contre poids)



Ascenseur à moteur à attaque directe.

Figure 3.30 : Schéma d'un ascenseur mécanique.

3.7.2 Etude de la dalle d'ascenseur :

Pour la stabilité et la rigidité de notre dalle on a prévu un calcul dans les deux sens longitudinal et transversal, la dalle risque un poinçonnement à cause de la force concentrée et appliqué par les appuis du moteur.

Poids de l'ascenseur est de 60 KN (le moteur à quatre appuis)

Charge d'exploitation $Q = 3,5$ KN (BAEL 91 modifié 99)

Chaque appui du moteur prend $\frac{1}{4}$ du poids de l'ascenseur.

L'entreprise nationale des ascenseurs (ENA) ne préconise que l'épaisseur de la dalle est $e_{min}=25$ cm

Pour un chargement appliqué directement sur la dalle on aura :

$$U_o = u + h$$

$$V_o = v + h$$

$$U_o = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$V_o = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$U_c = (u_o + v_o) * 2$$

$$U_c = (0.35 + 0.35) * 2$$

$$U_c = 1.4 \text{ m}$$

Charge limite :

Selon BAEL91 la condition de non poinçonnement à vérifier est:

$$Q_{ul} = \frac{0.045 \times U_c \times h_0 \times F_{c28}}{\gamma_b}$$

$$Q_{ul} = 0.045 * 1.4 * 0.25 * 25 * 10^{-3} * 10^{-6} / 1.5$$

$$Q_{ul} = 262.5 \text{ KN}$$

$$Q_u = (1.35 * 60 + 1.5 * 3.5) / 4 = 21.56 \text{ KN} < 262.5 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

3.7.3 Détermination des sollicitations :

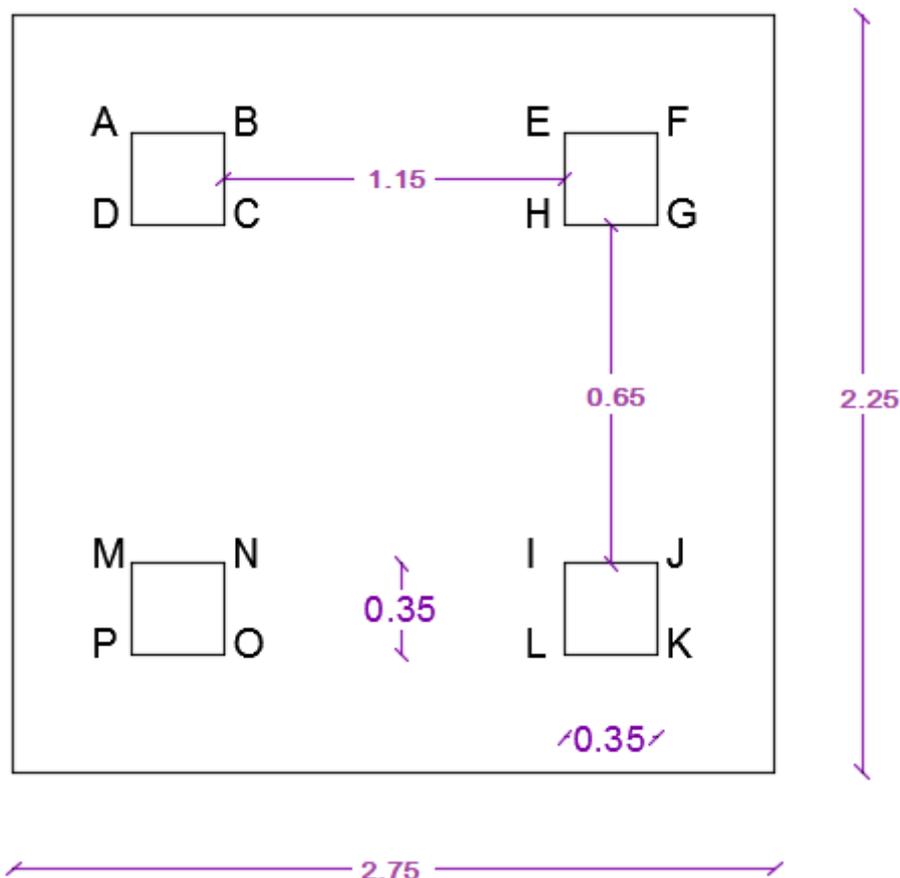


Figure 3.31 : Chargement supporté par la dalle.

$$L_x = 2.25 \text{ m}$$

$$L_y = 2.75 \text{ m}$$

Rectangle 1 [A F K P]:

$$U = 1.35 \text{ m}$$

$$V = 1.85 \text{ m}$$

Rectangle 2 [B E L O]:

$$U = 1.35 \text{ m}$$

$$V = 1.15 \text{ m}$$

Rectangle 3 [C H I N]:

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

$$V = 1.15 \text{ m}$$

Rectangle 4 [D J G M]:

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

$$V = 1.85 \text{ m}$$

Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) \times p$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) \times p$$

avec

ν : coefficient de poisson.

✓ **ELU** :

$$\nu = 0$$

$$\begin{cases} M_x = M_1 \times p \\ M_y = M_2 \times p \end{cases}$$

$$P_u = P'_{u} \times s$$

$$L_x/L_y = 2.25/2.75 = 0.818 \Rightarrow \text{Abaque}$$

$$p'_{u} = \frac{q_u}{u \times \nu} = \frac{21.56}{0.35 \times 0.35} = 176 \text{ kn/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles sont résumés dans le tableau suivant :

N°	uo	vo	uo/Lx	vo/Ly	M1	M2	S [m²]	p'u [KN/m²]	Pu [KN]	Mx [KN.m]	My [KN.m]
1	1.6	2.1	0,711	0,763	0,08	0,05	3.36	176	591.36	47.3	29.56
2	1.6	1.4	0,711	0,509	0,085	0,062	2.24	176	394.24	33.51	24.44
3	0.9	1.4	0,4	0,509	0,12	0,08	1.26	176	221.76	26.61	17.74
4	0.9	2.1	0,4	0,763	0,105	0,06	1.89	176	332.64	34.92	19.95

Tableau 3.11 moment isostatique des rectangles.

Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = \frac{M_x(AF KP) - M_x(BE LO) - M_x(DJ GM) + M_x(CH IN)}{4} = \frac{47.3 - 34.02 - 33.51 + 26.61}{4} = 1.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = \frac{M_y(AF KP) - M_y(BE LO) - M_y(DJ GM) + M_y(CH IN)}{4} = \frac{29.56 - 19.95 - 24.44 + 17.74}{4} = 0.727 \text{ KN.m}$$

Les moments dus aux charges réparties (pp) :

$$L_x = 1.65 \text{ m}$$

$$L_y = 2.15 \text{ m}$$

$$H = 0.25 \text{ m}$$

$$G_{pp} = 0.25 \times 25 = 6.25 \text{ KN/ml}$$

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

$$Q_u = 1.35 \times 6.25 + 1.5 \times 1$$

$$Q_u = 9.94 \text{ KN/ml}$$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.65}{2.15} = 0.76 > 0.4$$

La dalle travaille suivant les deux sens

Méthode BAEL :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times q_u \end{cases}$$

$$\mu_x = 0.062$$

$$\mu_y = 0.509$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.062 \times 9.94 \times 2.25^2 \\ M_{x2} = 3.11 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{y2} = 0.509 \times 3.11 \\ M_{y2} = 1.59 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 1.37 + 3.11 = 4.48 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.727 + 1.59 = 2.31 \text{ KN.m}$$

Les moments retenus :

En travée :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 4.48 = 3.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 2.31 = 1.74 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 4.48 = 2.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 2.31 = 1.19 \text{ KN.m}$$

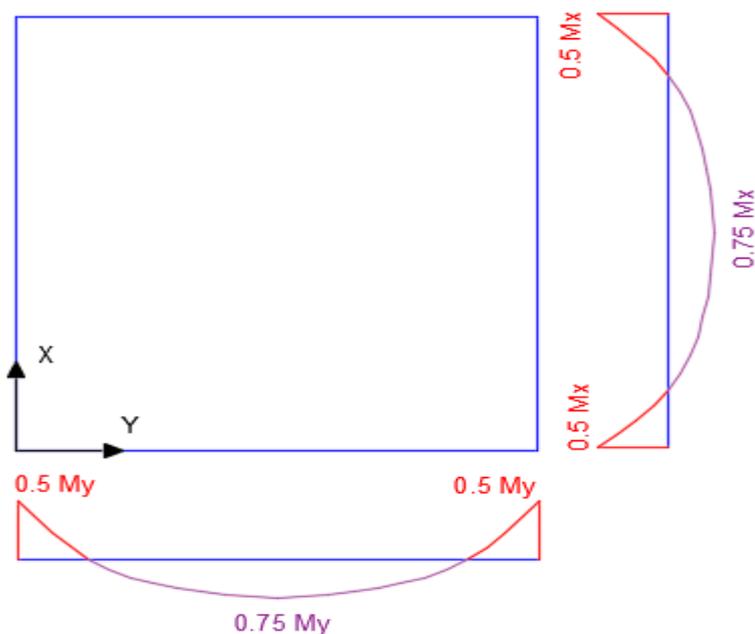




Figure 3.32 : Diagrammes des moments à l'ELU.

3.7.4 Détermination du ferrailage de la dalle :

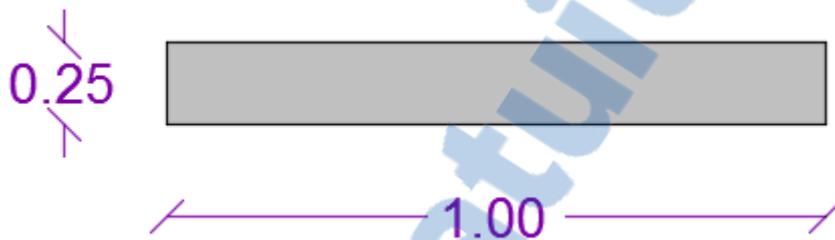


Figure 3.33 : Section de calcul de la dalle pleine

• Sens x-x :

En travée :

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

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

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

$$M_{ut} = 3.36 \times 10^{-3} \text{ Mn.m}$$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{3.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225^2 \times 14.17} = 0.0046$$

$$\mu_u < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{Section simple armature (S.S.A)} \quad \longrightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \longrightarrow \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0046}) \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.0057$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad \longrightarrow \quad Z = 0.135 (1 - 0.4 \times 0.0057) = 0.224 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{app}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{3.36 \times 10^{-3}}{0.224 \times 347.23} = 0.431 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ En appui :

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

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

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

$$M_{ut} = 1.74 \times 10^{-3} \text{ Mn.m}$$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{1.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225^2 \times 14.17} = 0.0024$$

$$\mu_u < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{Section simple armature (S.S.A)} \quad \longrightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \longrightarrow \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0024}) \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.0030$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad \longrightarrow \quad Z = 0.135 (1 - 0.4 \times 0.0030) = 0.224 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{1.74 \times 10^{-3}}{0.224 \times 347.23} = 0.223 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale :

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

$$A_{ymin} = 0.0008 \times (b \times h) = 0.0008 \times 100 \times 25$$

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

$$A_{x \min} = \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \times A_{y \min}$$

$$A_{x \min} = \frac{3 - 0.818}{2} \times 2$$

$$A_{x \min} = 2.181$$

➤ En travée

$$0.431 < 2 \text{ cm}^2$$

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

➤ En appui

$$0.223 < 2 \text{ cm}^2$$

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

$$St_x \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(75; 33 \text{ cm})$$

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

Donc le ferrailage sera 4T12/ml = 4.52 cm²/ml

• Sens y-y :

➤ En travée :

$$0.287 < 2 \text{ cm}^2$$

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

➤ En appui :

$$0.152 < 2 \text{ cm}^2$$

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

$$St_y \leq \min(4h; 33 \text{ cm}) = \min(100; 45 \text{ cm})$$

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

Donc le ferrailage sera 4T12/ml=4.52 cm²/ml

Vérification des armatures transversales :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{v \times u}{b \times d} \\ \bar{\tau}_u = \alpha \times \frac{h_0}{3} \times \min(0.13 \times F_{c28}; 5 \text{ Mpa}) \end{cases}$$

$$\text{Sens x : } V_u = V_x + V_v$$

$$\text{Sens y : } V_u = V_y + V_v$$

On calcul V_x et V_y (ET due aux CR)

$$\alpha > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{L_x}{2 \times (1 + \frac{\alpha}{2})} \\ V_y = q_u \times \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = 9.94 \times \frac{2.25}{2 \times (1 + \frac{0.81}{2})} \\ V_y = 9.94 \times \frac{2.25}{3} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = 7.936 \text{ kn} \\ V_y = 7.455 \text{ kn} \end{cases}$$

On calcul V_v et V_u

$$V_v = \frac{q_0}{2 \times u + v} = V_u$$

On a $u = v = 35 \text{ cm}$

$$V_v = V_u = \frac{24.19}{2 \times 0.35 + 0.35} = 23.04 \text{ kn}$$

$$V_{ux} = 7.936 + 20.53 = 28.469 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = 9.61 + 23.04 = 32.56 \text{ KN}$$

$$V_u = \max(V_{ux} ; V_{uy}) = 32.56 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } \tau_u = \frac{32.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225}$$

$$\tau_u = 0.145 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{10 \times 0.25}{3} \times 3.25 = 2.71 \text{ Mpa}$$

$$0.145 < 2.71 \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C.V}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

✓ **ELS**

$$v = 0.2$$

$$M_x = (M_1 + vM_2) \times p$$

$$M_y = (M_2 + vM_1) \times p$$

$$p_s = p'_s \times S$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2.25}{2.75} = 0.818 \Rightarrow \text{Abaque 4}$$

La charge surfacique sur le rectangle (35*35) cm² est :

$$Q_s = (60 + 3.5)/4$$

$$Q_s = 15.875 \text{ KN}$$

$$p'_s = \frac{q_s}{u \times v} = \frac{15.875}{0.35 \times 0.35} = 129.59 \text{ kn/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles sont résumés dans le tableau suivant :

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES 

N°	uo	vo	uo/L	vo/L	M1	M2	S [m²]	p's [KN/m²]	Ps [KN]	Mx [KN.m]	My [KN.m]
1	1.6	2,1	0,711	0,763	0,080	0,050	3.36	129,5918	435.42	39.187	28.737
2	1,6	1.4	0,711	0,509	0,085	0,062	2.24	129,5918	290.281	28.273	22.932
3	0.9	1.4	0,4	0,509	0,120	0,080	1.26	129,5918	163.283	22.206	16.981
4	0.9	2.1	0,4	0,763	0,105	0,060	1.89	129,5918	244.925	28.656	19.838

Tableau 3.12 : moment isostatique des rectangles

➤ Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{x1} = \frac{M_x(AFKP) - M_x(BELO) - M_x(DJGM) + M_x(CHIN)}{4}$$

$$M_{x1} = \frac{39.187 - 28.273 - 28.656 + 22.206}{4}$$

$$M_{x1} = 1.116 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = \frac{28.737 - 22.932 - 19.838 + 16.981}{4}$$

$$M_{y1} = 0.737 \text{ kn.m}$$

Les moments dus aux charges reparties (pp)

$$L_x = 1.65 \text{ m}$$

$$L_y = 2.15 \text{ m}$$

$$H = 0.25 \text{ m}$$

$$G_{pp} = 0.25 \times 25 = 6.25 \text{ KN/ml}$$

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

$$Q_s = 6.25 + 1$$

$$Q_s = 7.25 \text{ KN/ml}$$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.65}{2.15} = 0.76 > 0.4$$

La dalle travaille suivant les deux sens

Méthode BAEL

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times q_u \end{cases}$$

$$\mu_x = 0.062$$

$$\mu_y = 0.509$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.062 \times 9.94 \times 2.25^2 \\ M_{x2} = 2.275 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{y2} = 0.509 \times 2.275 \\ M_{y2} = 1.158 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 1.116 + 2.275 = 3.391 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.737 + 1.158 = 1.895 \text{ KN.m}$$

Les moments retenus :

En travée :

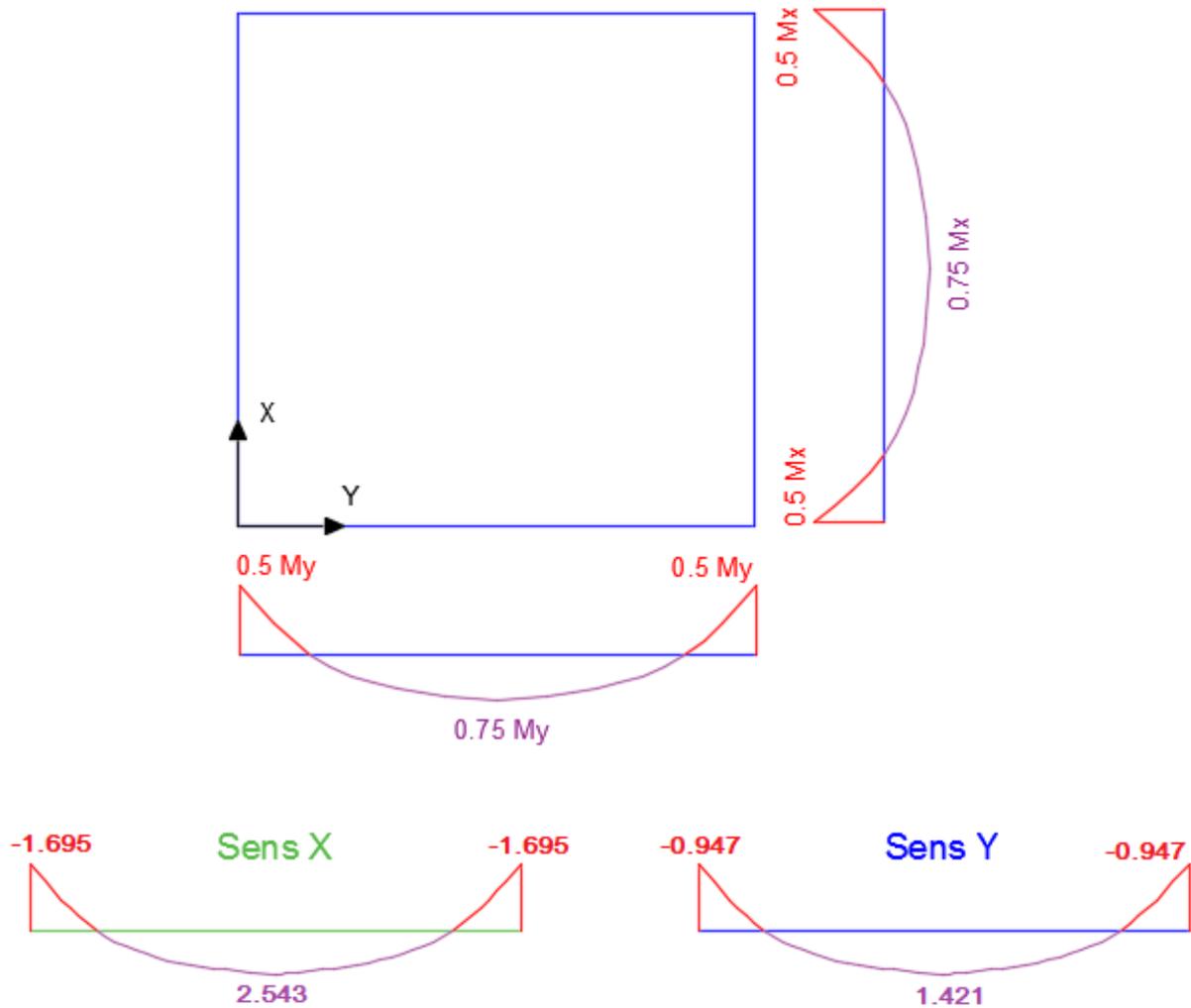
$$M_{tx} = 0.75 \cdot M_x = 0.75 \cdot 3.391 = 2.543 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \cdot M_y = 0.75 \cdot 1.895 = 1.421 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_{ax} = 0.5 \cdot M_x = 0.5 \cdot 3.391 = 1.695 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \cdot M_y = 0.5 \cdot 1.895 = 0.947 \text{ KN.m}$$

**Figure 3.34** : Diagrammes des moments à l'ELS.**3.7.5 Vérification des contraintes dans le béton:**Sens x :

$$M_{Stx} = 2.543 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{sc} = 0$$

$$Bx^2/2 + (x - d') - (d - x) = 0 \text{ avec } A_{SC}(x - d') = 0$$

$$50x^2 + 67.8x - 1525.5 = 0$$

$$x = 4.89 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $x = 4.89$ cm.

-Calcul de l'inertie :

$$I = \frac{b \times x^3}{3} = \frac{100 \times 4.89^3}{3} = 4141.71 \text{ cm}^4$$

$$I_t = (d - x)^2 = 4.52 \times (13.5 - 4.89)^2 = 335.077 \text{ cm}^4$$

$$I = I + nI_t = 4141.71 + 15 \times 335.077 \quad \longrightarrow \quad I = 20816876.43 \text{ cm}^4$$

-Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M \times x}{I} = \frac{2.543 \times 10^{-3} \times 4.89 \times 10^{-2}}{20816876.43 \times 10^{-8}} = 0.49 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$0.49 < 15 \text{ C.V}$$

$$M_{ax} < M_{tx}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{225} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ C.V}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{225} = 0.11 > 0.1 \times \frac{M_t}{M_0} = 0.1 \times \frac{2.543}{3.391} = 0.074$$

$$0.11 > 0.074 \text{ C.V}$$

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

		Ferrailage calculé [cm ² /ml]	Ferrailage choisi [cm ² /ml]
Sens X-X	Travée	0.431	4T12 = 4,52
	Appui	0.223	4T12 = 4,52
Sens Y-Y	Travée	0.287	4T12 = 4,52
	Appui	0.152	4T12 = 4,52

Tableau 3.13 : Tableau récapitulative du ferrailage d'escalier.

3.7.6 Conclusion :

Dans cette partie nous avons réussi à déterminer les différentes sollicitations pour l'intégralité des éléments secondaire indépendamment de l'action sismique et arriver à un ferrailage qui vérifie les conditions RPA

3.8 Étude de L'acrotère :

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 sous l'effet d'un effort normal N dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge.

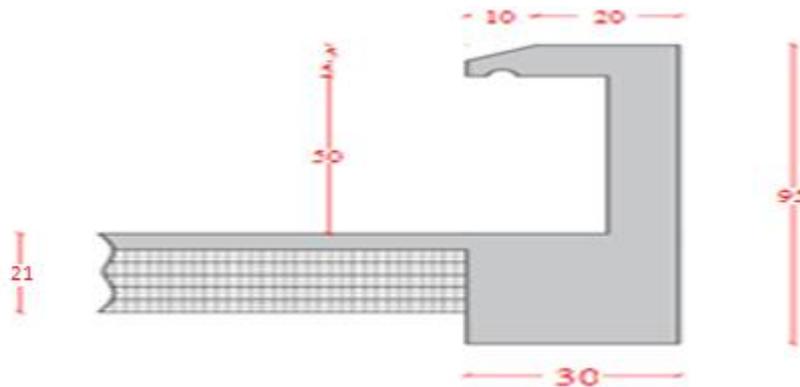


Figure 3.35 : Coupe transversal de l'acrotère

3.8.1 Poids propre de l'acrotère :

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

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

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

$$A = 0,1 \text{ coefficient d'accélération de la zone.}$$

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

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

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

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

Combinaisons des actions :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement

ELU :

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

$$M_u = Q_u * h^2/2 = 1.5 * 0.608 * 0.6^2/2$$

$$M_u = 0.164 \text{ kN.m}$$

ELS :

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

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

3.8.2 Calcul de l'excentricité :

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

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

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

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

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

3.8.3 Détermination du ferrailage :

✓ ELU :

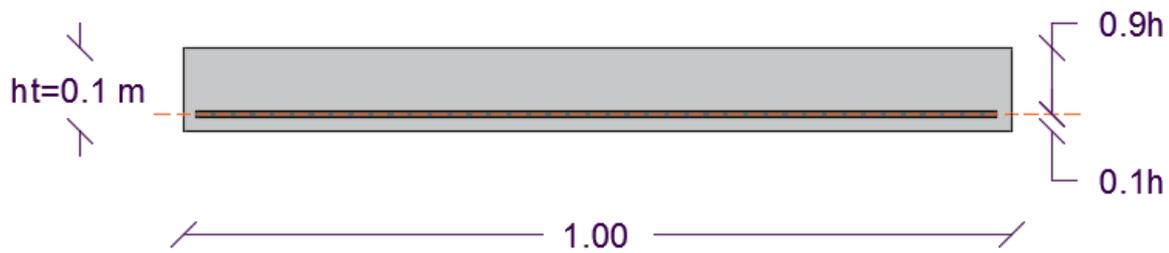


Figure 3.36 : Section de calcul d'acrotère.

Moment de flexion fictif (M_a) :

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

$$M_a = 0.164 + 20.565 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right)$$

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

Moment réduit (μ_u) :

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

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

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{0.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.090^2 \times 14.17} = 0.00235$$

$$\mu_u < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{Section simple armature (S.S.A)}$$

$$\longrightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \longrightarrow \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00235}) \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.0029$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad \longrightarrow \quad Z = 0.135 (1 - 0.4 \times 0.00294) = 0.09 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right)$$

$$A_{sa} = \frac{1}{347.83} \times \left(\frac{0.27 \times 10^{-3}}{0.09} - 2.565 \times 10^{-3} \right)$$

$$A_{sa} = 1.25 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st_{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st_{min}} \geq 1.09 \text{ cm}^2$$

$$1.25 \times 10^{-2} < 1.09$$

$$A_{st_{min}} \geq \max(1.25 \times 10^{-2}; 1.09) \geq 1.09 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $4\phi 8=2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $4\phi 8=2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Calcul de l'espacement:

$$St = \min (3h; 33 \text{ cm})$$

$$St = \min (30; 33 \text{ cm})$$

$$St = 30 \text{ cm}$$

✓ **E.L.S :**

Vérification des contraintes :

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{s}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta - \frac{N_s \times (d - x)}{s}$$

$$\sigma_{st} = \eta - \frac{N_s \times (d - d')}{s}$$

$$\eta = 15$$

$$M_s = 0.11 \text{ KN.M}$$

$$N_s = 1.9 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.11}{1.9} = 0.0579 \text{ m}$$

$$P = -3 \times \left(\frac{h}{2} - e\right)^2 + \frac{6\eta \times A_{st}}{b} \times \left(d - \frac{h}{2} + e\right)$$

$$P = -3 \times \left(\frac{0.1}{2} - 0.0579\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} + 0.0579\right)$$

$$P = 1.58 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times \left(\frac{h}{2} - e\right)^3 - \frac{6 \times \eta \times A_{st}}{b} \times \left(d - \frac{h}{2} + e\right)^2$$

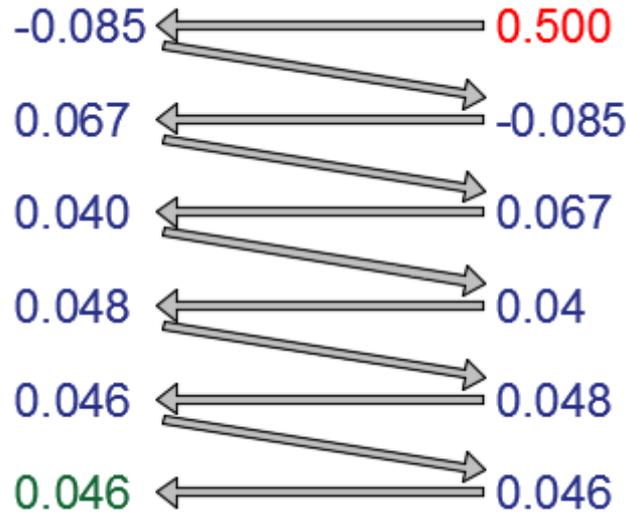
$$q = -2 \times \left(\frac{0.1}{2} - 0.0579\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} + 0.0579\right)^2$$

$$q = -1.72 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

La méthode des itérations successives :

$$e = \sqrt[3]{-p \times e_1 - q}$$

on prend $e_1=0.5\text{m}$



On prend la valeur de $e_1=4.6$ cm

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{10}{2} + 4.6 - 5.79$$

$$X = 3.81 \text{ cm}$$

$$S = \frac{b \times x^2}{2} - \eta \times A_{st} \times (d - x)$$

$$S = \frac{100 \times 3.81^2}{2} - 15 \times 2.01 \times (9 - 3.81)$$

$$S = 569.37 \text{ cm}^3$$

3.8.4 Calcul des contraintes :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1.9 \times 10^{-3} \times 3.81 \times 10^{-2}}{569.37 \times 10^{-6}} = 0.127 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 15 - \frac{1.9 \times 10^{-3} \times (0.9 \times 0.1 - 3.81 \times 10^{-2})}{569.37 \times 10^{-6}}$$

$$\sigma_{st} = 2.60 \text{ Mpa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergé au noyée en eau de pluie donc la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{CV}$$

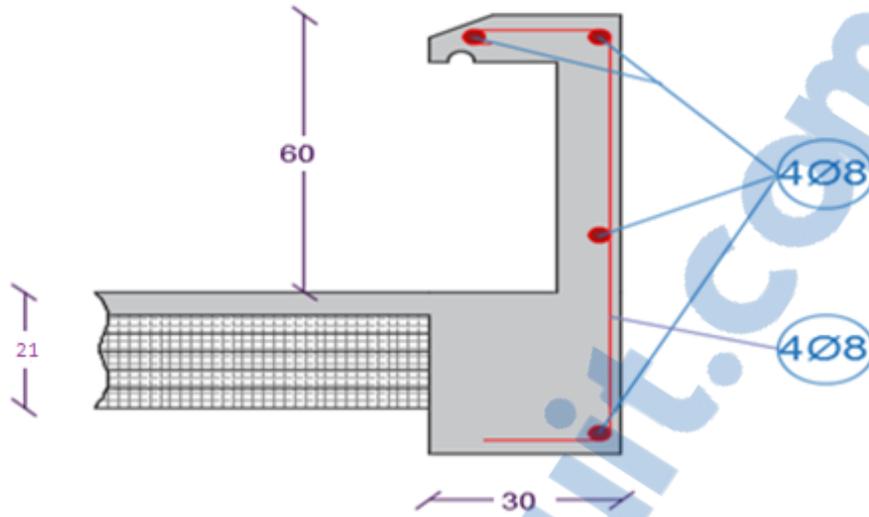


Figure 3.37 : Ferraillage de l'acrotère.

Chapitre 4 :

Etude dynamique

4.1 Introduction :

Les séismes sont des catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, ils s'expliquent par l'activité des couches constitutives du globe terrestre telles que définie par la théorie de la tectonique des plaques, pour cela l'homme est menacé à travers leurs effets directs sur les ouvrages et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires tel que les incendies et les explosions...).

De ce fait, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection des vies humaines.

Notre objectif n'est pas seulement de faire une étude dynamique du bâtiment, mais aussi de faire appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage et de déterminer leurs caractéristiques dynamiques lors de ses vibrations.

4.2 But de l'étude dynamique :

L'étude du comportement dynamique des bâtiments est importante, pour la détermination des caractéristiques dynamique de la structure, et aussi pour mieux comprendre et prédire la réponse sismique de la structure. L'utilisation des connaissances peut permettre de réduire les conséquences des séismes pour la population.

A l'heure actuelle, il y a plusieurs logiciels pour faire l'étude dynamique, ces logiciels sont basés sur la méthode des éléments finis permettant le calcul automatique des structures diverses. Pour l'étude de ce bâtiment on va utiliser le SAP2000.

4.3 Définition du sap2000 :

SAP2000 est un logiciel de calcul des efforts internes dans les structures, que ce soit en béton armé, charpente métallique ou un autre matériau de construction et sous n'importe quelle forme de chargement : ponctuel, linéaire, surfacique.... Il existe même plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charges d'exploitations) ou dynamique (séisme, explosion...).

Ce logiciel est fréquemment utilisé par les ingénieurs civils lors de la conception et l'analyse de ponts, d'édifices et de barrages, etc.

4.4 Modélisation de la structure :

La modélisation de la structure c'est une opération par laquelle on établit le modèle d'un système complexe, afin de l'étudier.

La modélisation sur SAP2000 consiste en les étapes suivantes :

1. Entrer la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
2. Spécifier les propriétés des éléments et les assigner aux éléments.
3. Définir les cas de charges (statique et dynamique) et assigner ces charges aux nœuds et aux éléments.
4. Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes, ...etc).
5. Démarrer l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
6. Visualiser les résultats (à l'écran, sur fichier, etc...)

La modélisation 3D de notre structure est représentée sur cette figure :

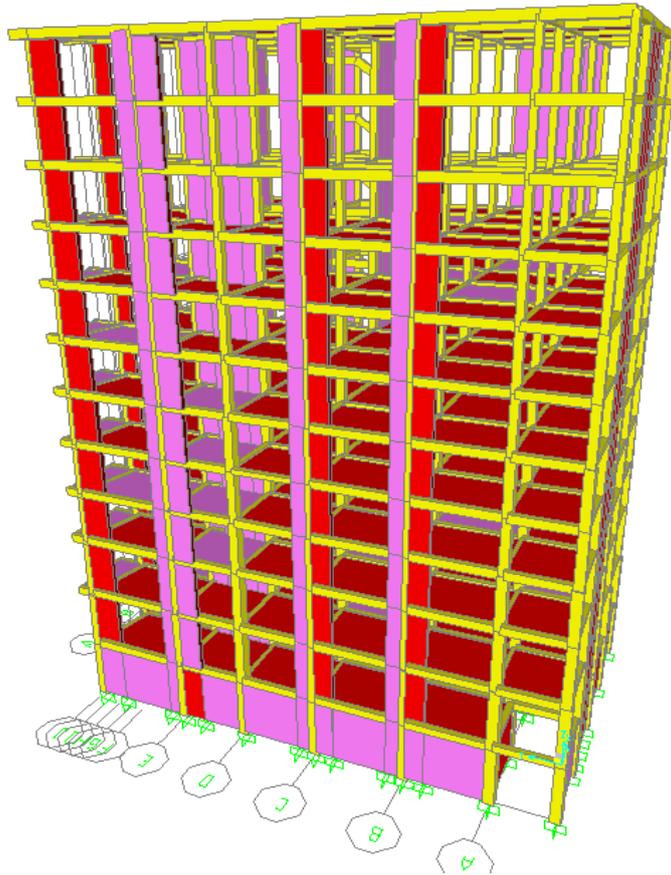


Figure 4.1: Modélisation de la structure sur SAP 2000

4.5 Méthodes utilisées pour les calculs :

D'après le RPA 99 version 2003, on peut utiliser trois méthodes pour calculer les forces sismiques :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Pour ce bâtiment, on va utiliser deux méthodes : la méthode statique équivalente et la méthode d'analyse modale spectrale, et ceci en utilisant le logiciel SAP2000.

4.6 Méthode statique équivalente :

Conditions d'application :

Les règles d'utilisation de cette méthode sont mentionnées dans le RPA 99 version 2003(page 39), ces règles sont :

- a. Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrite, avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone I.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant outres les conditions de hauteur énoncées les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes.

Zone II : - Groupe d'usage 3.

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone III : - Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8 m.

Principe :

Le principe de cette méthode, consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction, par un système de forces statiques fictives, dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes, seront considérées appliquées successivement, suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

4.6.1 Coefficient d'accélération de la zone A :

Le coefficient d'accélération de la zone est choisi en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment.

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Tlemcen ➡ zone I

Ouvrage d'importance moyenne ➡ groupe 2

D'après le tableau 4-1 du RPA99 V2003, le coefficient d'accélération égal à $A = 0,10$.

4.6.2 Coefficient de comportement R :

Le coefficient de comportement est choisi en fonction du système de contreventement. Puisque la structure est assurée par un système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction, donc $R=5$.

Remarque : on va vérifier ce coefficient par la suite.

4.6.3 Facteur de qualité :

La valeur du facteur de qualité est déterminée par cette formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

Où :

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité, sa valeur est donnée dans le tableau 4.4 (RPA99 version 2003).

Les critères à vérifier sont :

a. Conditions minimales sur les files de contreventement :

Système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

• Sens x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3.55}{4.05} = 0.87 < 1.5 \\ \frac{4.05}{3.85} = 1.05 < 1.5 \\ \frac{3.85}{4.05} = 0.95 < 1.5 \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée

• Sens y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3.25}{4.40} = 0.73 < 1.5 \\ \frac{4.40}{4.90} = 0.89 < 1.5 \\ \frac{4.90}{4.20} = 1.16 < 1.5 \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée

Puisque la condition est vérifiée suivant les deux directions (x et y), donc $p_{x1}=p_{y1}=0$ (observé).

b. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

• Sens x :

Dans le sens x on a 4 files, dont la valeur maximale égale à 4.05 m, et la valeur minimale égale à 3.55m. Donc cette condition est vérifiée.

Le rapport entre ces deux valeurs égales à : $\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{4.05}{3.55} = 1.14 < 1.5$

Donc la deuxième condition est vérifiée.

• Sens-y :

Dans le sens x on a 7 files, dont la valeur maximale égale à 5.45 m, et la valeur minimale égale à 0.73m. Donc cette condition est vérifiée.

Le rapport entre ces deux valeurs égales à : $\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{5.45}{0.73} = 7.64 > 1.5$

Donc la deuxième condition n'est pas vérifiée.

Puisque la condition n'est pas vérifiée suivant le sens y, donc $p_{y2} = 0.05$ (n'est pas observé).

c. Régularité en plan :

Un bâtiment est classé régulier en plan, si tous les critères de régularité en plan (c1 à c4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait. C1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique, vis à vis de deux directions orthogonales, aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Puisque notre bâtiment présente une dissymétrie, donc cette condition n'est pas vérifiée. Puisque la première condition n'est pas vérifiée, donc on n'est pas obligé de vérifier les autres conditions $\Rightarrow p_{x3} = p_{y3} = 0.05$ (n'est pas observé).

D) Régularité en élévation.

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (d1 à d4) sont respectés.

Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait. (RPA 99 version 2003 P 35).

d1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

Critère observé CV.

d2 Aussi bien la raideur .que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment Dans notre cas le 9eme étage (317.407 t) et le 10eme étage (305.86t).

$$\frac{305.407}{317.407} = 0.96 > 0.15$$

Puisque le critère n'est pas vérifié suivant les deux directions, ce n'est pas nécessaire de vérifier les autres critères, donc $P_{qx4} = P_{qy4} = 0.05$ (critère non observé).

e. Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise. On va supposer qu'il n'y a pas des essais pour contrôler la qualité des matériaux. Donc $P_{qx5} = P_{qy5} = 0.05$ (critère non observé)

f) Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé car il est très difficile de contrôler tous les opérations dans un chantier et pendant toute la durée du projet sur tous les journées hivernal donc CNV.

Critère non observé $P_q = 0.1$

		Pq	
		Sens x	Sens y
a	Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
b	Redondance en plan	0	0.05
c	Régularité en plan	0.05	0.05
d	Régularité en élévation	0.05	0.05
e	Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
f	Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
ΣP_q		0.25	0.30

Tableau 4.1: Récapitulatif des pénalités

Alors le facteur de qualité égal à :

$$Q_x = 1 + 0.2 \longrightarrow Q_x = 1.25$$

$$Q_y = 1 + 0.30 \longrightarrow Q_y = 1.30$$

4.6.4 Période empirique :

D'après le RPA 99 version 2003, on doit calculer la période empirique de la structure en utilisant 2 formules, et on prend la plus petite valeur, puis on la compare avec la période numérique.

➤ 1 ère formule :

$$T_1 = C_T \times h_N^{3/4}$$

Où :

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 (RPA99 V2003). Puisque notre bâtiment est assuré partiellement par des voiles en béton armé, donc C_T égale à 0.050.

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. Notre bâtiment est égal à 38.25 m.

➤ 2^{ème} formule :

$$T_2 = 0.09hn/\sqrt{D}$$

Où :

D : C'est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

• La période dans le sens x :

-1^{ère} formule :

$$T_{x1} = 0.05 \times 38.25^{3/4} \quad T_{x1} = 0.71 \text{ s}$$

-2^{ème} formule :

$$T_{x2} = \frac{0.09 \times 38.25}{\sqrt{15.5}} = 0.79 \text{ s}$$

La valeur la plus petite entre ces 2 valeurs c'est : $T_x = \min(T_{x1} ; T_{x2}) = 0.71 \text{ s}$

La période dans le sens y :

-1^{ère} formule :

$$T_{y1} = 0.05 \times 38.25^{3/4} \quad T_{y1} = 0.71 \text{ s}$$

-2^{ème} formule :

$$T_{y2} = \frac{0.09 \times 38.25}{\sqrt{25.95}} = 0.61 \text{ s}$$

La valeur la plus petite entre ces 2 valeurs c'est : $T_y = \min(T_{y1} ; T_{y2}) = 0.61 \text{ s}$

4.7 Les différentes dispositions des voiles :

Dans notre bâtiment nous allons utiliser un contreventement mixte poteaux voiles, et pour choisir la meilleure disposition des voiles, on doit respecter certains critères :

- ✓ Les conditions architecturales.
- ✓ Eviter la torsion d'ensemble.
- ✓ Le nombre des voiles et leur épaisseur doit être suffisant, pour assurer la rigidité de bâtiment.
- ✓ Les deux premiers modes doivent être transratiionnelle, ou bien calculer le ferrailage des poteaux et des voiles, sous la sollicitation de torsion.
- ✓ Une grande distance entre les éléments parallèles, favorise la résistance de la structure à la torsion, grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal. Dans le cadre de notre travail, on va faire plusieurs dispositions, mais on va choisir celle qui nous donne la période la plus petite. On va aussi prendre en considération le côté économique.

Les différentes dispositions des voiles sont illustrées sur les figures suivantes :

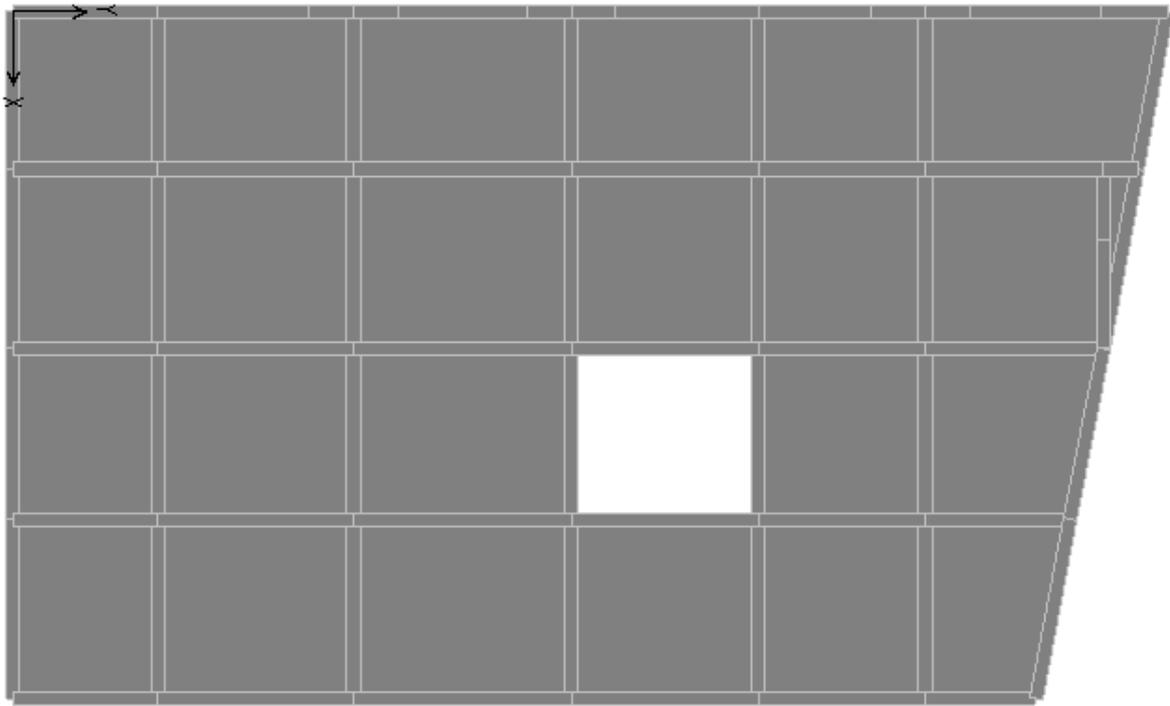


Figure 4.2: Structure sans voile

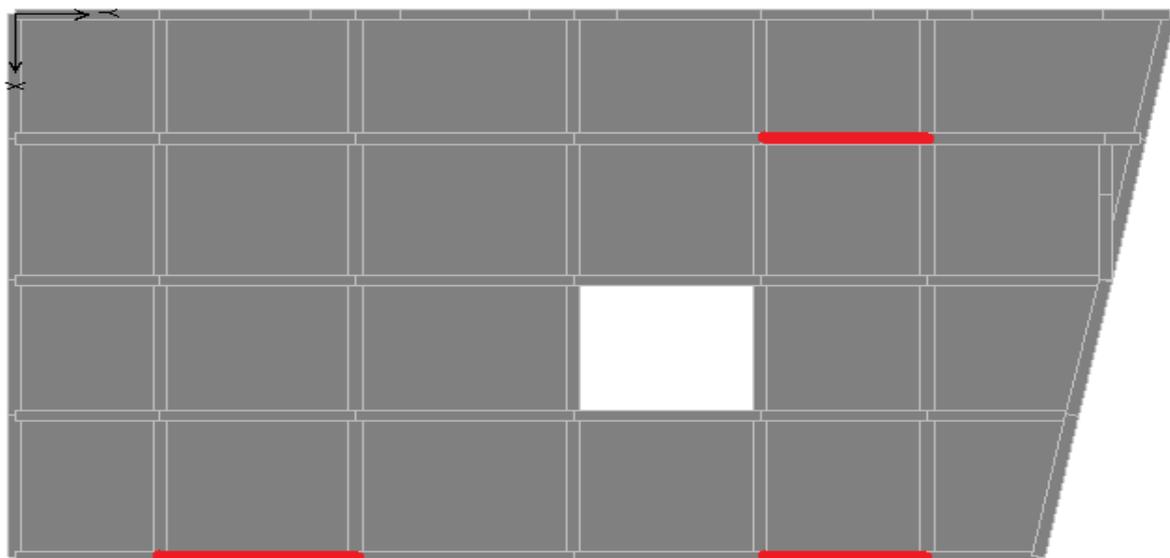


Figure 4.3 : Disposition 1

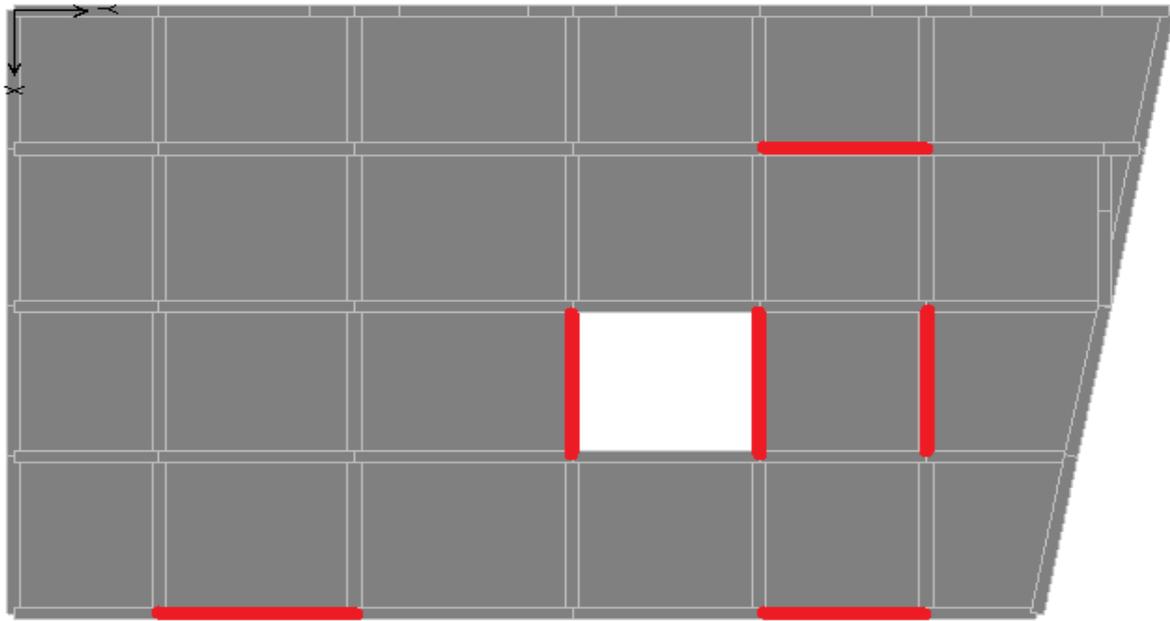


Figure 4.4 : Disposition 2

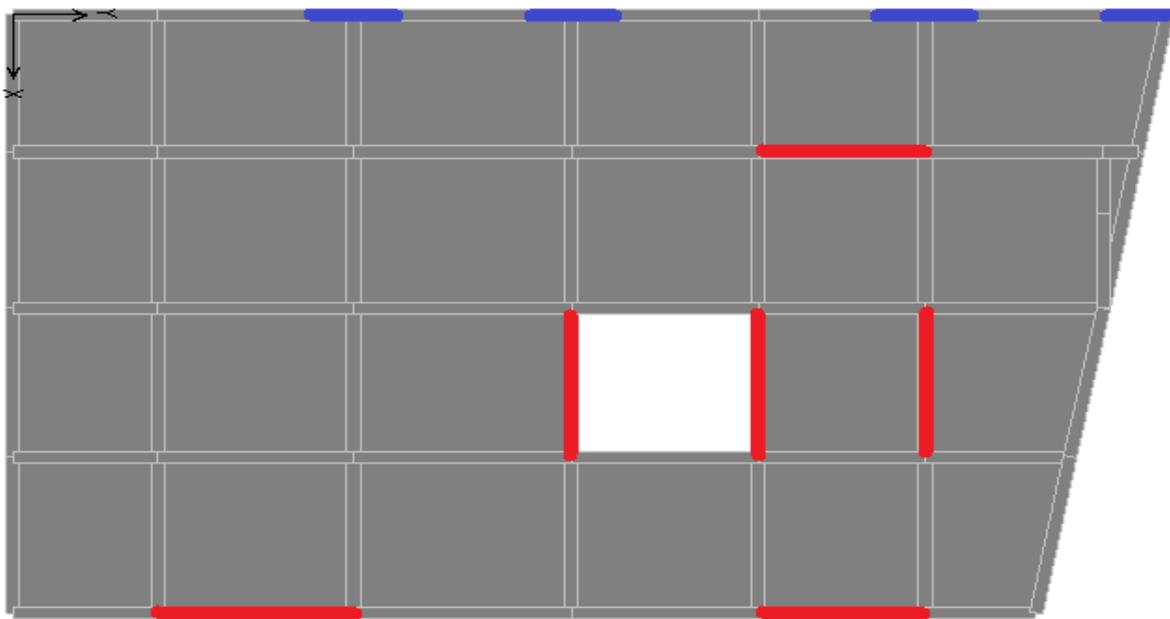


Figure 4.5 : Disposition 3

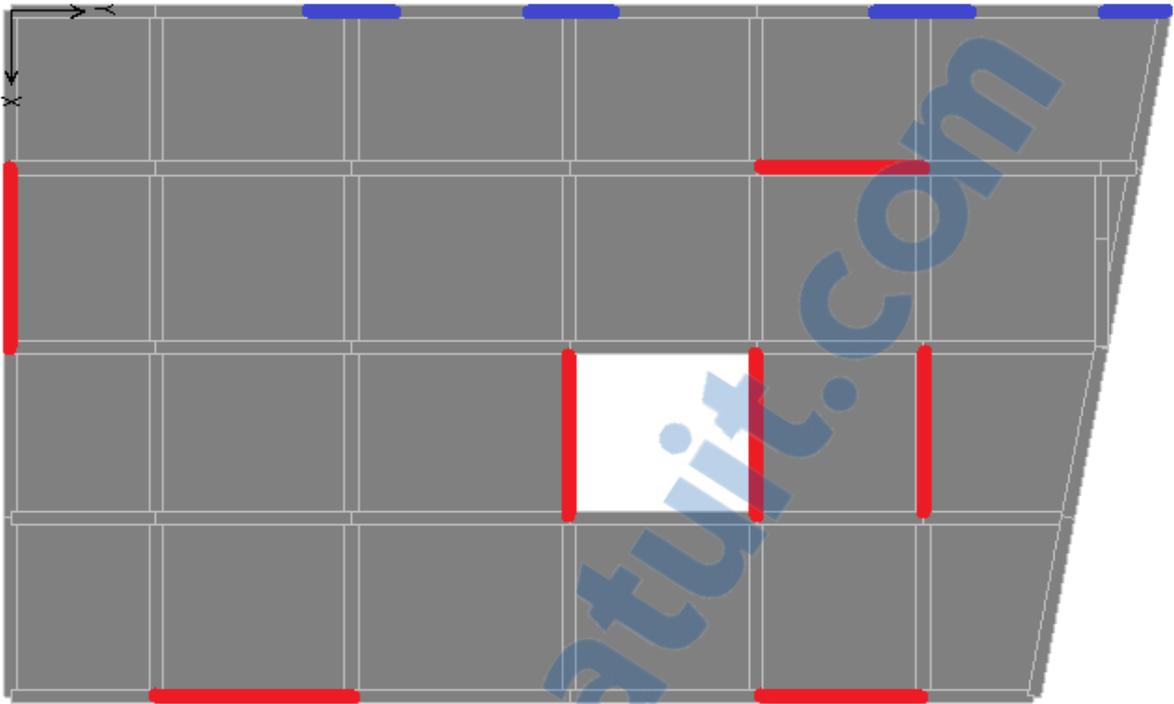


Figure 4.6 : Disposition 4

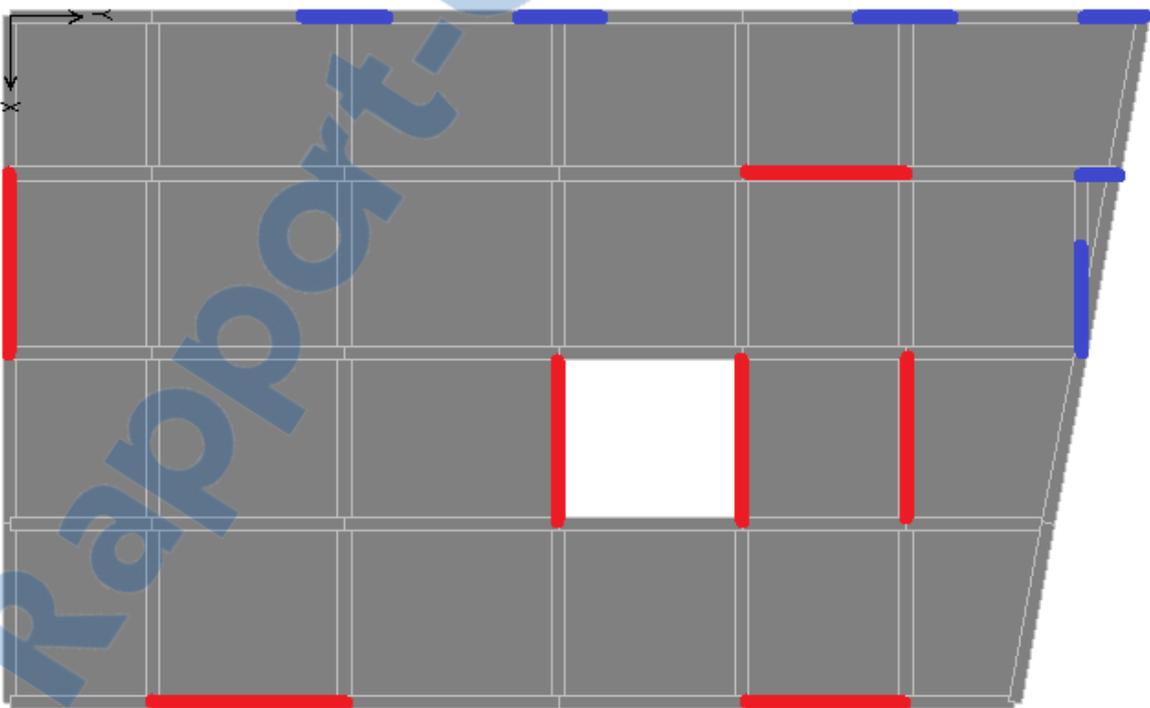


Figure 4.7 : Disposition 5

La période de chaque disposition est représentée sur le tableau 4.2.

Disposition	Tnum (s)	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Sans voiles	2.236	rotation	Rotation	rotation
1	2.06	rotation	Rotation	rotation
2	1.353	rotation	Rotation	rotation
3	1.308	translation	Rotation	rotation
4	1.173	translation	Rotation	rotation
5	1.152	translation	Translation	rotation

Tableau 4.2 : Périodes de chaque disposition

D'après le RPA99 version 2003, il faut comparer Tnum avec 1.3Temp. Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul :

D'après les figures ci-dessus, la disposition qui nous donne la période la plus petite, avec les deux premiers modes translationnels, c'est la disposition 5 (Tnum = 1.152 s).

D'après le RPA99 version 2003, il faut comparer Tnum avec 1.3Temp. Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul :

Si :	La période choisie
Tanalytique ≤ Tempirique	T = Tempirique
Tempirique < Tanalytique	T = Tanalytique
Tanalytique ≥ 1.3Tempirique	T = 1.3Tempirique

Tableau 4.3 : Choix de la période (R. TALEB, 2008)

Comparaison entre la période empirique et analytique :

-Sens x :

$$1.3 \text{ Temp} = 1.3 \times 0.71 = 0.92 \text{ s}$$

Puisque Tnum > 1.3 Temp, alors la période qu'on va utiliser pour la suite de calcul égale à

$$T = 1.3 \text{ Temp} = 0.92 \text{ s}$$

- Sens-y :

$$1.3 \text{ Temp} = 1.3 \times 0.61 = 0.79 \text{ s}$$

Puisque Tnum > 1.3 Temp, alors la période qu'on va utiliser pour la suite de calcul égale à T=1.3 Temp = 0.79 s

4.8 Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η , et de la période fondamentale de la structure T. Ce facteur est calculé comme suit :

$$D = 2,5 \eta \quad \text{si } 0 < T < T_2$$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad \text{si } T_2 < T < 3s$$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / 3)^{2/3} (3/T)^{5/3} \quad \text{si } T \geq 3s$$

Où :

T₂ : C'est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, et elle est donnée par le tableau 4.7 du RPA99 version 2003.

T : C'est la période fondamentale de la structure

η : C'est le coefficient de correction d'amortissement, il est donné par cette formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Puisque notre immeuble est contreventé par des voiles, donc il est pris égal à 7%

$$\rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.76 > 0.7 \text{ (RPA99 version 2003)}$$

D'après le rapport fournis par le laboratoire LTPO, le sol est ferme (S2), donc $T1 = 0.15s$ et $T2 = 0.40s$.

Puisque la période fondamentale de la structure T , est comprise entre $T2$ et $3s$ ($T2 < T < 3.0 s$), donc le facteur d'amplification dynamique est calculé par cette formule :

$$D = 2.5 (T2/T)^{2/3}$$

Sens x :

$$D_x = 2.5 \times 0.76 (0.4/0.92)^{2/3} \rightarrow D_x = 1.09$$

Sens y :

$$D_y = 2.5 \times 0.76 (0.4/0.79)^{2/3} \rightarrow D_y = 1.21$$

4.9 Poids totale de la structure :

D'après le RPA99 version 2003 (page 30), il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations. Le poids total de la structure est calculé comme suit :

$$W = \sum_1^6 W_i$$

Où :

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

Avec :

β : c'est le coefficient de pondération, d'après le tableau 4.5 du RPA99, il est pris égal à 0.2 (bâtiment d'habitation).

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation

A partir du logiciel SAP 2000, on peut avoir les différents poids de chaque étage, ces poids sont représentés sur le tableau suivant :

Niveau	Poids en (KN)
ss	4125.49
RDC	3973.74
1	3722.041
2	3606.94
3	3531.305
4	3489.80
5	3414.184
6	3385.82
7	3310.48
8	3271.066
9	3113.762
10	3000.48
$\Sigma = 41945.146$	

Tableau 4.4 : Poids des différents niveaux



4.10 Caractéristique géométrique et massique de la structure

Centre de torsion :

Le centre de torsion est calculé par ces formules :

$$\begin{cases} X_r = \frac{\sum l_{yi} \times l_{xi}}{\sum l} \\ Y_r = \frac{\sum l_{xi} \times l_{yi}}{\sum l} \end{cases}$$

X_r : Centre de torsion suivant « x »

Y : Centre de torsion suivant « y »

I_i : Moment d'inertie par rapport à l'axe « y »

I_j : Moment d'inertie par rapport à l'axe « x »

y : Centre de gravité de l'élément suivant « y »

x_i : Centre de gravité de l'élément suivant « x »

Calcul du moment d'inertie pour les poteaux :

On a : $a = b$, donc :

$$x_i = y_i = \frac{a^4}{12}$$

Calcul du moment d'inertie pour les voiles :

$$\begin{cases} l_{xi} = \frac{c \times l^3}{12} \\ l_{yi} = \frac{l \times c^3}{12} \end{cases}$$

Où :

c : épaisseur du voile

l : longueur du voile

Après le calcul du moment d'inertie des voiles et des poteaux par les formules précédentes,

Les coordonnées du centre de torsion de chaque étage sont récapitulées dans le tableau suivant

Centre de torsion		
Niveaux	$X_m(m)$	$Y_m(m)$
SS	10.73	13.75
RDC		
1	10.57	13.49
2		
3		
4		
5	10.45	13.29
6		
7		
8	10.301	13.035
9		
10	10.25	12.95

Tableau 4.5 : Cordonnées de centre de torsion

Centre de masse :

Les coordonnées du centre de masse des différents niveaux, sont données par le logiciel SAP2000, et ils sont regroupés dans le tableau suivant :

Centre de masse		
Niveaux	X_m(m)	Y_m(m)
SS	7.408	12.264
RDC	7.657	12.915
1	7.694	13.015
2	7.669	12.966
3	7.658	12.938
4	7.674	12.996
5	7.665	12.953
6	7.679	13.023
7	7.666	12.969
8	7.735	13.141
9	7.906	13.435
10	7.997	13.439

Tableau 4.6 : Les coordonnées de centre de masse

Evaluation des excentricités :

Selon le RPA99 version 2003, on doit calculer deux types d'excentricités :

-Excentricité théorique.

-Excentricité accidentelle

On va calculer les deux excentricités, et on prend le max :

$$E_x = \max (E_a ;)$$

$$E_y = \max (E_a ; t)$$

Excentricité théorique :

C'est celle qui en résulte de plan. On le calcul suivant les deux directions par ces deux formules :

$$E_{xt} = |X_m - X_r|$$

$$E_{yt} = |Y_m - Y_r|$$

Les valeurs de l'excentricité théoriques dans chaque étage, sont récapitulées dans ce tableau :

Excentricité théorique		
Niveaux	Ext	Eyt
SS	3.32	1.486
RDC	3.073	0.835
1	2.876	0.479
2	2.901	0.524
3	2.792	0.352
4	2.776	0.294
5	2.695	0.187
6	2.681	0.117
7	2.635	0.066
8	2.566	0.106

9	2.344	0.485
10	2.253	0.489

Tableau 4.7 : Excentricités théoriques

Excentricité accidentelle :

Cette excentricité est calculée comme suit : $E_{xa} = E_{ya} = 5\% L_{max}$

Avec :

L_{max} : C'est la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.

Les résultats des excentricités accidentelles sont regroupés dans le tableau suivant :

Excentricité accidentel		
Niveaux	Exa	Eya
SS	1	1.486
RDC	1	1.297
1	1	1.297
2	1	1.297
3	1	1.297
4	1	1.297
5	1	1.297
6	1	1.297
7	1	1.297
8	1	1.297
9	1	1.297
10	1	1.297

Tableau 4.8 : Excentricités accidentelles

4.11 Participation massique :

D'après le RPA, il faut que la somme de la masse modale effective, atteigne 90% de masse totale de la structure suivant les deux directions. En utilisant le SAP2000, on va déterminer la participation massique pour chaque mode, est-elle est illustré dans le tableau ce qui suit :

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
2	OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
3	Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
4	MODAL	Mode	1	1,152183	0,60684	0,00175	0,000006388	0,60684	0,00175	0,000006388
5	MODAL	Mode	2	0,881241	0,01117	0,46639	0,000007064	0,61801	0,46814	0,00001345
6	MODAL	Mode	3	0,830018	0,00861	0,18319	0,000005276	0,62662	0,65133	0,00001873
7	MODAL	Mode	4	0,271775	0,14723	0,00867	0,00007007	0,77385	0,66	0,0000888
8	MODAL	Mode	5	0,250293	0,02116	0,10204	0,00002537	0,795	0,76205	0,00011
9	MODAL	Mode	6	0,214933	0,000005832	0,00009182	0,0008	0,79501	0,76214	0,00091
10	MODAL	Mode	7	0,210812	0,00373	0,03516	0,00001349	0,79874	0,7973	0,00092
11	MODAL	Mode	8	0,11853	0,01264	0,03406	0,00002429	0,81137	0,83136	0,00095
12	MODAL	Mode	9	0,112238	0,04869	0,0109	0,0112	0,86006	0,84226	0,01214
13	MODAL	Mode	10	0,068341	0,07035	0,00028	0,05679	0,93041	0,84254	0,06893
14	MODAL	Mode	11	0,071699	2,307E-14	0,07583	0,01174	0,93041	0,91838	0,08067
15	MODAL	Mode	12	0,088354	8,684E-14	5,125E-14	0,72652	0,93041	0,91838	0,80719

Tableau 4.10 : Participation massique

D'après le tableau 4.10, on constate que la participation massique a abouti à 90% suivant les deux directions x et y, et ceci dans le mode numéro 11. Donc, la condition du RPA99 version 2003 est vérifiée.

4.12 L'effort tranchant à la base :

Pour calculer l'effort tranchant à la base, on utilise la formule suivante :

$$V_{x_{base}} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.1 \times 1.09 \times 1.25}{5} \times 41945.146$$

$$V_{x_{base}} = 1143.0052 \text{ KN}$$

$$V_{y_{base}} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.1 \times 1.21 \times 1.30}{5} \times 41945.146$$

$$V_{y_{base}} = 1319.59 \text{ KN}$$

4.13 La répartition des efforts élastiques en chaque étage :

La résultante des forces sismiques à la base V, doit être distribuée sur la hauteur de la structure, selon les formules suivantes :

$$F_i = \frac{(V_{base} - F_t) \times w_i h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \text{ Avec :}$$

$$F_t = 0.07 TV \leq 0,25V \quad \text{Si } T > 0.7s$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si } T \leq 0.7s$$

Où :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte du mode supérieur de vibration.

T : période fondamentale

V : effort tranchant

W_{ij} : poids de chaque niveau

H_i : la hauteur de chaque niveau

Dans notre cas, et suivant les deux directions T > 0.7 sec.

-Suivant x :

$$\begin{aligned} F_{tx} &= 0.07 \times 0.92 \times 1143.0052 & \longrightarrow & \quad F_{tx} = 73.609 \text{ KN} & \longrightarrow & \quad 0.07 T_x V_x \leq 0,25 V_x \\ 0.25 V_x &= 0.25 \times 1143.0052 & \longrightarrow & \quad 0.25 V_x = 285.75 \text{ KN} & \longrightarrow & \end{aligned}$$

-Suivant y :

$$\begin{aligned} F_{ty} &= 0.07 \times 0.79 \times 1319.59 & \longrightarrow & \quad F_{ty} = 72.970 \text{ KN} & \longrightarrow & \quad 0.07 T_y V_y \leq 0,25 V_y \\ 0.25 V_y &= 0.25 \times 1319.59 & \longrightarrow & \quad 0.25 V_y = 329.89 \text{ KN} & \longrightarrow & \end{aligned}$$

On remarque que la condition est vérifiée suivant les deux directions.

Exemple de calcul des efforts élastiques :

Comme un exemple, on a choisi de faire les calculs sur le RDC :

$$F_{1x} = \frac{(1143.0052 - 73.609) \times 4125.49 \times 3.57}{853572.408}$$

$$F_{1x} = 18.451 \text{ KN}$$

$$F_{1y} = \frac{(1319.59 - 72.97) \times 4125.49 \times 3.57}{853572.408}$$

$$F_{1y} = 21.509 \text{ KN}$$

La répartition des efforts élastiques dans les deux directions, est représentée sur le tableau récapitulatif suivant :

Niveau	Force f_x	Force f_y
SS	23.064	26.88
RDC	42.43	51.796
1	62.43	72.71
2	77.78	90.67
3	93.072	108.50
4	108.702	126.72
5	122.708	143.044
6	137.71	160.77
7	150.709	175.68
8	164.59	191.86
9	171.60	200.035
10	271.60	300.736

Tableau 4.11 : Répartition des efforts élastiques

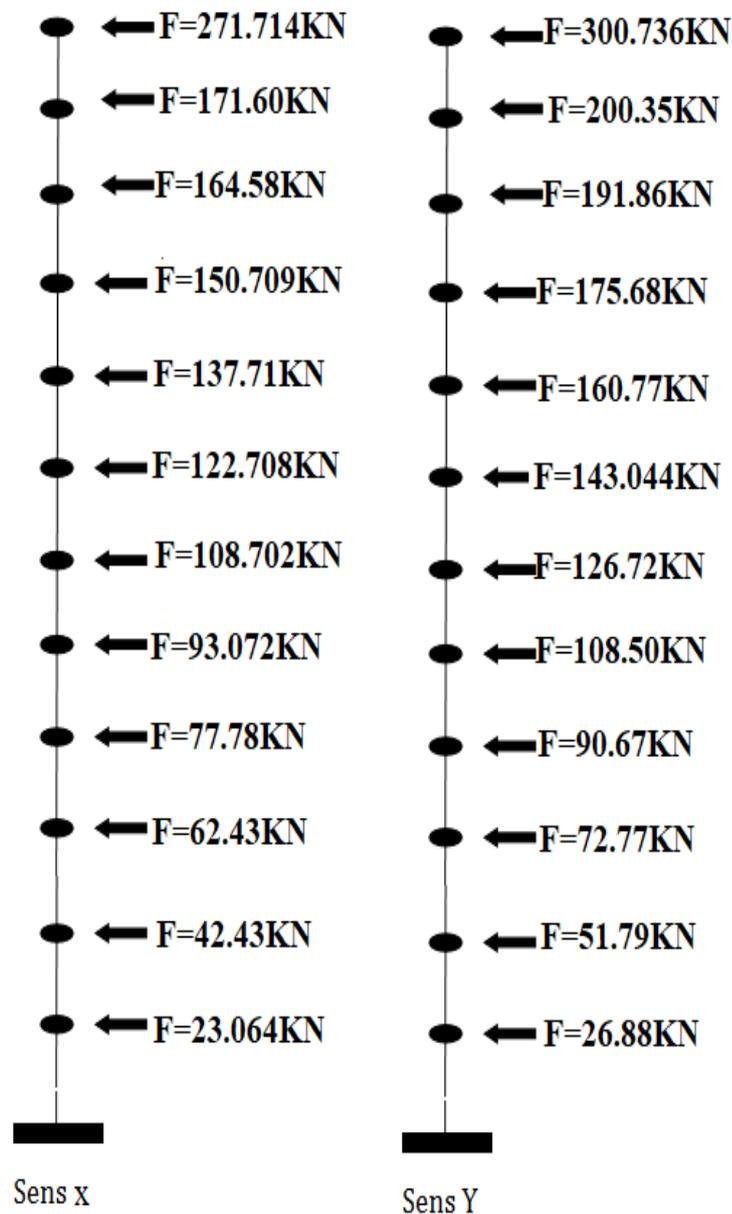


Figure 4.8 : Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

Selon le RPA99 version 2003, il existe une deuxième formule pour vérifier l'effort tranchant à la base :

$$V = F_t + \sum_1^{12} F_i$$

Suivant x :

$$V_x = F_{tx} + \sum_1^{12} F_i = 73.609 + 1069.396$$

$$V_x = 1143.0052 \text{ KN}$$

Suivant y :

$$V_y = F_{ty} + \sum_1^{12} F_i = 72.97 + 1246.587$$

$$V_y = 1319.59 \text{ KN}$$

Donc, on a trouvé les mêmes résultats qu'on a trouvés par la première formule.

4.14 Les combinaisons d'actions :

Il existe deux types de combinaisons : des combinaisons fondamentales qui sont citées dans le BAEL91, et les autres sont accidentelles et qui sont citées dans le RPA99, version 2003.

Combinaisons fondamentales :

Les combinaisons fondamentales sont :

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

Où :

G c'est la charge permanente, et Q la charge d'exploitation.

Combinaisons accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 G \pm E_x \\ 0.8 G \pm E_y \end{array} \right. \quad (1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1.2 E_x \\ G + Q \pm 1.2 E_y \end{array} \right. \quad (2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E_x \\ G + Q \pm E_y \end{array} \right. \quad (3)$$

Où : E c'est l'action du séisme

4.15 Vérifications :

Vérification du coefficient de comportement R :

D'après l'article 4.a du RPA99 version 2003, les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

-Charges horizontales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Voiles} : \text{max } 75\% \\ \text{Portique} : \text{min } 25\% \end{array} \right.$$

Après l'exécution de SAP2000, et en utilisant les combinaisons E_x et E_y pour la vérification des charges horizontales, on a trouvé ces résultats

Pour R=5 :

-Suivant x :

$$\text{Voile}(x) = \frac{1055.66}{1142.93} = 92 \% > 70\% \quad \mathbf{C.N.V}$$

$$\text{Portique}(x) = 100 - 92 = 8 \%$$

-Suivant y :

$$\text{Voile}(y) = \frac{1170.46}{1319.56} = 88 \% > 70\% \quad \mathbf{C.N.V}$$

$$\text{Portique}(y) = 100 - 88 = 12 \%$$

Donc le choisi de R n'est pas satisfait on prend R=4 c.a.d un system de portique contreventé par des voiles.

Pour R=4 :

$$V_{x_{base}} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.1 \times 1.09 \times 1.25}{4} \times 41945.146$$

$$V_{x_{base}} = 1428.75 \text{ KN}$$

$$V_{y_{base}} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.1 \times 1.21 \times 1.30}{4} \times 41945.146$$

$$V_{y_{base}} = 1649.49 \text{ KN}$$

4.16 La répartition des efforts élastiques en chaque étage :

La résultante des forces sismiques à la base V, doit être distribuée sur la hauteur de la structure, selon les formules suivantes :

$$F_i = \frac{(V_{base} - F_t) \times w_i h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j}$$

Avec :

$$F_t = 0.07 TV \leq 0,25V \quad \text{Si } T > 0.7s$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si } T \leq 0.7s$$

-Suivant x :

$$F_{tx} = 0.07 \times 0.92 \times 1428.75 \quad \longrightarrow \quad F_{tx} = 9.011 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad 0.07 T_x V_x \leq 0,25 V_x$$

$$0.25 V_x = 0.25 \times 1428.75 \quad \longrightarrow \quad 0.25 V_x = 357.18 \text{ KN}$$

-Suivant y :

$$F_{ty} = 0.07 \times 0.79 \times 1649.49 \quad \longrightarrow \quad F_{ty} = 91.21 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad 0.07 T_y V_y \leq 0,25 V_y$$

$$0.25 V_y = 0.25 \times 1649.49 \quad \longrightarrow \quad 0.25 V_y = 412.37 \text{ KN}$$

-Charges horizontales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Voiles : min 75\%} \\ \text{Portique : max 25\%} \end{array} \right.$$

Après l'exécution de SAP2000, et en utilisant les combinaisons Ex et Ey pour la vérification des charges horizontales, on a trouvé ces résultats

-Suivant x :

$$\text{Voile}(x) = \frac{1300.38}{1428.50} = 91 \% > 75\% \quad \mathbf{C.V}$$

$$\text{Portique}(x) = 100 - 91 = 9 \%$$

- Suivant y :

$$\text{Voile}(y) = \frac{1443.49}{1649.46} = 87 \% > 75\% \quad \text{C.V}$$

$$\text{Portique}(y) = 100 - 87 = 13 \%$$

Les conditions sont vérifiées suivant les deux directions x et y. Donc on garde le coefficient de comportement $R=4$.

4.17 Vérification vis-à-vis des déformations :

Selon le RPA99 V2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Et selon l'article [RPA99 V2003, 5.10] :

$$\Delta k_x \leq \Delta k_{adm} \quad \text{et} \quad \Delta k_y \leq \Delta k_{adm}$$

$$\Delta k_{adm} = 0.01 h$$

$$\Delta k_x = \delta_{k,x} - \delta_{k-1,x} \quad \text{et} \quad \Delta k_y = \delta_{k,y} - \delta_{k-1,y}$$

$$\delta_{k,x} = R \times \delta_{ekx} \quad \text{et} \quad \delta_{k,y} = R \times \delta_{eky}$$

Δk_x : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon x.

Δk_y : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon y.

δ_{ekx} : Déplacement absolu selon x (à partir de SAP2000).

δ_{eky} : Déplacement absolu selon y (à partir de SAP2000).

Δk_{adm} : Déplacement relatif admissible.

La vérification vis-à-vis des déformations dans les différents étages est représentée dans le tableau récapitulatif suivant :

Niveau	$\delta_{ek,x}$ (cm)	$\delta_{ek,y}$ (cm)	$\delta_{k,x}$ (cm)	$\delta_{k,y}$ (cm)	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	1%he (cm)	Vérif
SS	0,048	0,036	0,192	0,144	0,192	0,144	3,57	C.V
RDC	0,16	0,12	0,64	0,48	0,448	0,336	3,57	C.V
1	0,33	0,21	1,32	0,84	0,68	0,36	3,57	C.V
2	0,5	0,32	2,00	1,28	0,68	0,44	3,06	C.V
3	0,7	0,43	2,80	1,72	0,80	0,44	3,06	C.V
4	0,92	0,54	3,68	2,16	0,88	0,44	3,06	C.V
5	1,14	0,65	4,56	2,60	0,88	0,44	3,06	C.V
6	1,38	0,75	5,52	3,00	0,96	0,44	3,06	C.V
7	1,61	0,86	6,44	3,44	0,92	0,44	3,06	C.V
8	1,84	0,97	7,36	3,8	0,92	0,44	3,06	C.V
9	2,07	1,08	8,28	4,32	0,92	0,44	3,06	C.V
10	2,29	1,18	9,16	4,72	0,88	0,44	3,06	C.V

Tableau 4.12 : Vérification des déformations

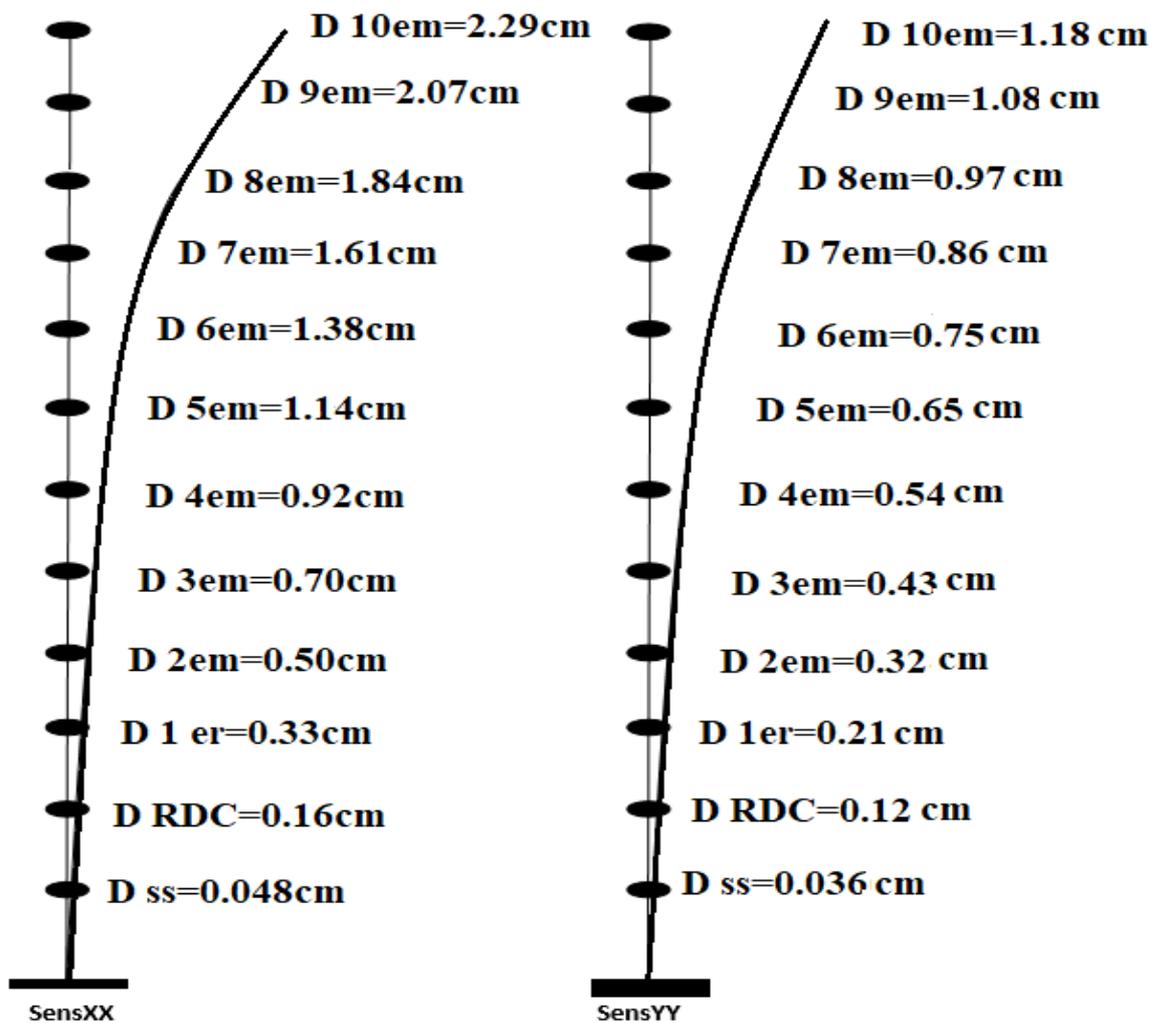


Figure 4.9 : Déplacements horizontaux dans les deux sens.

D'après le tableau 4.12, on remarque que les déformations sont vérifiées dans tous les niveaux.

4.18 Vérification de l'effet P- Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ), peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Où :

P : Poids total de la structure et les charges d'exploitations, associées au-dessus du niveau (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

V : Effort tranchant d'étage au niveau (k) : $V = \sum_{i=k} F_i$

h_k : Hauteur de l'étage (k).

-Si $\theta_k \leq 0.1$: l'effet P- Δ peut être négligé.

-Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: en amplifiant les efforts de l'action sismique, calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $(1-\theta_k)$.

- Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens x et y est représentée sur les deux tableaux récapitulatifs suivants :

Sens x-x							
Niveau	hk (m)	V (KN)	$\Delta_{k,x}$ (cm)	Masse (KN)	Pk (KN)	θ_k	$\theta < 0.1$
SS	3.57	1428.75	0,192	4125.49	41945.10	0,01	C.V
RDC	3.57	1405.44	0,448	3973.74	37819.61	0,03	C.V
1	3.57	1361.015	0,68	3722.041	33845.87	0,04	C.V
2	3.06	1298.585	0,68	3606.94	30123.82	0,05	C.V
3	3.06	1220.805	0,80	3531.305	26516.88	0,05	C.V
4	3.06	1127.73	0,88	3489.80	22985.58	0,05	C.V
5	3.06	1019.031	0,88	3414.184	19495.78	0,05	C.V
6	3.06	896.323	0,96	3385.82	16081.60	0,05	C.V
7	3.06	758.613	0,92	3310.48	12695.78	0,05	C.V
8	3.06	607.904	0,92	3271.066	9385.30	0,04	C.V
9	3.06	443.314	0,92	3113.762	6114.24	0,04	C.V
10	3.06	271.714	0,88	3000.48	3000.48	0,04	C.V

Tableau 4.13 : Vérification de l'effet P- Δ suivant x

Sens y-y							
Niveau	hk (m)	V (KN)	$\Delta_{k,y}$ (cm)	Masse (KN)	Pk (KN)	θ_k	$\theta < 0.1$
SS	3.57	1649.49	0,144	4125.49	41945.10	0,01	C.V
RDC	3.57	1622.58	0,336	3973.74	37819.61	0,02	C.V
1	3.57	1570.78	0,36	3722.04	33845.87	0,02	C.V
2	3.06	1498.015	0,44	3606.94	30123.82	0,02	C.V
3	3.06	1407.34	0,44	3531.30	26516.88	0,02	C.V
4	3.06	1298.84	0,44	3489.80	22985.58	0,02	C.V
5	3.06	1172.125	0,44	3414.18	19495.78	0,02	C.V
6	3.06	1029.081	0,44	3385.82	16081.60	0,02	C.V
7	3.06	868.311	0,44	3310.48	12695.78	0,02	C.V
8	3.06	692.631	0,44	3271.06	9385.30	0,019	C.V
9	3.06	500.77	0,44	3113.76	6114.24	0,017	C.V
10	3.06	300.336	0,44	3000.48	3000.48	0,014	C.V

Tableau 4.14 : Vérification de l'effet P- Δ suivant y

4.19 Méthodes dynamiques :

Conditions d'application :

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes, peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul, et des lois de comportement utilisées, ainsi que la méthode d'interprétation des résultats, et les critères de sécurité à satisfaire.

4.20 Méthode dynamique modale spectrale :

Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre

LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Spectre de réponse :

Les efforts de séisme sont représentés par le spectre de calcul du RPA99, V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \left(\frac{T}{T_1} \right) \left(2.5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 0.3 s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 0.3 s \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure

T1, T2 : Périodes caractéristiques associés à la catégorie du site. Le site de notre bâtiment est ferme (S2).

Sa : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

Après avoir introduit les informations nécessaires (R, site, Q, amortissement, groupe et zone) dans le spectre du RPA 99 version 2003, on va introduire les combinaisons suivantes dans le SAP 2000 :

$$\textcircled{1} \begin{cases} Q+Ex \\ Q+Ey \end{cases}$$

$$\textcircled{2} \begin{cases} G+Q+1,2Ex \\ G+Q+1,2Ey \end{cases}$$

$$\textcircled{3} \begin{cases} 0,8G+Ex \\ 0,8G+Ey \end{cases}$$

Le graphe obtenu à partir du SAP2000, est illustré sur la figure 4.9 :

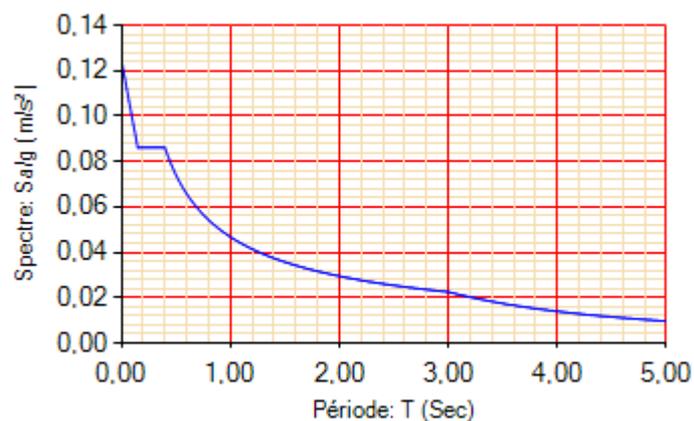


Figure 4.9 : Courbe de spectre de réponse de RPA

4.21 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_s , 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 l'exécution de SAP2000, on obtient les résultats suivants :

	GLOBAL F_X [KN]	GLOBAL F_Y [KN]	GLOBAL M_X [KN.M]	GLOBAL M_Y[KN.M]
E_X	1868.134	268.329	4210.647	37609.21
E_Y	287.946	2026.713	43498.37	4250.828

Tableau 4.15 : Les différentes caractéristiques de la structure.

	$V_{dynamique}$	$V_{statique}$	$0,8.V_{stat} < V_{dyna}$
Direction X	1868.134	1428.75	CV
Direction Y	2026.713	1649.49	CV

Tableau 4.16 : La vérification de la résultante des forces sismique.

4.22 Conclusion :

L'étude dynamique nous a permis d'effectuer l'analyse sismique, d'un projet de construction d'un bâtiment en béton armé, situé en zone de sismicité faible. La structure de celui-ci ayant été jugée irrégulière selon les règles de construction parasismique (RPA 99 version 2003). Une modélisation 3D sur le logiciel SAP 2000, a dû être effectuée.

L'exploitation des résultats donnés par ce logiciel, a permis de vérifier plusieurs critères : période, la participation massique, le respect des déplacements maximaux, et le choix des dimensions et caractéristiques des voiles de contreventement.

Nous avons trouvé une très grande difficulté pour trouver la meilleure disposition des voiles, afin qu'il nous donne les meilleurs résultats vis -à vis les exigences imposées par le RPA99, version 2003.

Chapitre 5 :
Etude des éléments
Structuraux

5.1 Introduction :

Après avoir fait l'étude dynamique par le logiciel SAP2000 dans le chapitre précédent, on a déterminé les efforts internes appliqués sur les éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles).

Dans le chapitre courant, on va utiliser ces efforts pour pouvoir déterminer les sections d'aciers nécessaires, afin que ces éléments puissent résister aux différentes charges auxquelles ils sont soumis.

Le ferrailage sera choisi d'une façon à être conforme aux règles illustrées dans le R.P.A.99 version 2003, B.A.E.1.91 (révisé en 99), et aussi le C.B.A.93.

5.2 Les poteaux :

5.2.1 Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux, sur lesquels se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure, et par lesquels ces charges se répartissent vers les infrastructures.

Pour notre immeuble, tous les poteaux ont des sections carrées.

5.2.2 Combinaisons des charges :

Il existe deux types de combinaisons : des combinaisons fondamentales qui sont citées dans le BAEL91, et les autres sont accidentelles et qui sont citées dans le RPA99, version 2003.

-Combinaisons fondamentales :

a) $ELU : 1.35 G + 1.5 Q$

b) $ELS : G + Q$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

-Combinaisons accidentelles :

c) $0.8 G \pm E$

d) $G + Q \pm E$

Où :

E c'est l'action du séisme

5.2.3 Vérification du coffrage :

Pour la vérification du coffrage, il faut que cette condition soit vérifiée dans chaque niveau du bâtiment, afin d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile, sous sollicitation d'ensemble due au séisme et l'effort normal de compression :

$$V = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N : L'effort normal de calcul s'exerçant sur le poteau le plus sollicité sous combinaison sismique.

B : L'aire (la section brute) du poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Pour trouver la valeur de l'effort normal maximal, qui s'exerce sur le poteau le plus sollicité, on utilise ces combinaisons :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 G \pm E_x \\ 0.8 G \pm E_y \end{array} \right. \quad \textcircled{1}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E_x \\ G + Q \pm E_y \end{array} \right. \quad (2)$$

Les résultats sont illustrés sur le tableau récapitulatif ci-dessous :

Niveau	N(MN)	B (cm ²)	v	Vérification $v \leq 0.3$
Sous-sol	2.58	55×55	0.34	C.N.V
RDC	2.272	55×55	0.30	C.V
Niveau 1	2.039	50×50	0.32	C.N.V
Niveau 2	1.815	50×50	0.29	C.V
Niveau 3	1.599	45×45	0.31	C.N.V
Niveau 4	1.391	45×45	0.27	C.V
Niveau 5	1.185	40×40	0.29	C.V
Niveau 6	0.986	40×40	0.24	C.V
Niveau 7	0.788	35×35	0.25	C.V
Niveau 8	0.595	35×35	0.194	C.V
Niveau 9	0.401	30×30	0.178	C.V
Niveau 10	0.209	30×30	0.092	C.V

Tableau 5.1 : Vérification du coffrage

D'après le **tableau 5.1**, on constate que la condition de coffrage n'est pas vérifiée dans la plupart des niveaux. Donc, on va augmenter les sections, et on revérifie.

Les nouvelles sections sont représentées sur le tableau suivant :

Niveau	N(MN)	B (cm ²)	v	Vérification
Sous-sol	2.662	60×60	0.29	C.V
RDC	2.347	60×60	0.26	C.V
Niveau 1	2.105	55×55	0.27	C.V
Niveau 2	1.873	55×55	0.25	C.V
Niveau 3	1.650	50×50	0.26	C.V
Niveau 4	1.434	50×50	0.23	C.V
Niveau 5	1.221	45×45	0.24	C.V
Niveau 6	1.014	45×45	0.20	C.V
Niveau 7	0.809	40×40	0.20	C.V
Niveau 8	0.609	40×40	0.152	C.V
Niveau 9	0.410	35×35	0.133	C.V
Niveau 10	0.214	35×35	0.069	C.V

Tableau 5.2 : Vérification du nouveau coffrage

D'après ce tableau, on remarque que les nouvelles sections répondent à la condition du RPA, donc on va utiliser ces sections pour la suite des calculs.

5.2.4 Vérification des sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul, dans le béton τ_{bu} , sous combinaison sismique est calculée par la formule ci-dessous :

$$\tau_{bu} = \frac{T}{bd}$$

Où :

T : l'effort tranchant

b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

d : c'est 0.9b

Cette contrainte doit être inférieure ou égale, à la valeur limite suivante :

-D'après le BAEL91, révisé en 99 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min (0.15f_{c28} ; 4MPa)$$

-D'après le RPA99, version 2003 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Où :

λ_g : c'est l'élançement géométrique du béton, il est calculé par cette formule :

$$\lambda_g = (\lambda_f/a ; \lambda_f/b)$$

Avec : a et b, les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et λ_f la longueur de flambement du poteau.

La vérification des sollicitations tangentées pour chaque niveau, est illustrée dans le tableau récapitulatif suivant :

Niveau	T (MN)	B (cm ²)	τ_{bu} (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} RPA (Ma)	τ_{1u} BAE (ML)	Vérification
SS	0.016	60×60	0.049	4.16	0.04	1	3.33	C.V
RDC	0.027	60×60	0.083	4.16	0.04	1	3.33	C.V
1	0.027	55×55	0.099	4.54	0.04	1	3.33	C.V
2	0.045	55×55	0.165	3.89	0.04	1	3.33	C.V
3	0.035	50×50	0.155	4.28	0.04	1	3.33	C.V
4	0.043	50×50	0.191	4.28	0.04	1	3.33	C.V
5	0.035	45×45	0.192	4.76	0.04	1	3.33	C.V
6	0.041	45×45	0.224	4.76	0.04	1	3.33	C.V
7	0.031	40×40	0.215	5.35	0.075	1.87	3.33	C.V
8	0.036	40×40	0.250	5.35	0.075	1.87	3.33	C.V
9	0.024	35×35	0.217	6.12	0.075	1.87	3.33	C.V
10	0.031	35×35	0.281	6.12	0.075	1.87	3.33	C.V

Tableau 5.3 : Vérification des sollicitations tangentées

D'après le tableau, on remarque que les sollicitations tangentées sont vérifiées dans tous les niveaux. Donc, il n'y a pas de rupture par cisaillement.

5.2.5 Sollicitations à considérer :

Les sollicitations à considérer pour le calcul du ferrailage, sont les suivantes :

N_{max} —→ M correspondant.

N_{min} —→ M correspondant.

M_{2max} —→ N correspondant.

M_{3max} —→ N correspondant.

Chacune des quatre combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie, correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel SAP2000, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

niveau	B (cm ²)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{2max} \rightarrow N_{cor}$		$M_{3max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
SS	60×60	2662.23	2.093	36.399	1337.03	35.090	1198.55	223.789	7.169
RDC	60×60	2347.38	6.265	53.540	710.48	31.864	1105.76	166.749	6.565
1	55×55	2105.49	1.636	51.266	610.97	30.138	978.76	134.856	13.343
2	55×55	1873.97	1.910	69.532	516.386	34.536	943.71	114.973	21.121
3	50×50	1650.17	2.892	54.563	637.958	29.295	819.24	100.436	19.760
4	50×50	1434.54	5.461	67.546	545.063	34.85	702.29	86.592	24.501
5	45×45	1221.03	5.864	56.013	344.357	29.506	573.89	75.236	19.995
6	45×45	1014.57	8.921	65.412	370.811	36.235	466.49	62.285	22.953
7	40×40	809.45	8.053	49.122	288.728	28.480	364.97	50.020	16.846
8	40×40	609.74	11.32	56.778	207.434	33.921	236.6	34.963	18.548
9	35×35	410.41	8.736	38.218	129.67	23.465	166.48	19.709	11.948
10	35×35	214.283	12.289	51.197	52.619	34.736	68.88	2.174	16.875

Tableau 5.4 : Sollicitations dans les poteaux

5.2.6 Calcul du ferrailage longitudinal :

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composé, parce qu'on a un moment M et un effort normal N.

On va faire un exemple de calcul, et les autres seront récapitulés dans le tableau 5.6.

Le RPA 99 version 2003 exige que :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite 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 minimal est de 12 mm ($\Phi_{min} = 12mm$).
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

Notre exemple de calcul sera un poteau qui se trouve en RDC, on a choisi ce poteau car il est le plus sollicité.

a) Exemple de calcul :

On calcule le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} N_{max} = 2662.232 \text{ KN} & \longrightarrow M_{cor} = 2.0936 \text{ KN.m (ELU)} \\ M_{2max} = 36.399 \text{ KN.m} & \longrightarrow N_{cor} = 1377.370 \text{ KN (G+Q-Ey)} \\ M_{3max} = 35.090 \text{ KN.m} & \longrightarrow N_{cor} = 1198.553 \text{ KN (G+Q+Ex)} \\ N_{min} = 223.789 \text{ KN} & \longrightarrow M_{cor} = 7.169 \text{ KN.m (0.8G+Ey)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} d = 0.9h = 0.9 \times 0.6 & \longrightarrow d = 0.54 \text{ m} \\ d' = 0.1h = 0.1 \times 0.6 & \longrightarrow d' = 0.075 \text{ m} \end{array} \right.$$

Pour trouver l'excentricité, on divise le moment sur l'effort normal :

$$e = \frac{M}{N}$$

Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

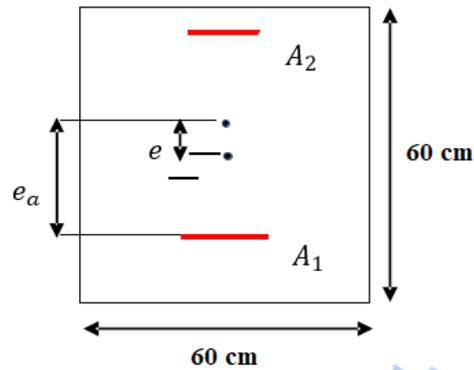


Figure 5.1: Section du poteau

$$M_u = 0.00209 \text{ MN.m}$$

$$N_u = 2.662 \text{ MN (compression)}$$

-Calcul de « e » et « ea » :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.00209}{2.662} = 0.00078 \text{ m}$$

$$e_a = d - (h/2) + e = 0.54 - 0.3 + 0.00078 \quad \longrightarrow \quad e_a = 0.24 \text{ m}$$

-Calcul du moment fictif M_a :

$$M_a = N_u \times e_a = 2.662 \times 0.24 \quad \longrightarrow \quad M_a = 0.64 \text{ MN.m}$$

-Vérification du domaine :

$$N_u(d-d') - M_a = 2.662(0.54 - 0.06) - 0.64 \quad \longrightarrow \quad N_u(d-d') - M_a = 0.637 \text{ MN.m} \quad \dots\dots\dots(A)$$

$$(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) b \times h^2 \times f_{cb} = (0.337 - 0.81 \times \frac{0.06}{0.6}) \times 0.6^2 \times 14.17$$

$$\longrightarrow (0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc} = 0.783 \text{ MN.m} \quad \dots\dots\dots(B)$$

$$(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc} = (0.337 - 0.81 \times \frac{0.060}{0.54}) \times 0.6 \times 0.54^2 \times 14.17$$

$$\longrightarrow (0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc} = 0.612 \text{ MN.m} \quad \dots\dots\dots(C)$$

$A < B \quad \longrightarrow \quad$ Domaine 3 \longrightarrow section partiellement comprimée avec armatures inférieures comprimées.

On calcule d'abord μ_u par cette formule :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times f_{bc} \times d^2}$$

Où :

M_a : C'est le moment fictif

b : La largeur du poteau

d : Distance entre la fibre supérieure et l'armature inférieure

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{0.64}{0.6 \times 14.17 \times 0.54^2} = 0.258 < \mu_R = 0.392$$

\longrightarrow La section est de simple armature,
les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.38$$

$$Z = d * (1 - 0.4\alpha) = Z = d * (1 - 0.4 * 0.38) = 0.457 \text{ m}$$

Pour le calcul de A_1 , on utilise cette formule :

$$A_1 = \left(\frac{M_a}{Z} - Nu \right) \times \frac{1}{\sigma_{st}} = \left(\frac{0.64}{0.457} - 2.66 \right) \times \frac{1}{348} = -36.25 \text{ cm}^2$$

De la même manière, on calcule le ferrailage dû aux autres sollicitations, et on le regroupe dans ce tableau :

sollicitations	N(MN)	M(MN.m)	μ_u	α	Z	A ₂	A ₁
N _{max} , M _{cor}	2.662	0.009	0.258	0.38	0.457	0	-36.25
M _{2max} , N _{cor}	1.377	0.036	0.147	0.199	0.497	0	-18.38
M _{3max} , N _{cor}	1.198	0.035	0.130	0.174	0.350	0	-15.98
N _{min} , M _{cor}	0.223	0.007	0.024	0.030	0.533	0	-3.125

Tableau 5.5 : Ferrailage du RDC dû à plusieurs sollicitations

D'après le tableau, on ne constate que $A_1 < 0$. Donc la section non ferrillée résiste aux efforts appliqués, d'où le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage. Alors, on va ferriller avec le min de RPA99 version 2003.

b) Ferrailage minimal :

$$A_{st \text{ min}} = 0.7\% (B) = 0.7\%(60 \times 60) \quad \longrightarrow \quad A_{st \text{ min}} = 25.20 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau des sections, on va choisir : $A_{st \text{ choisi}} = 10T20 = 31.42 \text{ cm}^2$

Pour le ferrailage longitudinal des autres niveaux, on va procéder de la même manière, les résultats seront récapitulés dans le tableau récapitulatif suivant :

Niveau	B (cm ²)	A _{st cal} (cm ²)	A _{st min} (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)
SS	60×60	-3.14	25.20	6T14+10T16 = 29.35
RDC	60×60	-2.285	25.20	6T14+10T20 = 29.35
1	55×55	-1.34	21.18	8T12+8T14 = 21.35
2	55×55	-0.556	21.18	8T16+8T20 = 21.35
3	50×50	-0.302	17.5	16T12 = 18.08
4	50×50	0.75	17.50	16T12 = 18.08
5	45×45	0.221	14.18	14T12 = 15.83
6	45×45	0.672	14.18	14T12 = 15.83
7	40×40	0.576	11.20	10T12 = 11.31
8	40×40	1.72	11.20	10T12 = 11.31
9	35×35	1.75	8.575	8T12 = 9.03
10	35×35	1.52	8.575	8T12 = 9.03

Tableau 5.6 : Ferrailage longitudinal des poteaux

c) Longueur de recouvrement :

D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (en zone D).

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi = 1.2 \text{ cm} \\ \phi = 1.4 \text{ cm} \\ \phi = 1.6 \text{ cm} \\ \phi = 2 \text{ cm} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} L_r = 1.2 \times 40 = 48 \text{ cm, on choisit } L_r = 50 \text{ cm} \\ L_r = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm, on choisit } L_r = 60 \text{ cm} \\ L_r = 1.6 \times 40 = 64 \text{ cm, on choisit } L_r = 70 \text{ cm} \\ L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm, on choisit } L_r = 80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

5.2.7 Calcul du ferrailage transversal :

D'après le RPA99 version 2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où :

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2.50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et à 3.75 dans le cas contraire. Dans notre projet, et puisque λ_g est inférieur à 5 (calculé précédemment), donc ρ_a sera pris égal à 3.75.

t : l'espacement des armatures transversales, et il est calculé comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l \text{ min}, 15 \text{ cm})$

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l \text{ min}$

Avec : ϕ_l c'est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Diamètre des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales est déterminé par cette formule :

$$\theta t \leq \min(h/35 ; b/10 ; \phi_l)$$

Avec :

h et b , les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

ϕ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Section minimale d'armature transversale :

La quantité **d'armatures transversales minimale A_t/t** , en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs précédentes.

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

Le choix de l'espacement ainsi que la vérification du diamètre de ferrailage transversal, sont illustrés sur le tableau 5.7.

Les résultats du ferrailage transversal des poteaux, sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	h (cm)	V_u (MN)	ρ_a	F_e (MPa)	t (cm)	t' (cm)	ϕ_l min (cm ²)	A_t cal (cm ²)	A_t min (cm ²)	A_t choisi (cm ²)
SS	60	0.016	3.75	400	10	15	1.4	0.25	3.42	5 ϕ 10
RDC	60	0.027	3.75	400	10	15	1.4	0.42	3.42	5 ϕ 10
1	55	0.027	3.75	400	10	15	1.6	0.46	3.13	5 ϕ 10

2	55	0.045	3.75	400	10	15	1.6	0.76	3.13	5Ø10
3	50	0.035	3.75	400	10	15	1.4	0.65	2.75	5Ø10
4	50	0.043	3.75	400	10	15	1.4	0.80	2.75	5Ø10
5	45	0.035	3.75	400	10	15	1.4	0.72	1.98	5Ø8
6	45	0.041	3.75	400	10	15	1.4	0.85	1.98	5Ø8
7	40	0.031	2.50	400	10	15	1.4	0.48	1.20	5Ø8
8	40	0.036	2.50	400	10	15	1.4	0.56	1.20	5Ø8
9	35	0.024	2.50	400	10	15	1.4	0.42	1.05	5Ø8
10	35	0.031	2.50	400	10	15	1.4	0.55	1.05	5Ø8

Tableau 5.7 : Ferrailage transversal des poteaux

5.2.8 Zone nodale :

La zone nodale est définie par l' et h' , qui sont représentées sur la figure suivante :

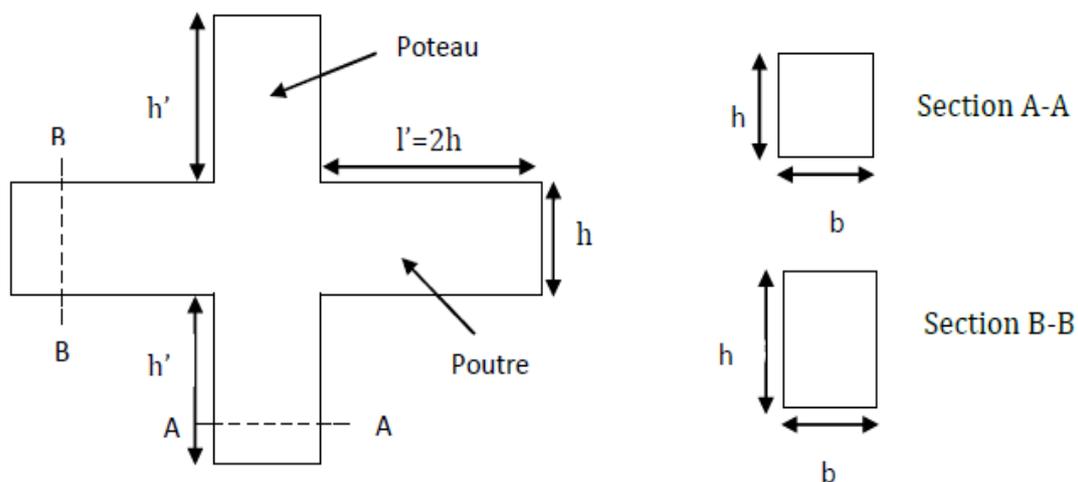


Figure 5.2 : Zone nodale

Avec $h' = \max (h_e/6 ; b ; h ; 60\text{cm})$

Où :

h_e : hauteur d'étage.

b_1 et h_1 : les dimensions de la section du poteau

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	h	b	h_e	h'	$l'(P.P)$	$l'(P.S)$
SS	60	60	357	60	90	60
RDC	60	60	357	60	90	60
1	55	55	357	60	90	60
2	55	55	306	60	90	60
3	50	50	306	60	90	60

4	50	50	306	60	90	60
5	45	45	306	60	90	60
6	45	45	306	60	90	60
7	40	40	306	60	90	60
8	40	40	306	60	90	60
9	35	35	306	60	90	60
10	35	35	306	60	90	60

Tableau 5.8: La longueur de la zone nodale

5.2.9 Vérification à l'ELS :

Calcul de e :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.00144}{1.934} \longrightarrow e = 0.74 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Calcul de P :

$$P = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6nA_{st}}{b} (e - (h/2) + d)$$

$$P = -3(0.74 \cdot 10^{-3} - 0.3)^2 + \frac{6 \cdot 15 \cdot 0.002935}{0.6} \cdot (0.00074 - 0.3 + 0.54)$$

$$P = -1620.14 \text{ cm}^2$$

Calcul de q :

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6nA_{st}}{b} (e - (h/2) + d)^2$$

$$q = 2(0.74 \cdot 10^{-3} - 0.3)^3 - \frac{6 \cdot 15 \cdot 0.002935}{0.6} \cdot (0.00074 - 0.3 + 0.54)^2$$

$$q = -791 \text{ cm}^2$$

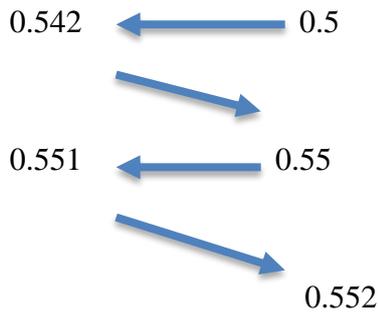
Calcul de e_1 :

Pour calcul e_1 ; on va faire des itérations en utilisant cette formule :

$$e_1 = \sqrt[3]{-(e_1 p) - q}$$

$$e_1 = \frac{-e_1 - q}{p}$$

on choisit $e_1=0.5$



Donc on prend $e_1=0.55$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = 0.3 + 0.55 - 0.74 \cdot 10^{-3} \longrightarrow x = 84.9 \text{ cm}$$

calcul de S :

$$S = \frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) \longrightarrow S = \frac{60 \cdot 84.9^2}{2} - 15 \cdot 29.35 \cdot (54 - 84.9)$$

$$\longrightarrow S = 229844.02 \text{ cm}^3$$

-Vérification des contraintes dans le béton :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot x}{S} = \frac{1.934 \cdot 0.849}{0.2298} \longrightarrow \sigma_{bc} = 7.145 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 \longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

On constate que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ donc la contrainte dans le béton est vérifiée.

On remarque que les deux conditions aux Etats Limites de Service sont vérifiées, et on va faire la même chose pour les autres étage les résultats dont regrouper dans le tableau suivant :

Niveau	$M_s(\text{Mn.m})$	$N_s(\text{Mn})$	$e(\text{m})$	$P(\text{m}^2)$	$q(\text{m}^2)$	$e_1(\text{m})$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{Mpa})$	vérification
SS	0.0014	1.934	$0.74 \cdot 10^{-3}$	-0.162	-0.079	0.552	7.115	15	C.V
RDC	0.0041	1.709	$2.3 \cdot 10^{-3}$	-0.158	-0.078	0.549	6.28	15	C.V
1	0.00119	1.532	$0.77 \cdot 10^{-3}$	-0.148	-0.058	0.512	6.484	15	C.V
2	0.00112	1.264	$0.8 \cdot 10^{-3}$	-0.148	-0.058	0.512	5.979	15	C.V

3	0.00209	1.201	$1.47 \cdot 10^{-3}$	-0.119	-0.043	0.402	5.963	15	C.V
4	0.0039	1.044	$3.73 \cdot 10^{-3}$	-0.115	-0.043	0.458	5.562	15	C.V
5	0.0042	0.889	$4.7 \cdot 10^{-3}$	-0.037	-0.041	0.381	5.93	15	C.V
6	0.0064	0.738	$8.6 \cdot 10^{-3}$	-0.029	-0.041	0.373	4.925	15	C.V
7	0.0058	0.589	$9.84 \cdot 10^{-3}$	-0.026	-0.027	0.331	4.725	15	C.V
8	0.0082	0.444	$18.4 \cdot 10^{-3}$	0.013	-0.027	0.315	3.383	15	C.V
9	0.0063	0.299	$21.6 \cdot 10^{-3}$	0.0038	-0.019	0.263	3.262	15	C.V
10	0.0089	0.156	$57.05 \cdot 10^{-3}$	0.049	-0.021	0.220	1.93	15	C.V

Tableau 5.9 : Vérification à l'ELS

D'après le tableau 5.9, on remarque que la condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc on va garder ces sections du béton.

5.2.10 Schéma du ferrailage :

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi les poteaux du RDC. Le schéma est illustré sur la figure suivante :

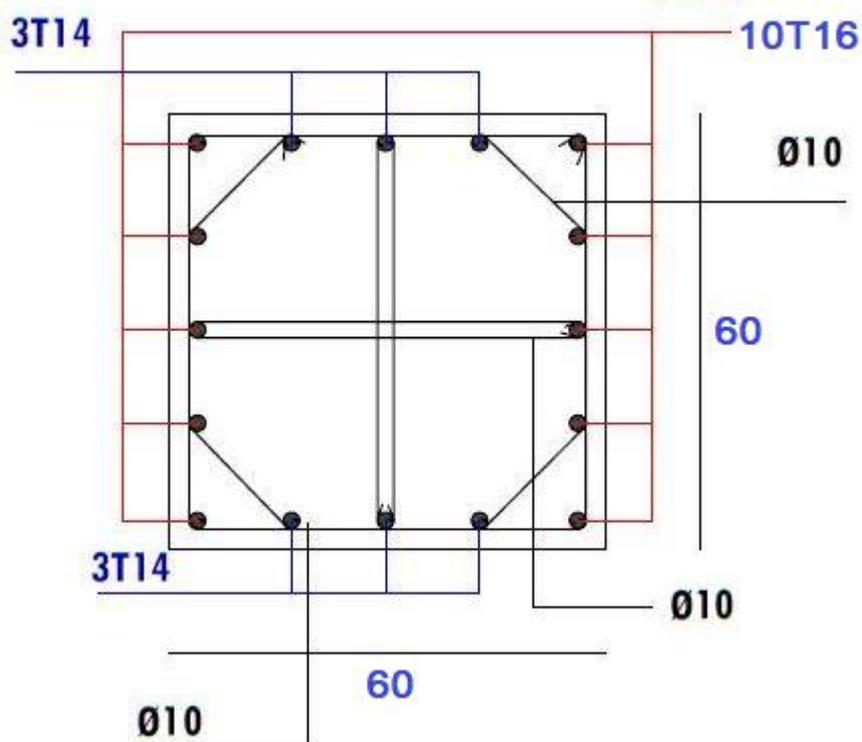


Figure 5.3 : Schéma de ferrailage du poteau RDC (60×60) cm²

5.3 Les poutres :

5.3.1 Introduction:

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables. Dans notre projet on a deux types de poutres :

- Principales qui ont une section de $(0.30 \times 0.45) \text{ m}^2$
- Secondaires qui ont une section de $(0.30 \times 0.30) \text{ m}^2$

5.3.2 Combinaisons des charges :

-Combinaisons fondamentales :

$$\begin{cases} \text{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS} : G + Q \end{cases}$$

Où : G c'est la charge permanente, et Q la charge d'exploitation.

-Combinaisons accidentelles :

$$\begin{cases} 0.8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \quad \text{Où : E c'est l'action du séisme}$$

5.3.3 Recommandation du RPA99, version 2003 :

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone I.

5.3.4 Sollicitations dans les poutres :

Après l'exécution du logiciel SAP2000, on trouve que la combinaison qui donne les sollicitations les plus défavorables est l'ELU et l'ELS.

Les résultats des sollicitations donnés par SAP200, sont regroupés dans ce tableau :

Sollicitations	ELU			ELS		
	M _{trav} (Kn.m)	M _{app} (Kn.m)	T(Kn)	M _{trav} (Kn.m)	M _{app} (Kn.m)	T(Kn)
PP(30*45)	49.04	112.30	179.05	35.83	51.731	130.094
PS(30*30)	20.74	54.43	57.715	15.10	39.488	41.95

Tableau 5.10 : Sollicitations dans les poutres

5.3.5 Calcul des poutres principales :

5.3.5.1 Détermination des armatures longitudinales des poutres principales :

Le calcul se fait en flexion simple.

a) ELU :

Calcul du ferrailage en travée :

Nous avons les données suivantes :

$$\begin{cases} b = 0.30 \text{ m} \\ \sigma_t = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{tu} = 49.04 \text{ KN.m} = 49.04 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h = 0.45 \text{ m} \\ f_{28} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{49.04 * 10^{-3}}{0.3 * 0.405^2 * 14.57} = 0.070 < \mu_R = 0.392$$

→ section simple armature → $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 0.091$$

$$z = d (1 - 0.4 * \alpha) = 0.390$$

$$\text{donc } \rightarrow A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z_s * \sigma_{st}} = \frac{49.04 * 10^{-3}}{0.39 * 341.83} = 3.61 \text{ cm}^2$$

Calcul du ferrailage en appuis :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.3 \text{ m} \\ \sigma_t = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{appui} = 112.30 \text{ KN.m} = 112.30 * 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h = 0.45 \text{ m} \\ f_{28} = 25 \end{array} \right.$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{112.30 * 10^{-3}}{0.3 * 0.405^2 * 14.57} = 0.161 < \mu_R = 0.392$$

⇒ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées cad $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.161}) = 0.22$$

$$z = d (1 - 0.4 * 0.22) = 0.369$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{Z_s * \sigma_{st}} = \frac{112.3 * 10^{-3}}{0.362 * 347.83} = 8.74 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

D'après le BAEL :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000} ; \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_c}\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{30 * 45}{1000} ; \frac{0,23 * 30 * 40.5 * 2.1}{400}\right)$$

→ $A_{min} \geq \max(1.35 \text{ et } 1.467)$

→ $A_{min} \geq 1.467 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée } A_{st}=3.61 > 1.467 \\ \text{En appuis } A_{sa}=8.74 > 1.467 \end{array} \right.$$

Donc la condition est vérifiée suivant les deux direction

b) ELS :

5.3.5.2 Vérification des contraintes dans le béton :

-En travée :

Il faut que cette condition soit vérifiée :

$$\alpha_{tr} < \frac{\lambda - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\lambda = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{49.04}{35.83} = 1.368 \quad \longrightarrow \quad \text{C.N.V}$$

$$A_{tr} = 0.146$$

$$A_{tr} < 0.434 \quad \longrightarrow \quad A_{tr} < 0.434 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

-En appuis :

$$A_{app} = \frac{\lambda - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$A_{app} = 0.286$$

$$A_{app} < \frac{1.374 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.437 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

Armature minimale :

Selon le RPA V2003 :

$$A_{\min} = 0.5\% b * h = 0.5\% * (30 * 45) = 6.75$$

$$A_{st} + A_{sa} = 3.61 + 8.74 = 12.35$$

$$A_{st} + A_{sa} > A_{\min} \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

Armatures maximales :

Zone courante :

$$A_{\max} = 4\% b * h = 4\% * 30 * 45 = 54 \text{ cm}^2$$

Zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% * b * h = 6\% * 30 * 45 = 81 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

En travée :

$$A_{st}=4T12= 4.52\text{cm}^2$$

En appuis :

$$A_{sa}=8T12= 9.03 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \quad \text{Avec : } T_{\max}=179.05*10^{-3}\text{Mn}$$

$$\tau_u = \frac{179.05 * 10^{-3}}{0.3 * 0.405} = 1.47\text{Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{v_b}\right), 4\text{Mpa} = \min\left(\frac{0.2 * 25}{1.5}, 4\right)$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33\text{Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} > \tau_u \rightarrow C.V$$

5.3.5.3 Vérification de la flèche :

La longueur maximal des poutres $L_{\max}=5.45\text{m}$

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{545} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow C.V$$

En travée :

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{30 * 0.9 * 45} < \frac{4.2}{400}$$

$$\rightarrow 3.72 * 10^{-3} < 10.5 * 10^{-3} \rightarrow C.V$$

En appuis :

$$\frac{A_{sa}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{9.03}{30 * 0.9 * 45} < 10.5 * 10^{-3}$$

$$\rightarrow 7.43 * 10^{-3} < 10.5 * 10^{-3} \rightarrow C.V$$

Donc puisque toutes les conditions sont vérifiées on n'a pas besoin de calculer la flèche.

5.3.5.4 Détermination du diamètre des armatures transversale :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}, \frac{30}{10}, 1.2\right) = \min(1.29, 3, 1.2)$$

$$\phi_t = 8\text{mm}$$

Calcul de l'espacement :

D'après RPA 99 V 2003 , on a

Zone nodale :

$$St \leq \min(h/4 ; 12\phi_{\min} ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(45/4 ; 1.2*1.2 ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(11.25 ; 1.44 ; 30 \text{ cm})$$

On adopte : $St=10\text{cm}$

Zone courante :

$$S' \leq h/2 ; S' \leq 45/2 = 22.5\text{cm}$$

On adopte un espacement $S'=20\text{cm}$

5.3.6 Calcul des poutres secondaires :

5.3.6.1 Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires :

Le calcul se fait en flexion simple.

a) ELU :

Calcul du ferrailage en travée :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.30 \text{ m} \\ \sigma_t = 347.83 \text{ MPa} \\ M_{tu} = 20.74 \text{ KN.m} = M_{tu} = 20.74 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \\ h = 0.30 \text{ m} \end{array} \right.$$

calcul de μ_u

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20.74 * 10^{-3}}{0.3 * 0.27^2 * 14.17} = 0.066 < \mu_R = 0.392$$

→ Section à Simple Armature → $A_{sc} = 0$

Calcul de A_{st} :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.066}) = 0.085$$

$$z = d (1 - 0.4 \cdot \alpha) = d (1 - 0.4 \cdot 0.085) = 0.26$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z_s \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.74 \cdot 10^{-3}}{0.26 \cdot 347.83} = 2.29 \text{ cm}^2$$

Calcul de ferrailage en appuis :

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.30 \text{ m} \\ \sigma_{st} = 347.23 \text{ Mpa} \\ M_{app} = 54.41 \cdot 10^{-3} \text{ Mn.m} \\ h = 0.30 \text{ m} \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

Calcul de μ_u

$$\mu_u = \frac{M_{appu}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{54.41 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.27^2 \cdot 14.17} = 0.175 < \mu_R = 0.392$$

→ Section à Simple Armature → $A_{sc} = 0$

Calcul de A_{st} :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.175}) = 0.242$$

$$z = d (1 - 0.4 \cdot \alpha) = d (1 - 0.4 \cdot 0.242) = 0.243$$

Donc :

$$A_{sa} = \frac{M_{appu}}{Z_s \cdot \sigma_{st}} = \frac{54.41 \cdot 10^{-3}}{0.243 \cdot 347.83} = 6.43 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

D'après le BAEL :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000} \text{ et } \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_c}\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{30 \cdot 30}{1000} \text{ et } \frac{0,23 \cdot 30 \cdot 27 \cdot 2.1}{400}\right)$$

$$A_{min} \geq n \max(0.9 \text{ et } 0.98)$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



$$\longrightarrow A_{\min} \geq 0.98 \text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée } A_{st} > A_{\min} \\ \text{En appuis } A_{sa} > A_{\min} \end{array} \right.$$

Donc la condition est vérifiée suivant les deux directions

b)-ELS

5.3.6.2 Vérification des contraintes dans le béton :

En travée :

Il faut que cette condition soit vérifiée :

$$\alpha_{tr} < \frac{\lambda - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\lambda = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{20.74}{15.10} = 1.37$$

$$\alpha_{tr} = 0.201$$

$$\alpha_{tr} < \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\alpha_{tr} < 0.435 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

En appuis :

Vérification des contraintes dans le béton :

En travée :

Il faut que cette condition soit vérifiée :

$$\alpha_{tr} < \frac{\lambda - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\lambda = \frac{M_{appu}}{M_{apps}} = \frac{54.41}{39.488} = 1.38$$

$$\alpha_{app} = 0.255$$

$$\alpha_{app} < \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha_{app} < 0.44 \quad \longrightarrow \quad C.V$$

Armature minimale :

Selon le RPA V2003 :

$$A_{\min} = 0.5\% b * h = 0.5\% * (30 * 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} = 2.29 + 6.43 = 8.72$$

$$A_{st} + A_{sa} > A_{\min} \quad \longrightarrow \quad C.V$$

Armature maximale :

Zone courante :

$$A_{\max} = 4\% b * h = 4\% * 30 * 30 = 36 \text{ cm}^2$$

Zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% * b * h = 6\% * 30 * 30 = 54 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

En travée :

$$A_{st} = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_{sa} = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \quad \text{Avec : } T_{\max} = 57.715 * 10^{-3} \text{ Mn}$$

$$\tau_u = \frac{57.715 * 10^{-3}}{0.3 * 0.3 * 0.9} = 0.712 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{v_b}, 4 \text{ Mpa}\right) = \min\left(\frac{0.2 * 25}{1.5}, 4\right)$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} > \tau_u \rightarrow C.V$$

5.3.6.3 Vérification de la flèche :

La longueur maximal des poutres $L_{\max} = 4.05 \text{ m}$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{405} = 0.074 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow C.V$$

En travée :

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{30 * 0.9 * 30} < \frac{4.2}{400}$$

$$\longrightarrow 3.8 * 10^{-3} < 10.5 * 10^{-3} \longrightarrow \text{C.V}$$

En appuis :

$$\frac{A_{sa}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.78}{30 * 0.9 * 30} < 10.5 * 10^{-3}$$

$$\longrightarrow 8.3 * 10^{-3} < 10.5 * 10^{-3} \longrightarrow \text{C.V}$$

Donc puisque toutes les conditions sont vérifiées on a pas besoin de calculer la flèche.

5.3.6.4 Détermination du diamètre des armatures transversale :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_{\min}\right)$$

$$\longrightarrow \phi \leq \min\left(\frac{30}{35}, \frac{30}{10}, 1.2\right) = \min(0.85, 3, 1.2)$$

$$\longrightarrow \phi = 8\text{mm}$$

Calcul de l'espacement :

D'après RPA 99 V 2003 , on a

Zone nodale :

$$St \leq \min(h/4 ; 12\phi_{\min} ; 30 \text{ cm}) \leq \min(30/4 ; 1.2 * 1.8 ; 30\text{cm})$$

On adopte : St=10

Zone courante :

$$S' \leq h/2 ; S' \leq 30/2 = 15\text{cm}$$

On adopte un espacement S'=20cm

Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I).....RPA99

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi = 1,6 \text{ cm} \\ \Phi = 1,4 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} Lr = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm ,alors on adopte: } Lr = 64\text{cm.} \\ Lr = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm ,alors on adopte: } Lr = 60\text{cm.} \end{array} \right.$$

Le recouvrement des armatures doivent être fait à l'extérieure de la zone nodale.

5.3.6.5 Détermination de la quantité d'armatures transversales :

D'après le RPA V 2003, la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$$

Avec :

S : espacement entre les armatures transversales

b : la largeur du poutre

$$\text{Zone nodale : } A_{t \min} = 0.003 \cdot 10 \cdot 30 \longrightarrow A_{t \min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{t \min} = 0.003 \cdot 15 \cdot 30 \longrightarrow A_{t \min} = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ vérification :}$$

Le ferrailage transversal choisi est égale à : $A_{t \text{ choisie}} = 4\Phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Donc, le ferrailage choisi est supérieur au minimum, pour les deux zones : nodale et courante.

Cette vérification est valable pour les deux poutres : principale et secondaire.

5.3.7 Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires :

Le schéma du ferrailage des poutres principales, ainsi que les secondaires est illustré sur la figure ci-dessous :

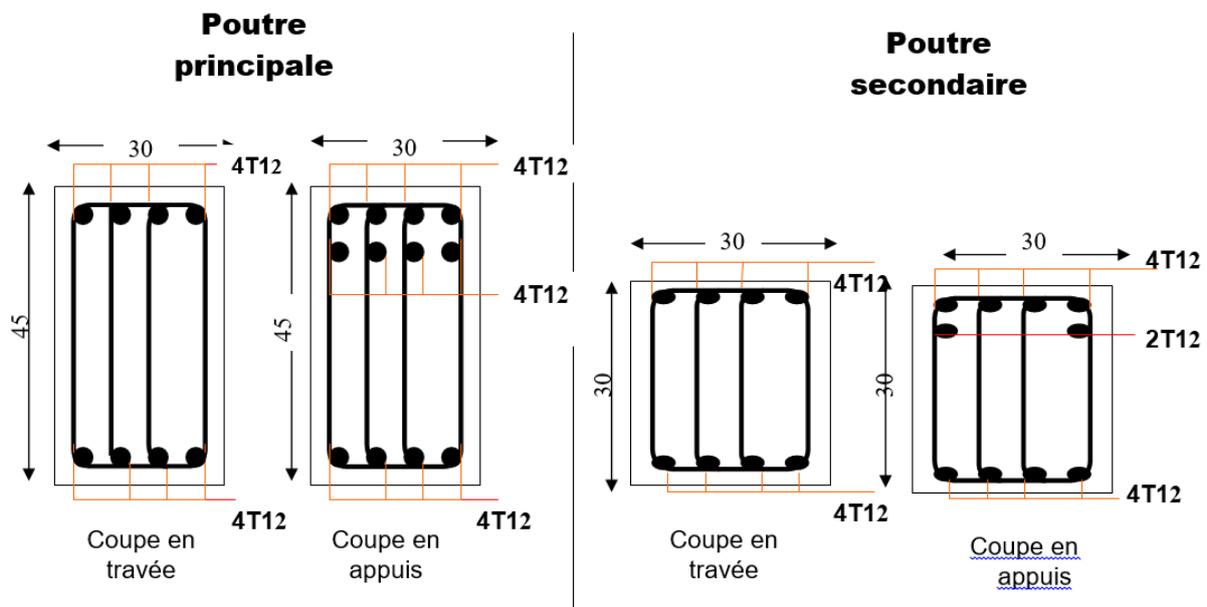


Figure 5.4 : Ferrailage de la poutre principale et de la poutre secondaire

5.3.8 Tableau récapitulatif des poutres :

Le tableau ci-dessous récapitule tout le ferrailage des poutres :

poutre	Niveau	Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal			
		Amin (cm ²)	travée		appui		ϕ_t (mm)	St zone nodale (cm)	St zone courante (cm)
			Acal (cm ²)	choix	Acal (cm ²)	choix			

Poutre principale	SS	6.75	3.61	4T12	3.74	8T12	8	10	20
	RDC	6.75	3.61	4T12	3.74	8T12	8	10	20
	Etage courant	6.75	3.61	4T12	3.74	8T12	8	10	20
Poutre secondaire	SS	4.5	2.22	4T12	6.43	4T12+2T12	8	10	20
	RDC	4.5	2.22	4T12	6.43	4T12+2T12	8	10	20
	Etage courant	4.5	2.22	4T12	6.43	4T12+2T12	8	10	20

Tableau 5.11 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres

5.3.9 Vérification des zones nodales :

D'après le RPA99, version2003, et dans le but d'assurer que les rotules se forment dans les poutres, plutôt que dans les poteaux, il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement, et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique, que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux, ou montant aboutissant au nœud, est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres, ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1.25

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles, et les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2

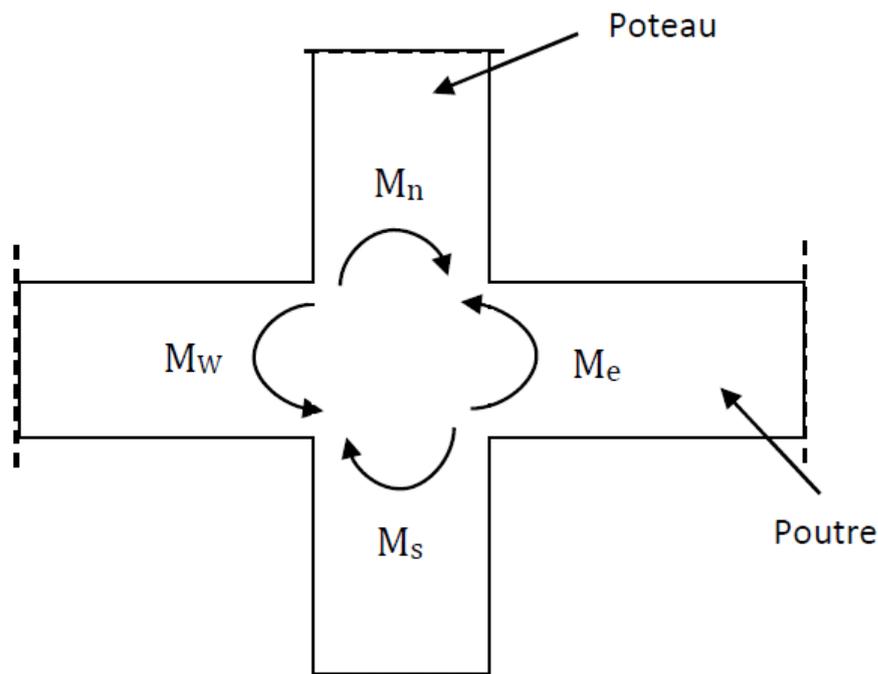


Figure 5.5 : Les moments résistants dans la zone nodale

5.3.10 Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend de :

- Dimensions de la section du béton
- Quantité d'armatures dans la section du béton
- La contrainte limite élastique des aciers

Ce moment résistant est calculé par cette formule :

$$MR = Z \times \sigma_s \times A_s \text{ (MOULELKAF.T et BOUDJEMAA.T, 2017)}$$

$$\text{Avec : } Z = 0.85h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

Où : h c'est la hauteur de la section du béton

Le moment résistant pour chaque section est récapitulé dans le tableau suivant :

B (cm ²)	Z (cm)	A (cm ²)	Mr (KN.m)
60×60	51	29.35	520.203
55×55	46.75	21.35	347.343
50×50	42.5	18.08	267.403
45×45	38.25	15.83	240.662
40×40	34	11.31	213.922
35×35	29.75	9.03	187.182

Tableau 5.12 : Le moment résistant dans les poteaux

5.3.11 Détermination du moment résistant dans les poutres :

Le moment résistant, dans les poutres pour chaque section, est récapitulé dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	Z (cm)	A (cm ²)	Mr (KN.m)
P.P (30×45)	38.25	9.03	120.198
P.S (30×30)	25.50	7.60	67.44

Tableau 5.13 : Le moment résistant dans les poutres

Les résultats des vérifications sont donnés dans le tableau 5.14:

Niveau	Section du poteau	Type de poutre	M _n (kn.m)	M _s (kn.m)	M _w = M _e (kn.m)	M _n +M _s (kn.m)	1.25(M _w +M _e) (kn.m)	Vér
SS	60×60	P.P	520.23	520.23	120.198	1041.806	300.495	C.V
		P.S			67.44		168.60	C.V
RDC	60×60	P.P	347.343	520.23	120.198	867.546	300.495	C.V
		P.S			67.44		168.60	C.V
1	55×55	P.P	347.343	347.343	120.198	694.686	300.495	C.V
		P.S			67.44		168.60	C.V
2	55×55	P.P	267.403	347.343	120.198	614.746	300.495	C.V
		P.S			67.44		168.60	C.V
3	50×50	P.P	267.403	267.403	120.198	534.806	300.495	C.V
		P.S			67.44		168.60	C.V
4	50×50	P.P	240.662	267.403	120.198	508.065	300.495	C.V
		P.S			67.44		168.60	C.V
5	45×45	P.P	240.662	240.662	120.198	481.324	300.495	C.V
		P.S			67.44		168.60	C.V
6	45×45	P.P	213.982	240.662	120.198	454.584	300.495	C.V
		P.S			67.44		168.60	C.V
7	40×40	P.P	213.982	213.982	120.198	427.841	300.495	C.V
		P.S			67.44		168.60	C.V
		P.P			120.198		395.495	C.V

8	40×40	P.S	187.132	213.982	67.44	401.104	168.60	C.V
---	-------	-----	---------	---------	-------	---------	--------	-----

Tableau 5.14 : Vérification de la zone nodale

D'après le tableau ci-dessous, on constate que la condition est vérifiée dans chaque niveau

5.4 Les Voiles :

5.4.1 Introduction :

Beaucoup d'immeubles dans le monde sont construits en utilisant les voiles comme éléments principaux de résistance. Un voile ou un mur de contreventement, peut être généralement défini comme un élément vertical de structure en béton armé, dont l'épaisseur a une dimension largement inférieure aux deux autres, lesquelles se trouvent sur un même plan.

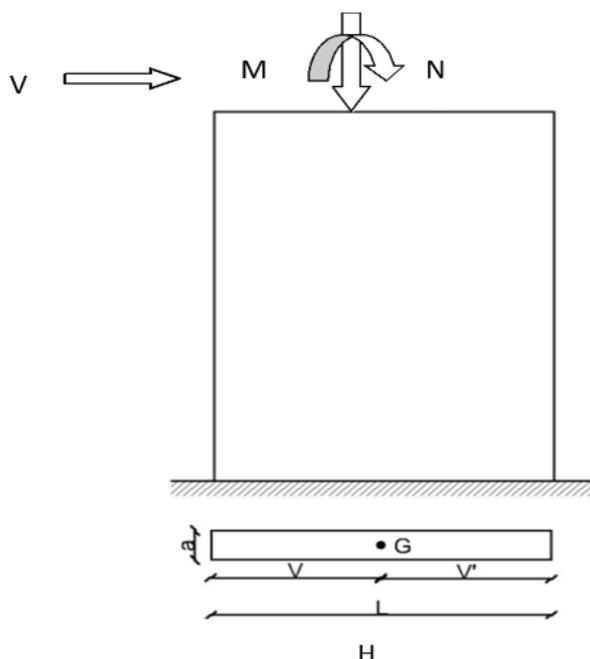
5.4.2 Le rôle des voiles de contreventement :

L'utilisation des voiles en béton armé, pour la construction des structures dans les zones sismiques, est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99/V2003. Les voiles jouent plusieurs rôles :

- Reprendre les charges verticales, dues aux charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers, et aussi les charges horizontales dues aux séismes et le vent.
- Augmenter la rigidité de l'ouvrage.
- Eloigner la possibilité d'instabilité.

5.4.3 Caractéristiques géométriques des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base (Figure 5.6).

**Figure 5.6 :** Voile pleine

Les principaux paramètres influençant le comportement des voiles en béton armé, sont l'élancement (rapport hauteur H sur la largeur du voile L), les armatures (pourcentages et dispositions), et la contrainte normale moyenne. Il y a lieu de distinguer les voiles élancés (élancement H/L supérieur à 2 environ), et les voiles courts (élancement H/L inférieur à 2).

Méthode de calcul :

On détermine les contraintes par la méthode de NAVIER-BERNOULLIE

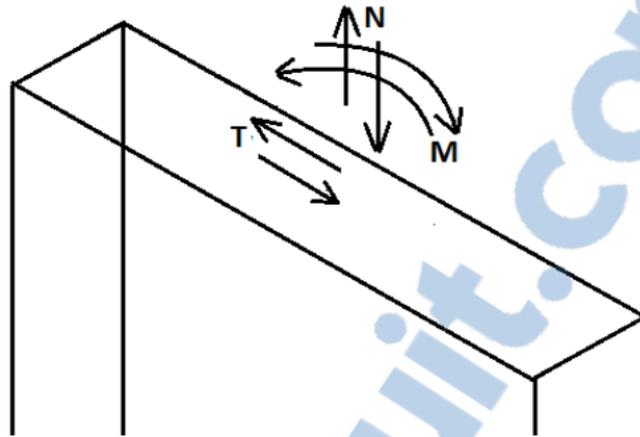


Figure5.7 : voile soumis à la flexion composée.

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M * V}{I} \text{ et } \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M * V}{I}$$

Avec :

(N) : L'effort normal appliqué.

(A) : La section transversale du voile.

(M) : Le moment fléchissant appliqué.

(V) : Le centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

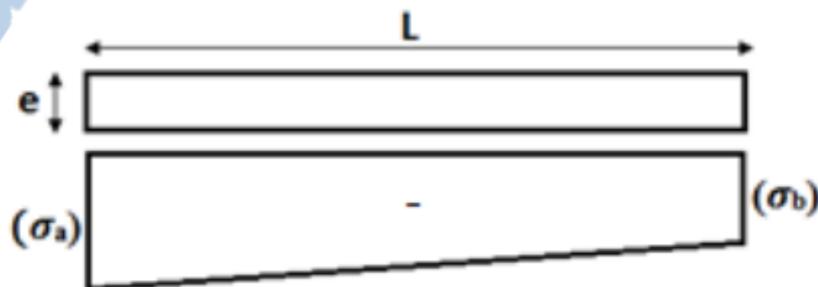
(I) : Le moment d'inertie du voile.

Remarque : On distingue trois cas :

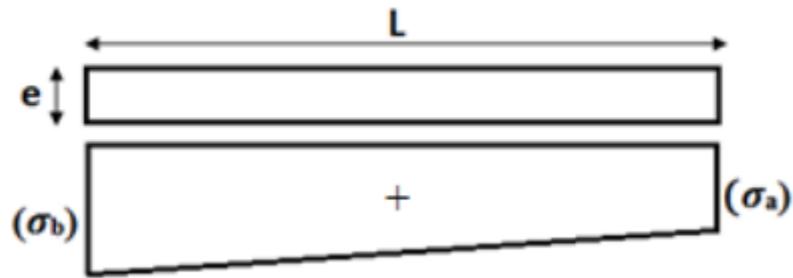
Si (σ_a) et (σ_b) sont des signes négatifs → La section du voile est entièrement tendu

(SET) → Pas de zone tendue, la zone courante est armée par le minimum exigé par le

RPA99/Version2003.



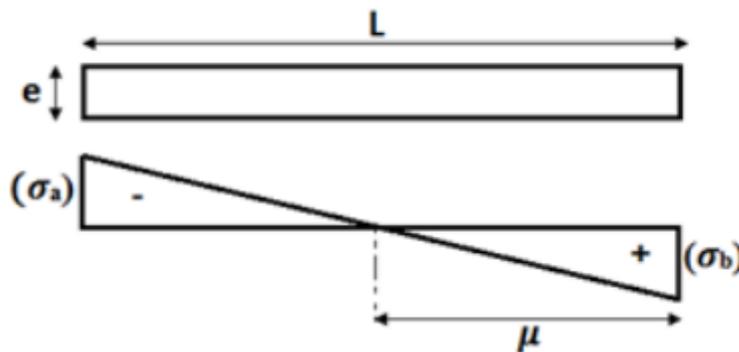
Si (σ_a) et (σ_b) sont des signes positifs → La section du voile est entièrement comprimé



L'effort de traction égale à : $F_T = \frac{(\sigma_a + \sigma_b) * L * e}{2}$

La section d'armature verticale égale à : $A_V = \frac{F_t}{\sigma_{st}}$

Si (σ_a) et (σ_b) sont de signes contraires → La section du voile est partiellement comprimée (SPC)



La longueur de la zone tendue : $\mu = \frac{L}{\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1}$

L'effort de traction égale à : $F_T = \frac{\sigma_b * L * e}{2}$

La section d'armature verticale égale à : $A_V = \frac{F_t}{\sigma_{st}}$

Exemple de calcul :

On va prendre deux exemples de calcul :

• **Le voile (V1) du sous-sol à (0,8G±E) :** Avec (Nmax ; M correspondant)

D'après SAP2000, les sollicitations sont résumées dans le tableau suivant :

	(N (max) ; M (correspondant))	
Sous-sol	N (max) KN/ml	M (correspondant) KN.m/ml
ELU	3615.277	130.5426

(e = 0,20 m) ; (Fe = 400 MPa) ; ($\gamma_s = 1,00$) ; ($\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$)

N : Effort de compression.

$$V = \frac{L}{2} = \frac{3.85}{2} = 1.925 \text{ m}$$

$$I = \frac{e * L^3}{12} = \frac{0.2 * 3.85^3}{12} = 0.951$$

• Calcul des contraintes :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M * V}{I} = \frac{+3615.277}{0.77} + \frac{130.542 * 1.925}{0.951} = 4959.406 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M * V}{I} = \frac{3615.277}{0.77} - \frac{130.542 * 1.925}{0.951} = 4430.923 \text{ MPa} > 0$$

Les contraintes (σ_a) et (σ_b) sont des signes positifs → La section du voile est entièrement comprimé, (SEC)

$$A_{v_{\min}} (\text{RPA}) = 0,0015 \times e \times L = 0,0015 \times 20 \times 100 = 43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L'espacement < min (1,5 e ; 30 cm) → St < 30 cm

5.4.4 Calcul sous Mmax et Ncor :

$$N = 198.193 \text{ KN/ml}$$

$$M = 617.45 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M * V}{I} = \frac{+617.45}{0.612} + \frac{198.793 * 1.925}{0.306} = 2205.5 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M * V}{I} = \frac{617.45}{0.682} - \frac{198.793 * 1.925}{0.306} = -187.243 \text{ MPa} < 0$$

Puisque (σ_a) et (σ_b) sont des signes contraires → La section du voile est partiellement comprimée (SPC)

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue : μ en utilisant les triangles semblables :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_b}{L - \mu} = \frac{\sigma_a}{\mu}$$

$$\mu = \frac{L}{\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1} = \frac{1}{\frac{187.943}{2205.053} + 1} = 0.92 \text{ m}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \frac{\sigma_b * \mu * b}{2} = 254.27 \text{ KN}$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{254,27}{348 \cdot 10^3} = 7,3 \text{ cm}^2 \quad \text{Et par ml} \rightarrow A_s = 2,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times e \times L = 0,0015 \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{t \text{ choisie}} = 7T10/\text{ml} = 5,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures horizontales :

5.4.5 Vérification sous les sollicitations tangentes : D'après RPA99/Version2003 :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 * f_{c28} \rightarrow \tau_b \leq 0,2 * 2500 \rightarrow \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5000 \text{ KPa}$$

Avec :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 * d} \rightarrow \bar{V} = 1,4 * V$$

V : L'effort tranchant maximum.

b₀ : L'épaisseur du voile.

d : Hauteur utile d = 0,9 h

h : Hauteur totale de la section brute

$$f_{c28} = 2500 \text{ KPa}$$

	Voile1		Voile2		Voile3		Voile4		Voile5		
Niveau x	V(KN/ml)	τ _b (KPa)	<τ̄								
SS+RDC +1	304.69	705.32	151.64	351.03	210.06	457.66	380.07	828.04	309.92	675.20	C v
2	296.70	686.80	210.32	573.97	88.51	244.97	376.78	983.11	278.87	708.81	C v
3,4	247.62	675.77	188.31	513.93	89.17	226.64	288.76	733.96	204.87	520.72	C v
5,6	205.68	561.32	160.16	437.09	90.35	229.67	221.58	563.20	158.09	401.84	C v
7,8	153.59	419.17	115.85	316.15	73.93	213.33	156.46	397.68	170.04	279.71	C v
9,10	101.62	277.50	59.47	162.29	77.79	197.72	76.62	194.76	50.25	127.73	C v

Tableau 5.15 : vérification des voiles au cisaillement.

Niveaux	Voile6		Voile7		Voile8		Voile9		$<\bar{\tau}$
	V(KN/ml)	τ_b (KPa)							
SS+RDC+1	45.902	80.003	165.33	288.15	183.44	319.72	71.52	124.65	Cv
2	35.44	74.09	38.84	78.97	48.88	99.39	62.33	126.74	Cv
3,4	44.38	90.24	41.41	84.203	50.42	102.52	65.86	133.92	Cv
5,6	38.56	78.408	35.07	71.31	42.38	86.675	56.24	114.35	Cv
7,8	29.52	60.26	27.77	56.46	33.68	68.48	44.55	90.58	Cv
9,10	16.48	33.51	19.15	38.93	22.94	46.64	31.20	63.44	Cv

Tableau 5.15 : vérification des voiles au cisaillement.

Méthode de calcul des armatures horizontales :

Voile (1) (L = 3,85 m) , e=0.2						
	(Sous sol, RDC ,1)	Etages 2	Etages 3,4	Etage 5 ,6	Etage 7,8	Etage 9,10
N (max) KN/ml	3615.277	3151.395	2710.38	2200.89	1594.451	882.892
M (corr)	130.542	163.697	168.0551	167.984	159.464	141.501
M(max)	1963.398	1516.909	1019.068	653.416	323.3411	141.501
N (corr) KN/ml	2652.873	2316.158	1991.246	1615.659	1169.279	467.748
N (min) KN/ml	1639.092	1440.579	1473.578	1020.461	850.667	467.748
M (corr)	68.6723	107.55	42.7213	117.8016	39.643	37.662
Av (calculé)	2.61	1.68	0	0	0	0
Av (RPA)	3	3	3	3	3	3
Av (adopté)	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5
τ_b	705.32	686.8071	675.774	561.326	419.17	277.532
Ah (calculé)	0.9	0.657	0.646	0.716	0.401	0.265
Ah (RPA)	3	3	3	3	3	3
Ah (adopté)	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71

Tableau 5.16 : Sollicitations et ferrillages calculés du voile (1).

Voile (2) (L = 4.05 m) , e=0.2						
	(Sous sol, RDC ,1)	Etages 2	Etages 3,4	Etage 5 ,6	Etage 7,8	Etage 9,10
N (max) KN/ml	3974.462	2264.146	1937.663	1542.696	1071.447	522.92
M (corr)	79.319	97.887	95.243	87.15	66.727	45.224
M(max)	864.267	1237.6002	876.37	583.136	294.563	155.199
N (corr) KN/ml	730.77	1654.91	1417.393	1129.898	785.993	362.189
N (min) KN/ml	465.294	1050.869	906.855	734.796	522.186	262.502
M (corr)	24.3351	3.416	127.566	176.845	170.73	144.37
Av (calculé)	2.41	1.35	0	0	0	0
Av (RPA)	3	3	3	3	3	3

Av (adopté)	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=	7T10=5.5cm ²	7T10=5.5cm ²
V	151.648	210.321	188.319	160.164	115.85	59.47
τ_b	351.087	573.975	513.93	437.094	316.159	162.296
Ah (RPA)	3	3	3	3	3	3
Ah (calculé) cm ² /ml	0.402	0.549	0.491	0.558	0.302	0.155
Ah (adopté)	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10

Tableau 5.17 : Sollicitations et ferrillages calculés du voile (2).

Voile (3) (L =2.45 m) , e=0.25						
	(Sous sol, RDC ,1)	Etages 2	Etages 3,4	Etage 5 ,6	Etage 7,8	Etage 9,10
N (max) KN/ml	2356.573	1989.881	1676.141	1326.507	926.897	457.921
M (corr)	957.732	8.19	0.1881	18.6036	42.578	78.798
M(max)	860.4207	474.143	298.793	164.789	39.754	91.68
N (corr) KN/ml	496.871	1048.912	617.45	550.885	427.176	376.578
N (min) KN/ml	496.87	629.774	617.495	550.885	426.68	220.37
M (corr)	860.4207	472.642	298.793	164.789	15.851	4.436
Av (calculé)	2.3	3.04	2.98	0	0	0
Av (RPA)	3.75	3.75	3.75	3.75	3.15	3.75
Av (adopté)	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5
V	210.066	88.513	89.17	90.359	83.931	77.79
τ_b	457.66	244.97	296.64	222.67	213.332	137.72
Ah (RPA)	3	3	3	3	3	3
Ah (calculé) cm ² /ml	0.72	0.39	0.36	0.365	0.34	0.314
Ah (adopté)	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71

Tableau 5.18 : Sollicitations et ferrillages calculés du voile (3).

Voile (4) (L =2.45 m) , e=0.25						
	(Sous sol, RDC ,1)	Etages 2	Etages 3,4	Etage 5 ,6	Etage 7,8	Etage 9,10
N (max) KN/ml	2936.143	2528.55 9	2146.509	1713.571	1207.24	623.36

M (corr)	109.8607	88.127	61.025	32.946	2.23	30.353
M(max)	2305.410	1581.221	849.014	394.15	64.67	165.36
N (corr) KN/ml	2232.314	1929.22	1634.352	1299.26	910.707	486.092
N (min) KN/ml	1504.885	1303.257	1099.913	875.75	617.15	320.51
M (corr)	2177.8112	320.85	208.67	120.023	40.058	13.955
Av (calculé)	1.4	1.4	2.61	0	0	0
Av (RPA)	3	3	2.61	0	0	0
Av (adopté)	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5
V	380.074	386.784	288.762	221.582	116.46	76.626
τ_b	828.047	983.116	733.962	563.207	397.68	197.76
Ah (RPA)	1.058	1.25	0.93	0.179	0.4884	0.247
Ah _{calculé} (calculé) cm ² /ml	3	1.25	0.93	0.719	0.484	0.247
Ah (adopté)	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71

Tableau 5.19 : Sollicitations et ferrillages calculés du voile (4).

	Voile (5) (L=3.75 m) , e=0.2					
	(Sous sol, RDC ,1)	Etages 2	Etages 3,4	Etage 5 ,6	Etage 7,8	Etage 9,10
N (max) KN/ml	2401.63	2018.46	1790.68	1440.01	1017.282	521.91
M (corr)	67.282	100.98	76.20	55.079	32.389	10.909
M(max)	1579.76	1099.80	615.66	256.921	91.45	75.35
N (corr) KN/ml	1670.86	1652.78	1254.63	818.752	728.57	389.51
N (min) KN/ml	1113.67	957.049	810.77	649.93	460.207	237.52
MI (corr)	221.01	239.223	164.606	108.126	54.345	17.57
Av (calculé)	2.48	1.95	0	0	0	0
Av (RPA)	3	3	3	3	3	3
Av (adopté)	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5
V	309.921	278.87	204.87	158.096	110.048	50.254
τ_b	675.209	708.81	520.72	401.84	279.71	127.73
Ah (RPA)	0.86	0.90	0.66	0.512	0.35	0.162

Ah (calculé) cm ² /ml	3	3	3	3	3	3
Ah (adopté)	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71

Tableau 5.20 : Sollicitations et ferrailages calculés du voile (5).

	Voile (6) (L =0.77 m) , e=0.25					
	(Sous sol, RDC ,1)	Etages 2	Etages 3,4	Etage 5 ,6	Etage 7,8	Etage 9,10
N (max) KN/ml	1145.607	1025.83	888.23	730.401	534.37	289.54
M (corr)	47.72	25.761	33.39	26.51	17.198	6.406
M(max)	96.011	71.68	72.49	61.16	45.67	25.483
N (corr) KN/ml	842.174	804.79	710.206	589.84	433.059	233.966
N (min) KN/ml	550.92	456.59	382.45	308.69	224.43	122.46
M (corr)	7.85	38.068	32.503	30.047	26.255	20.248
Av (calculé)	0	0	0	0	0	0
Av (RPA)	3.75	3	3.75	3.75	3.75	3.75
Av (adopté)	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5
V	45.902	36.441	44.38	38.56	0	16.48
τ_b	80.003	74.099	90.24	78.408	29.52	33.51
Ah (RPA)	0.127	0.118	0.143	0.124	60.026	0.053
Ah (calculé) cm ² /ml	3	3	3	3	3	3
Ah (adopté)	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71

Tableau 5.21 : Sollicitations et ferrailages calculés du voile (6).

	Voile (7) (L =2 m) , e=0.25					
	(Sous sol, RDC ,1)	Etages 2	Etages 3,4	Etage 5 ,6	Etage 7,8	Etage 9,10
N (max) KN/ml	852.74	697.27	565.59	432.2	277.40	135.53
M (corr)	31.64	44.12	43.15	47.089	50.55	23.70
M(max)	440.86	222.608	160.809	115.188	80.276	34.22
N (corr) KN/ml	574.48	469.006	381.25	292.81	189.376	93.53
N (min) KN/ml	413.11	333.73	270.705	206.67	133.056	64.64

M (corr)	433.57	211.043	54.75	45.98	38.309	21.044
Av (calculé)	2.67	1.54	0.97	0.55	0.24	0.18
Av (RPA)	3.75	3.7	3.7	3.7	3.7	3.7
Av (adopté)	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5
V	165.33	38.84	41.41	35.07	27.77	19.15
τ_b	288.15	78.97	84.203	71.31	56.46	38.93
Ah (RPA)	0.46	0.124	0.134	0.113	0.089	0.060
Ah (calculé) cm ² /ml	3	3	3	3	3	3
Ah (adopté)	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71

Tableau 5.22 : Sollicitations et ferrillages calculés du voile (7).

	Voile (8) (L =2.2 m) , e=0.25					
	(Sous sol, RDC ,1)	Etages 2	Etages 3,4	Etage 5 ,6	Etage 7,8	Etage 9,10
N (max) KN/ml	934.26	758.97	624.18	485.93	328.236	154.58
M (corr)	76.091	40.725	33.56	16.24	2.969	21.507
M(max)	586.44	270.13	183.16	103.45	43.68	25.0
N (corr) KN/ml	714.226	564.006	461.16	356.331	242.41	101.96
N (min) KN/ml	452.062	360.99	295.59	229.74	155.412	72.91
M (corr)	44.64	39.88	25.94	19.72	16.922	18.62
Av (calculé)	1.26	1.30	0.95	0	0	0
Av (RPA)	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
Av (adopté)	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5
V	183.442	48.88	50.42	42.38	33.68	22.94
τ_b	319.72	99.39	102.52	86.17	98.48	46.64
Ah (RPA)	0.509	1.58	0.162	0.137	0.108	0.073
Ah (calculé) cm ² /ml	3	3	3	3	3	3
Ah (adopté)	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71

Tableau 5.23 : Sollicitations et ferrillages calculés du voile (8).

Voile (9) (L=1.45 m) , e=0.25						
	(Sous sol, RDC ,1)	Etages 2	Etages 3,4	Etage 5 ,6	Etage 7,8	Etage 9,10
N (max) KN/ml	1387.68	1211.59	1535.303	832.918	590.827	306.39
M (corr)	9.93	50.515	49.78	42.0051	32.899	23.614
M(max)	296.36	153.37	121.906	90.358	61.451	36.27
N (corr) KN/ml	1023.136	1023.391	905.023	740.62	529.46	277.83
N (min) KN/ml	662.19	503.236	398.069	306.802	213.052	106.99
M (corr)	22.39	88.93	59.257	37.164	19.43	5.954
Av (calculé)	0	0	0	0	0	0
Av (RPA)	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
Av (adopté)	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5	7T10=5.5
V	71.52	62.33	65.86	56.84	44.55	90.58
τ_b	124.65	126.74	133.92	144.35	90.58	63.44
Ah (RPA)	0.198	0.201	0.212	0.23	0.143	0.1
Ah (calculé) cm ² /ml	3	3	3	3	3	3
Ah (adopté)	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71

Tableau 5.24 : Sollicitations et ferrailages calculés du voile (9).

5.5 Etude du voile périphérique (sous -sol) :

D'après le RPA 99/ 2003, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimum d'armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

5.5.1 Dimensions du voile :

On va faire les calculs pour une bande de 1ml, une hauteur de 2.88 m, et une épaisseur de 0.20m.

5.5.2 Evaluation des charges :

Les charges appliquées sur le voile périphérique sont :

- La poussée des terres
- La surcharge uniforme $q = 4 \text{ KN/m}^2$ (bâtiment mitoyen, R+2 à usage d'habitation).

Le schéma statique est représenté sur cette figure :

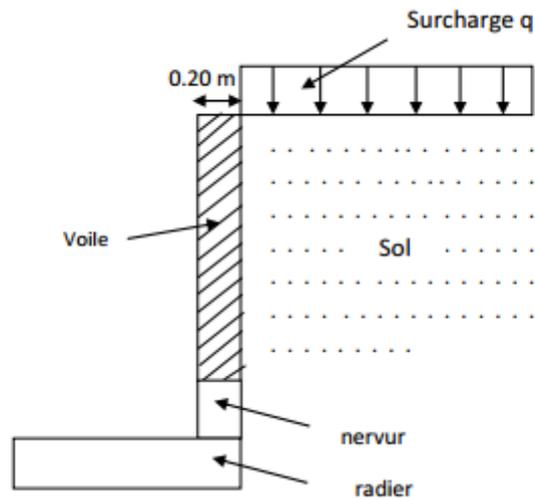


Figure 5.8 : schéma statique du voile périphérique

5.5.3 Coefficient de poussée des terres au repos K_0 :

Puisque le voile est encasté dans un radier très rigide et ne peut pivoter, le sol exerce sur le voile une pression voisine de la pression au repos. Dans ce cas on calcule la poussée en utilisant le coefficient K_0 , qui est calculé par cette formule :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (\text{J.COSTET et G.SANGLERAT, 1983})$$

Où : φ' c'est l'angle de frottement à long terme

$$K_0 = 1 - \sin 16.7 \quad \rightarrow \quad K_0 = 0.712$$

5.5.4 Calcul de forces :

5.5.4.1 Force due à la poussée du sol :

Cette force notée F_1 est calculé par cette formule :

$$F_1 = (\gamma H K_0 - 2C' \sqrt{K_0}) * \frac{h}{2}$$

Où :

C : la cohésion à long terme

H : hauteur du voile

γ : Le poids volumique du sol

K_0 : coefficient de poussée des terres

Donc :

$$F_1 = (20.24 * 3.57 * 0.712) * \frac{3.57}{2} \rightarrow F_1 = 91.91 \text{ KN / ml}$$

5.5.4.2 Force due à la surcharge q :

La force notée F_2 due au surcharge q , égale à :

$$F_2 = (q * K_0) * h = (4 * 0.712) * 3.57 \rightarrow F_2 = 12.038 \text{ KN/ml}$$

Remarque :

Puisque le voile est encasté en pied dans le radier, et en tête dans la poutre, donc ce n'est pas la peine de vérifier le glissement, ni le renversement.

5.5.5 Combinaisons d'actions :

• ELU :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 91.91 + 1.5 * 12.038 \rightarrow Q_u = 142.135 \text{ KN/m}^2$$

- ELS :

$$Q_s = G + Q = 91.91 + 12.038 \rightarrow Q_s = 103.94 \text{ KN/m}^2$$

5.5.6 Calcul du moment :

Pour le calcul du moment on va utiliser la méthode de B.A.E.L:

Pour savoir si elle est portante dans un seul sens, on doit calculer α

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 3.57 - 0.3 = 3.27 \text{ m} \\ L_y = 4.05 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{3.27}{4.05} = 0.88 > 0.40 \text{ la dalle portant dans les deux sens}$$

Puisque la dalle porte dans les deux sens, donc Le moment suivant les deux directions x et y, est calculé par ces deux formules :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x \cdot P \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{array} \right.$$

Où :

M_x : le moment fléchissant suivant x.

M_y : le moment fléchissant suivant y.

P : la charge uniformément répartie par unité d'aire.

L_x : la longueur du voile

μ_x et μ_y : Coefficient obtenues à partir d'un tableau, en fonction de α

- ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xu} = 0.047 \cdot 142.135 \cdot (3.27)^2 = 72.64 \text{ KN.m/ml} \\ M_{yu} = 0.740 \cdot 72.64 = 53.75 \text{ KN.m/ml} \end{array} \right.$$

- ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xs} = 0.0549 \cdot 103.94 \cdot 3.27^2 = 61.01 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ys} = 0.818 \cdot 61.01 = 49.91 \text{ KN.m/ml} \end{array} \right.$$

- ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{txu} = 0.75 \cdot M_{xu} = 0.75 \cdot 72.64 = 54.48 \text{ KN.M} \\ M_{tyu} = 0.75 \cdot M_{yu} = 0.75 \cdot 53.75 = 40.31 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Rapport-gratuit.com

LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



• ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{txs} = 0.75 * M_{xs} = 0.75 * 61.01 = 45.75 \text{ KN.m} \\ M_{tys} = 0.75 * M_{ys} = 0.75 * 49.91 = 37.43 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

5.5.7 Calcul de ferrailage du voile périphérique:

Le calcul de ferrailage du voile périphérique, se fait en flexion simple et sur une bande de 1 mètre linéaire .

La section de calcul est représenté sur la figure suivante :

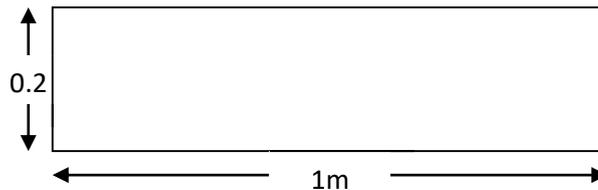


Figure 5.9 : Section de calcul du voile périphérique

-Ferrailage suivant y :

On calcul d'abord μ_u par cette formule :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

Où :

M_u : le moment max en travée.

b : la longueur de la bande.

d : distance entre la fibre supérieur et l'armature.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{40.31 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.2)^2 * 14.17} = 0.087$$

$$\mu_R = 0.392 (\text{Fe400 et } \gamma_s = 1.15).$$

$$\mu_u < \mu_R$$

⇒ Donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées cad $A_{sc}=0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u}) = 0.113$$

$$z = d (1 - 0.4 * \alpha) = 0.171$$

$$\text{Où : } d = 0.9h = 0.9 * 0.2 = 0.18$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}} = \frac{40.31 * 10^{-3}}{0.171 * 348} = 6.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

5.5.8 Section minimale d'armatures :

- Le sens de la plus grande portée y :

$$A_{ymin} = 0.08\% B = 0.08\% * 20 * 100 = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{CAB,93})$$

Où :

h_0 : l'épaisseur du voile.

- Le sens de la plus petite portée x :

$$A_{x\min} = \frac{3-\alpha}{2} A_{y\min} = \frac{3-0.88}{2} * 1.6 = 1.696 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix de diamètre :

$$\phi < \frac{h_0}{10} \rightarrow \phi < \frac{20}{10} = 20 \text{ mm}$$

Le diamètre d'armature choisi doit être inférieur à 20 mm.

5.5.9 Choix des armatures :

• Sens x-x :

On prend $A_{st}(x) = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$A_{st \text{ choisi}}(x) = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.696 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

• Sens y-y :

On prend $A_{st}(y) = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$A_{st}(y) = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

5.5.10 Disposition constructive :

L'espacement max des barres d'une même nappe est calculé comme suit :

Suivant y :

$$S_{ty} \leq \min(4h_0; 33 \text{ cm}) = \min(20; 33 \text{ cm}) \quad (\text{BAEL},91)$$

$$S_{ty} \leq 33 \text{ cm}$$

On va adopter un espacement $S_{ty} = 20 \text{ cm}$

Suivant x :

$$S_{tx} \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) = \min(60; 33 \text{ cm}) \quad (\text{BAEL},91)$$

$$S_{tx} \leq 33 \text{ cm}$$

On va adopter un espacement $S_{tx} = 20 \text{ cm}$

5.5.11 Vérification de l'effort tranchant :

-Au milieu du grand côté :

$$V_{uy} = \frac{q_u l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}}$$

$$V_{uy} = \frac{142.135 * 4.05}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.88}{2}}$$

$$V_{uy} = 199.74 \text{ KN}$$

-Au milieu du petit côté :

$$V_{ux} = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{142.74 * 3.27}{3} \rightarrow V_{ux} = 155.58 \text{ KN}$$

$$V_u = \max(V_{ux}, V_{uy}) = \max(199.749, 155.53) \rightarrow V_u = 199.749 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{199.74 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 1.109 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

Donc : $\bar{\tau}_u > \tau_u$ Condition vérifier

5.5.12 Vérification à ELS :

Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2} x^2 + A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

Avec : $A_{sc}(x-d')=0$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 * 6.79(18 - x') = 0$$

$$50x^2 + 101.85x - 1833.3 = 0$$

$$\rightarrow x = 5.12 \text{ cm}$$

- Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{b}{3} x^3 = 4.47 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st} (d - x)^2 = 1.126 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I = I_b + \eta I_{st} = 4.47 * 10^{-5} + 15 * 1.126 * 10^{-5}$$

$$I = 0.029 \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = \frac{45.75 * 10^{-3} * 5.12 * 10^{-2}}{2.13 * 10^{-4}} = 10.99 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 10.99 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

On constate que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow$ Condition vérifier.

5.5.13 Schéma de ferrailage du voile périphérique :

Le schéma de ferrailage du voile périphérique, sera le même de celui du voile de contreventement.

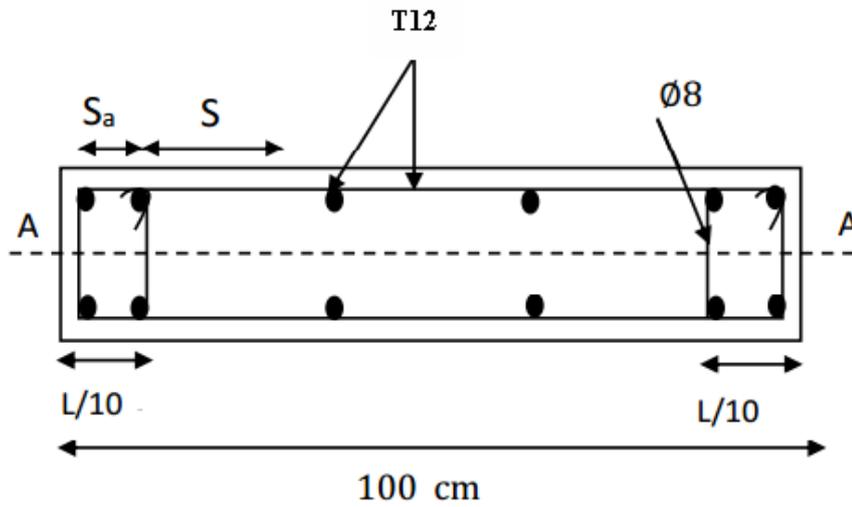


Figure 5.10 : Vue en plan du ferrailage du voile

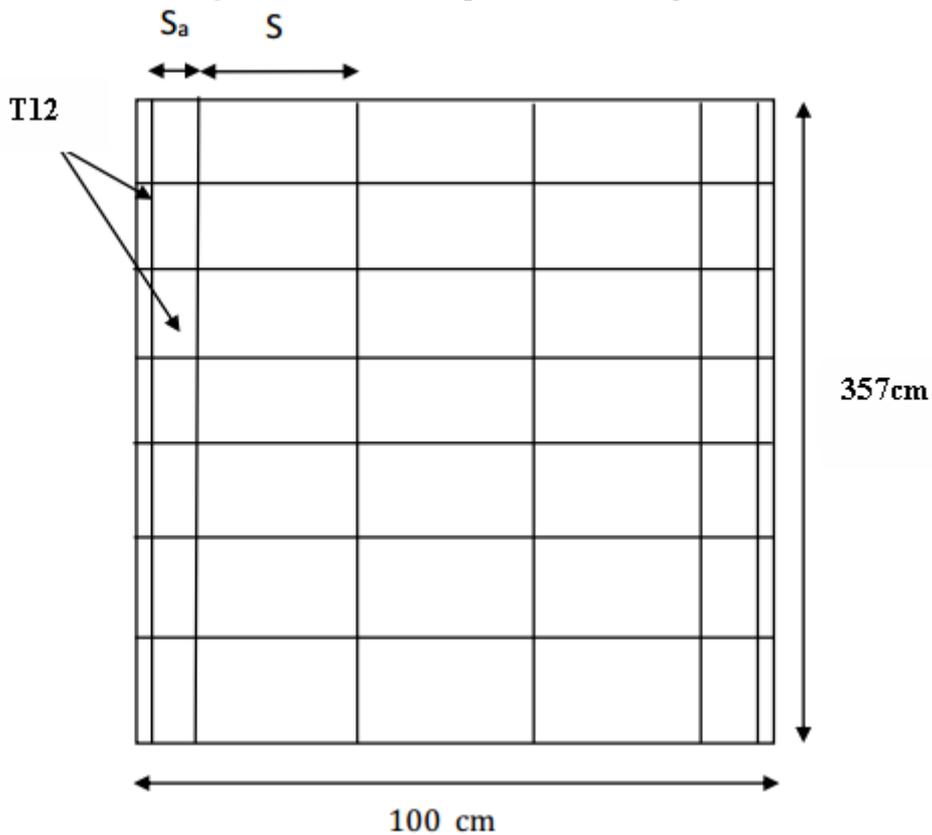


Figure 5.11 : Coupe longitudinale du voile de (coupe A-A)

5.6. Conclusion :

Ce chapitre a été consacré pour l'étude des éléments structuraux, (Poteaux ; Poutres ; Voile). Les poteaux ont été calculés à la flexion composée sous un effort normal et un moment fléchissant, et au cisaillement sous un effort tranchant, ils ont été ferrailés avec les sollicitations maximales à l'état limite ultime, combinaison fondamentale du C.B.A.93 et à l'état accidentel exigée par le RPA99/Version2003, le ferrailage adopté pour les poteaux est le maximum obtenu par le calcul manuel et celui donnée par le RPA/Version2003 et le C.B.A.93.

Les poutres ont été calculées à la flexion simple sous un moment de fléchissant, et au cisaillement sous un effort tranchant, en tenant en compte les sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentés par le C.B.A.93 et le RPA99/Version2003, le ferrailage adopté est le maximum obtenu par le calcul et celui exigé par les deux codes.

Les voiles ont été calcul dans les deux directions, verticalement pour résister à la flexion composée et horizontalement pour résister à l'effort tranchant, le calcul des voiles sera effectué suivant les règles du (C.B.A.93) et (B.A.E.L.91) et les vérifications selon le règlement parasismique algérien (RPA99/Version2003).

On remarque que pour les poteaux et les voiles, les sections des armatures calculées sont pratiquement toujours faibles, ce qui implique, que ces éléments sont surdimensionnés.

Enfin, On en déduit que le Règlement Parasismique Algérien favorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre 6 :

Etude de l'infrastructure

6.1 Introduction :

Les fondations d'un bâtiment sont les parties inférieures d'une construction, ils assurent la transmission des efforts de cette structure sur le sol.

Les fondations reportent les charges permanentes G (poids propres), et les charges d'exploitation Q, à un niveau convenable, et les répartissent sur une couche de terrain de résistance adéquate, en assurant la stabilité et la sécurité de la fondation et du bâtiment.

Les critères influant le choix d'une fondation sont donc :

- La qualité du sol.
- Les charges amenées par la construction.
- Le coût d'exécution.
- Les conditions relatives au voisinage du projet (par exemple, structures avoisinantes, réseaux divers).

D'après le rapport fournis par le laboratoire GETPRIM (voir annexe A), La contrainte admissible est égale à 1.68 kg/cm^2

Donc, on va passer par des fondations sur radier général nervuré, qui sont des fondations superficielles.

6.2 Hypothèses de calcul :

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service, pour leurs dimensions extérieures, et à l'état limite ultime de résistance, ou à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

6.3 Semelles filantes :

On doit vérifier est ce que on peut utiliser les semelles filantes ou non :

Semelle filante	Ns (KN)	L (m)	Contrainte (KN/m ²)	S (m ²)	B (m)
1	6001.668	15.5	168	35.724	2.304
2	6502.244	15.5	168	38.703	2.498
3	8402.561	15.5	168	50.015	3.226
4	9536.599	15.5	168	56.765	3.662
5	7877.384	15.5	168	46.889	3.025
6	8893.784	15.5	168	52.939	3.415
7	7986.689	15.77	168	47.539	3.014
8	10245.28	23	168	60.983	2.651
9	10546.57	23.77	168	62.777	2.641
10	11338.44	24.5	168	67.49	2.754
11	13421.55	25.27	168	79.89	3.161
12	11414.91	25.95	168	67.945	2.618
			Somme	667.659	

Tableau 6.1 : Calcul de la surface des semelles filantes

D'après le ci-dessus, la surface des semelles filantes totale est égale à 667.659m^2 . En revanche, La surface totale du sol d'assise est 379.362m^2 , donc :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{totale}}} = \frac{667.659}{379.362} = 1.75 > 0.5$$

On remarque que les semelles filantes occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

6.4 Définition d'un radier général :

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

En fonction de la taille de l'immeuble à construire et le type de sol, il existe plusieurs types du radier, dont le radier plat d'épaisseur constant, le radier nervuré, le radier champignon et le radier voûté.

6.5 Pré dimensionnement du radier :

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.

L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

Où :

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives, elle est égale a $L_{\text{max}} = 5.45\text{m}$

$$h_n \geq \frac{5.45}{10} = 0.54$$

On prend $h_n = 1\text{m}$

L'épaisseur h_d de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Où :

h_d : L'épaisseur de la dalle.

$$h_d \geq \frac{5.45}{20} = 0.27$$

On prend $h_d = 0.6\text{m}$

• Proposition 1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_n = 1\text{m} \\ h_d = 0.6\text{m} \end{array} \right.$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol ($\sigma_b > 1.68\text{kg/cm}^2$). Donc on augmente les valeurs de h_n et h_d .

• Proposition 2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_n = 1.2\text{m} \\ h_d = 0.6\text{m} \end{array} \right.$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol ($\sigma_b > 1.68 \text{ kg/cm}^2$). Donc on augmente les valeurs de h_n et h_d

• Proposition 3 :

$$\begin{cases} h_n = 1.4\text{m} \\ h_d = 0.8\text{m} \end{cases}$$

Ces valeurs vérifient la contrainte du sol.

Les dimensions du radier sont illustrées sur la figure 6.1.

Remarque : Pour la largeur de la nervure, on va la prendre égale à 100 cm.

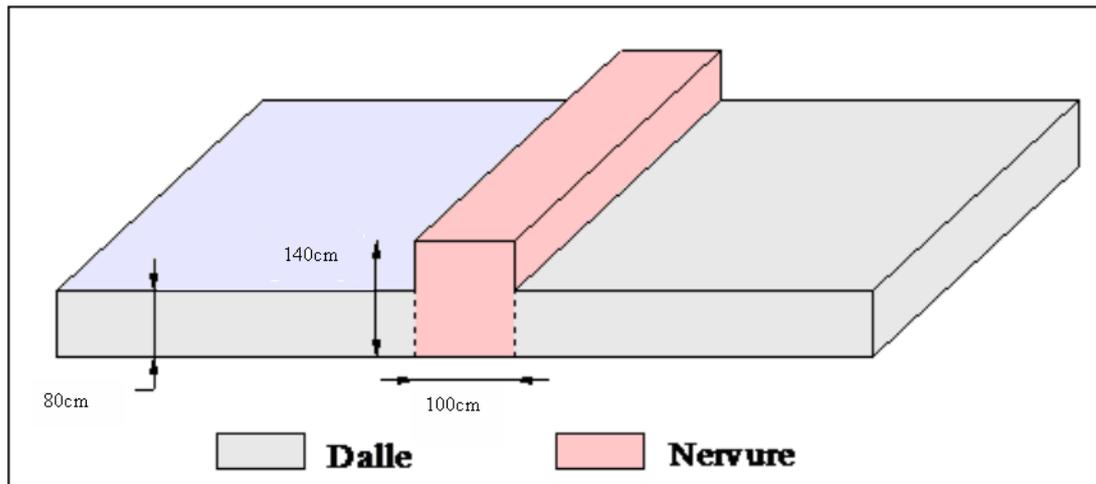


Figure 6.1 : Dimensionnement du radier

6.6 Vérifications nécessaires :

6.6.1 Vérification au poinçonnement :

D'après le B.A.E.L, La condition de non poinçonnement est vérifié si :

$$N_u \leq 0.045 * h * P_r * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité, elle est tirée directement du SAP2000.

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

$$\gamma_b = 1.5$$

$$N_u = 2662.232 \text{ KN}$$

P_r : Périmètre du centre cisailé, il est calculé comme suit :

$$P_r = 4(a + h_n)$$

Où :

$$h_n : \text{l'épaisseur de la nervure} \quad h_n = 120 \text{ cm}$$

$$a : \text{largeur de la nervure} \quad a = 100 \text{ cm}$$

$$P_r = 4(100 + 120) = 880 \text{ cm}$$

$$N_u \leq 0.045 * h * P_r * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow 2662.232 \leq 0.045 * 1.4 * 8.8 * \frac{25 * 10^3}{1.5}$$

$$2662.232 \leq 9240 \text{KN/m}^2$$

Puisque la condition est vérifiée, donc il n'y a pas un risque de poinçonnement.

6.6.2 Calcul de débordement D :

le débordement D, doit être égal à :

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}, 30\text{cm}\right) \rightarrow D \geq \max\left(\frac{140}{2}, 30\text{cm}\right) \rightarrow D \geq \max(70, 30) \rightarrow D \geq 70\text{cm}$$

On va adopter un débordement $D = 75 \text{ cm}$ qui sera réalisé seulement dans les 2 cotées où il n'y a pas un voisinage.

6.6.3 Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a une contrainte du sol égale à $\sigma_{\text{sol}} = 1.68 \text{ bar}$.

Pour que la contrainte du sol soit vérifiée, on doit vérifier ces deux conditions :

-Condition 1 :

$$\sigma_{b1} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_{b1} = K * Z_{\text{max}}$$

$$\sigma_{b2} = K * Z_{\text{min}}$$

Où :

Z_{max} et Z_{min} : Déplacement maximal suivant Z.

K : Coefficient de BALLAST, égal à deux fois la contrainte du sol

$$K = 2 * \sigma_{\text{sol}} \longrightarrow K = 3.36 \text{ kg/cm}^3$$

$$Z_{\text{max}} = 0.537 \text{ cm}$$

$$Z_{\text{min}} = 0.259 \text{ cm}$$

Donc:

$$\sigma_{b1} = 3.36 * 0.537 = 1.804 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b2} = 3.36 * 0.259 = 0.87 \text{ bar}$$

Donc on aura :

$$\sigma_b = \frac{3\sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4} \rightarrow \sigma_b = \frac{3 * 1.804 + 0.87}{4} \rightarrow \sigma_b = 1.57 \text{ bar}$$

$$\sigma_b < \sigma_{\text{sol}} \longrightarrow 1.57 < 1.68 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

-Condition 2 :

$$\sigma_{b2} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec:

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S}$$

Où :

F_z : Réaction total de la structure à l'ELS obtenu par SAP2000 ($F_z = 74178.75 \text{ KN}$).

S: Surface du radier, égale à 441.575 m^2

$$\sigma_{b2} = \frac{7417875 * 10^2}{441.575 * 10^4} = 1.67 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b2} \leq \sigma_{sol}$$

6.6.4 Vérification du tassement:

D'après le rapport géotechnique fourni par le laboratoire GETPRIME, le tassement égal à : $\Delta H = 16.48 \text{ cm}$.

Donc, le tassement réel tiré à partir du SAP2000 (0.537 cm), est inférieur à celui de GETPRIME.

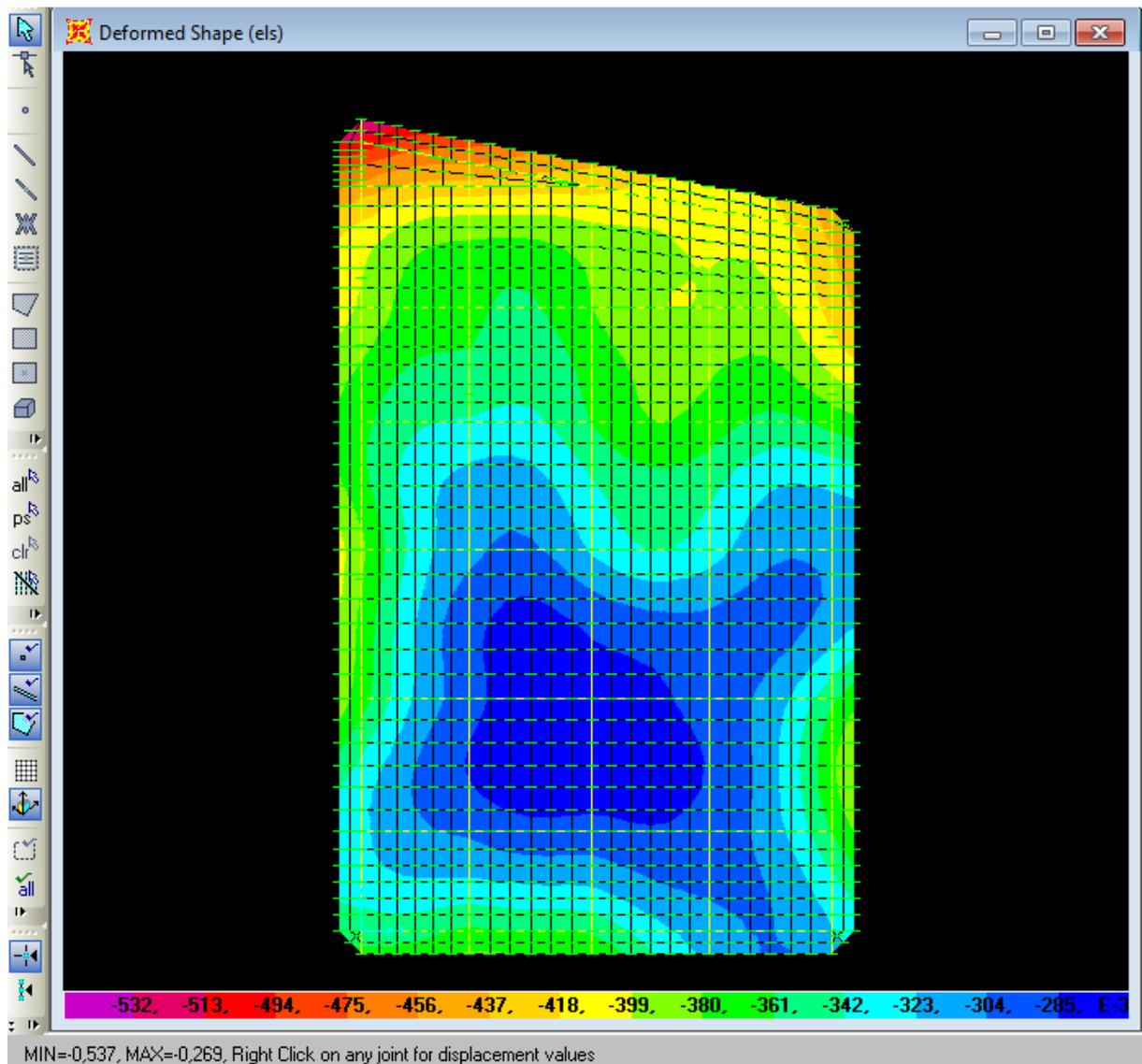


Figure 6.2 : Déplacement maximum selon l'axe Z

6.6.5 Vérification de la stabilité au renversement :

D'après le RPA99, version 2003, pour éviter le risque de renversement, il faut que cette condition soit vérifiée :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Où :

M : c'est le moment de renversement

N : ensemble des charges verticales

B : longueur de bâtiment

Avec :

$$M = \sum_1^{12} F_i h_i$$

$$N = W + P_{\text{radier}} + P_{\text{remblais}}$$

Où :

W c'est l'effort normal, égal à 41945.153 KN (à partir du SAP 2000).

P.Pradier : poids propre du radier

Premblais : poids propre du remblai

Le poids propre du radier est calculé selon cette formule :

$$P.P_{\text{radier}} = S * h * \gamma_b$$

Avec :

S : la section du radier

H : la hauteur du radier

γ_b : Le poids volumique du béton armé

$$P.P_{\text{radier}} = 441.571 * 0.8 * 25 = 8831.5 \text{ KN}$$

Donc, le poids total du radier égal à 8831.5KN

6.7 Calcul du poids propre du remblai :

$$P.P_{\text{terre}} = d(B * L * \gamma_{\text{remblai}})$$

Avec :

d : l'ancrage, il est pris égale à 1.5m

B et L : les dimensions du radier

$$P.P_{\text{terre}} = 441.575 * 15 * 1.5 = 9935.43 \text{ KN}$$

Donc le poids propre de la terre est égale à : 9935.43KN

6.8 Calcul de la charge N :

$$N_x = N_y = N = 8831.5 + 9935.43 + 41945.153 = 60712.083 \text{ KN}$$

Vérifications :

Sens x :

$$M_x = 38366.74 \text{ KN.m}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_x} = \frac{38366.74}{60712.083} = 0.63 \text{ m}$$

$$\frac{B_x}{4} = \frac{15.5}{4} = 3.875$$

$$e_x \leq \frac{B_x}{4}$$

$$0.663 < 3.875$$

Puisque la condition est vérifiée, donc il n'y a pas un risque de renversement.

Sens y :

$$M_y = 44118.54 \text{ KN.m}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_y} = \frac{44118.54}{607120863} = 0.72 \text{ m}$$

$$\frac{B_y}{4} = \frac{25.95}{4} = 6.48$$

$$e_y \leq \frac{B_y}{4}$$

$$0.72 < 6.48$$

Puisque la condition est vérifiée, donc il n'y a pas un risque de renversement.

6.9 Différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel « SAP2000 », on a obtenu les résultats suivants :

Sens x-x :

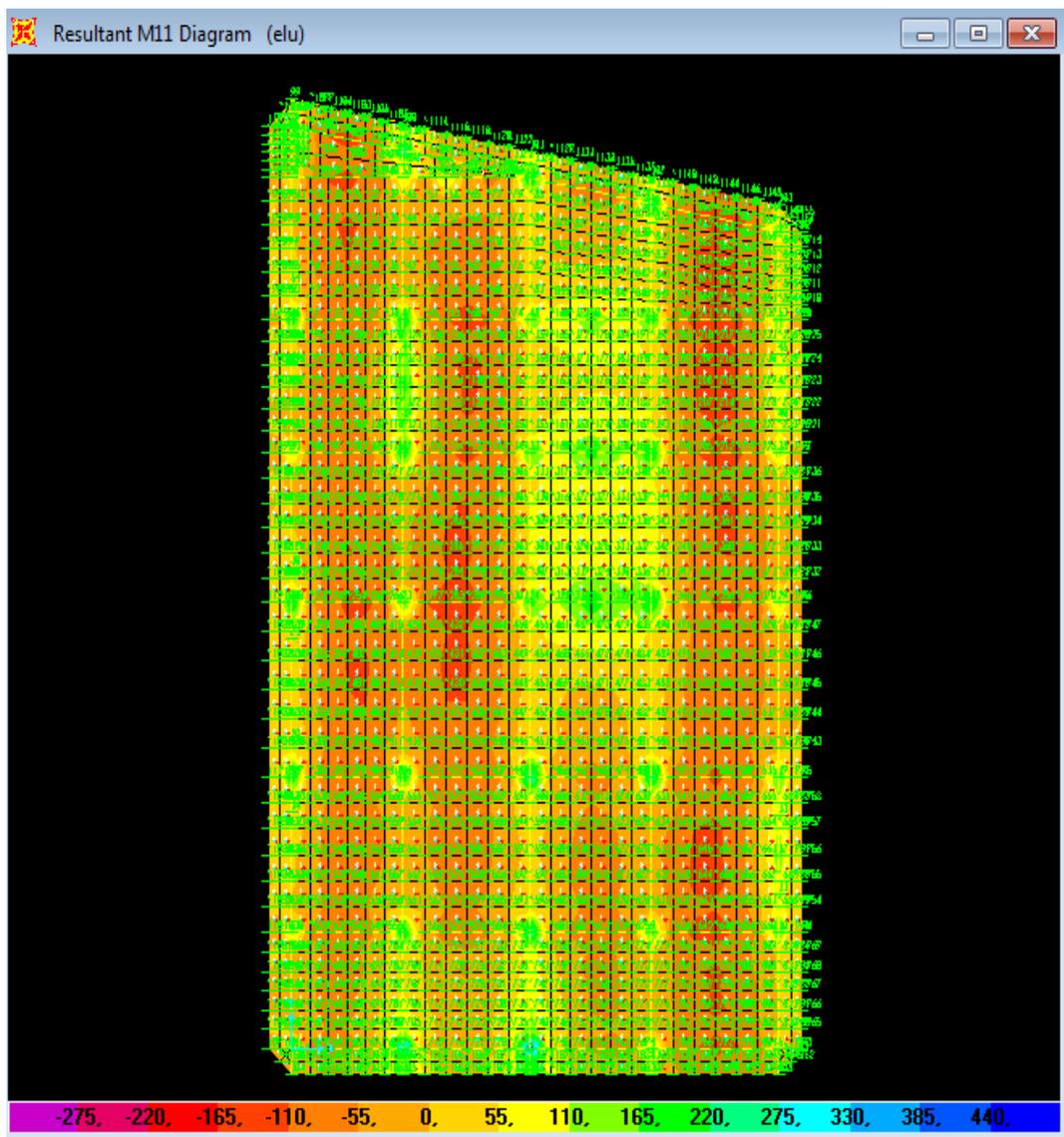
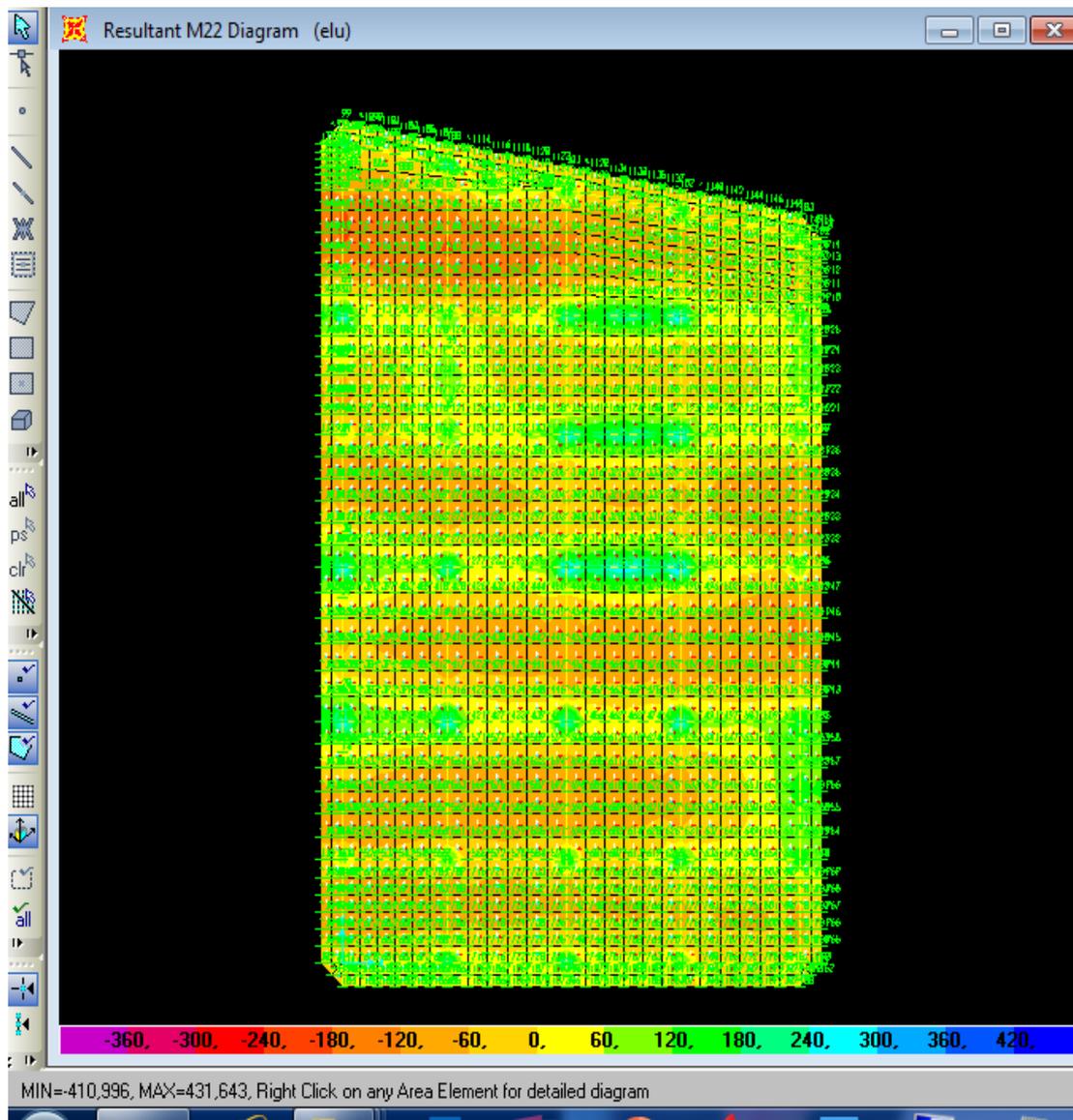


Figure 6.3 : moment M11 à l'ELU

Sens y-y :

**Figure 6.4: moment M22 à ELU**

Les différentes sollicitations du radier sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

			Moment	
			ELU	ELS
Dalle	Travée	X	307.833	225.039
		Y	410.996	300.924
	Appui	X	428.245	313.634
		Y	431.643	316.017
		X	564.782	418.8103

Nervure	Travée	Y	784.263	573.962
	Appui	X	545.243	397.371
		Y	559.116	407.551

Tableau 6.2 : Sollicitations du radier

6.10 Ferrailage du radier :

6.10.1 Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU, pour une bande de 1 ml.

Sens x-x :

Calcul du ferrailage en travée :

Nous avons les données suivantes :

$$b=1\text{m}$$

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

$$M_{tu}=307.883*10^{-3}\text{Mn.m}$$

$$h=0.8\text{m}$$

$$f_{c28}=25\text{Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{307.883*10^{-3}}{1*0.72^2*14.17} = 0.040 < \mu_R = 0.392$$

→ Section simple armature → $A_{sc}=0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.053$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.704$$

$$\text{donc } \rightarrow A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z_s * \sigma_{st}} = \frac{307.883*10^{-3}}{0.704*347.83} = 12.5\text{cm}^2$$

Calcul du ferrailage en appuis :

Nous avons les données suivantes :

$$b=1\text{m}$$

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

$$M_{app}=428.245*10^{-3}\text{Mn.m}$$

$$h=0.8\text{m}$$

$$f_{c28}=25\text{Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{428.245*10^{-3}}{1*0.72^2*14.17} = 0.058 < \mu_R = 0.392$$

⇒ Donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées cad $A_{sc}=0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.161}) = 0.075$$

$$z = d (1 - 0.4 * 0.22) = 0.698$$

$$A_{sa} = \frac{M_{appu}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{428.245 * 10^{-3}}{0.698 * 347.83} = 17.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y-y :

Calcul du ferrailage en travée :

Nous avons les données suivantes :

$$b = 1 \text{ m}$$

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

$$M_{tu} = 410.996 * 10^{-3} \text{ Mn.m}$$

$$h = 0.8 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{410.996 * 10^{-3}}{1 * 0.722 * 14.17} = 0.055 < \mu_R = 0.392$$

→ Section simple armature → $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 0.07$$

$$z = d (1 - 0.4 * \alpha) = 0.699$$

$$\text{donc } \rightarrow A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{410.966 * 10^{-3}}{0.699 * 347.83} = 16.90 \text{ cm}^2$$

Calcul du ferrailage en appuis :

Nous avons les données suivantes :

$$b = 1 \text{ m}$$

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

$$M_{app} = 431.643 * 10^{-3} \text{ Mn.m}$$

$$h = 0.8 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{431.643 * 10^{-3}}{1 * 0.722 * 14.17} = 0.058 < \mu_R = 0.392$$

⇒ Donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées cad $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.161}) = 0.075$$

$$z = d (1 - 0.4 * 0.22) = 0.698$$

$$A_{sa} = \frac{M_{appu}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{431.643 * 10^{-3}}{0.698 * 347.83} = 17.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Section minimum :

Selon le B.A.E.L (Condition de non fragilité) :

La section minimum d'armature selon le B.A.E.L est supérieur à :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b * h}{1000}, \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{100*80}{1000}, \frac{0,23*100*72*2.1}{400}\right)$$

$$\rightarrow A_{min} \geq \max(8, 8.69)$$

$$A_{min} \geq 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc la section minimum égale à $A_{min} = 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Travée :

$$\text{Sens x-x : } A_{st}=12.5 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y : } A_{st}=16.9 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

Appui:

$$\text{Sens x-x : } A_{sa}=17.63 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y : } A_{sa}=17.77 \text{ cm}^2/\text{ml} > 8.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

Donc on prend :

Travée :

$$\text{Sens x-x : } A_{st}=12T14=18.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Sens y-y : } A_{st}=12T14=18.47 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

Appui:

$$\text{Sens x-x : } A_{sa}=12T14=18.47 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

$$\text{Sens y-y : } A_{sa}=12T14=18.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

6.10.2 Vérification de la dalle à l'ELS :

En travée :

Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2} x^2 + A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$\text{Avec : } A_{sc}(x-d')=0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 * 18.47 (72 - x) = 0$$

$$50x^2 + 277.05x - 19947.6 = 0$$

$$\rightarrow x = 17.39 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{b}{3} x^3 = 1.75 * 10^{-3} m^4$$

$$I_{st} = A_{st} (d * x)^2 = 5.55 * 10^{-4} m^4$$

$$I = I_b + \eta I_{st} = 1.75 * 10^{-3} + 15 * 5.55 * 10^{-4}$$

$$I = 0.01 m^4$$

Sens x-x :

Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = \frac{225.039 * 10^{-3} * 17.39 * 10^{-2}}{0.01} \longrightarrow \sigma_{bc} = 3.91 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 \longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

On constate que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ \longrightarrow condition vérifier.

Sens y-y :

Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = \frac{300.924 * 10^{-3} * 8.69 * 10^{-2}}{1.13 * 10^{-2}} \longrightarrow \sigma_{bc} = 2.314 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 \longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

On constate que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ \longrightarrow Condition vérifier.

6.10.3 Vérification au cisaillement :

Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{b * d} = \frac{1286.582 * 10^{-3}}{1 * 0.9 * 0.8} = 1.78 \text{ MPa}$$

Puisque la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{v_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 * 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : $\bar{\tau}_u > \tau_u$ Condition vérifier.

		Effort tranchant	
		ELU	ELS
Dalle	x	1286.582	937.712
	y	2268.15	1324.17
Nervure	x	565.352	473.150
	y	508.211	372.85

Tableau 6.3 : effort tranchant dans la dalle et la nervure

Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{2268.15 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.9 \cdot 0.8} = 3.15 \text{MPa}$$

Puisque la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\sigma_b}, 4 \text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \cdot 25}{1.5}, 4 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

Donc : $\bar{\tau}_u > \tau_u$ Condition vérifier.

Calcul de l'espacement :

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min(0.9 \cdot d, 40 \text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(72, 40 \text{cm})$

Donc : $S_t \leq 40 \rightarrow S_t = 30 \text{cm}$

6.10.4 Calcul du Ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait en flexion simple, à l'ELU.

Sens x-x ::

Calcul du ferrailage en travée :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{m} \\ \sigma_{st} = 347.83 \text{Mpa} \\ M_{tu} = 564.782 \cdot 10^{-3} \text{Mn.m} \\ h = 1.4 \text{m} \\ f_{c28} = 25 \text{Mpa} \end{array} \right.$$

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{364.782 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 1.26^2 \cdot 14.17} = 0.025 < \mu_R = 0.392$$

\rightarrow Section simple armature $\rightarrow A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.031$$

$$z = d (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 1.24 \text{m}$$

$$\text{donc } \rightarrow A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z_s \cdot \sigma_{st}} = \frac{564.782 \cdot 10^{-3}}{1.24 \cdot 347.83} = 13.09 \text{cm}^2$$

Calcul du ferrailage en appuis :

Nous avons les données suivantes :

$$b = 1 \text{m}$$

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

$$M_{app}=545.243*10^{-3}\text{Mn.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h=1.4\text{m} \\ f_{c28}=25\text{Mpa} \end{array} \right.$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{545.243*10^{-3}}{1*1.26^2*14.17} = 0.024 < \mu_R = 0.392$$

⇒ Donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées cad $A_{sc}=0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.161}) = 0.0303$$

$$z = d (1 - 0.4 * 0.22) = 1.24\text{m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{appu}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{545.243*10^{-3}}{1.24 * 347.83} = 12.64\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y-y :

Calcul du ferrailage en travée :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b=1\text{m} \\ \sigma_{st}=347.83\text{Mpa} \\ M_{tu}=784.263*10^{-3}\text{Mn.m} \\ h=1.4\text{m} \\ f_{c28}=25\text{Mpa} \end{array} \right.$$

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{784.263*10^{-3}}{1*1.26^2*14.17} = 0.034 < \mu_R = 0.392$$

→ Section simple armature → $A_{sc}=0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 0.043$$

$$z = d (1 - 0.4 * \alpha) = 1.238\text{m}$$

$$\text{donc } \rightarrow A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{784.263*10^{-3}}{1.238 * 347.83} = 18.21\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul du ferrailage en appuis :

Nous avons les données suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b=1\text{m} \\ \sigma_{st}=347.83\text{Mpa} \\ M_{app}=559.116*10^{-3}\text{Mn.m} \end{array} \right.$$

Rapport-gratuit.com 
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

$$h=1.4m$$

$$f_{c28}=25Mpa$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{559.116 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 1.26^2 \cdot 14.17} = 0.024 < \mu_R = 0.392$$

⇒ Donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées cad $A_{sc}=0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.161}) = 0.031$$

$$z = d (1 - 0.4 \cdot 0.22) = 1.24m$$

$$A_{sa} = \frac{M_{appu}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{559.116 \cdot 10^{-3}}{1.24 \cdot 347.83} = 12.96 cm^2 / ml$$

Condition de non fragilité

Selon le B.A.E.L :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}, \frac{0,23 bd f_{t28}}{f_c}\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{100 \cdot 140}{1000}, \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 126 \cdot 2.1}{400}\right)$$

$$\longrightarrow A_{min} \geq \max(14, 15.21)$$

$$A_{min} \geq 15.21 cm^2/ml$$

Donc la section minimum égale à $A_{min} = 8.69 cm^2/ml$.

Travée :

Sens x-x : $A_{st}=13.09 cm^2/ml > 15.21 cm^2/ml \longrightarrow$ Condition non vérifiée.

Sens y-y : $A_{st}=18.21 cm^2/ml > 15.21 cm^2/ml \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Appui:

Sens x-x : $A_{sa}=12.64 cm^2/ml > 15.21 cm^2/ml \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Sens y-y : $A_{sa}=12.96 cm^2/ml > 15.21 cm^2/ml \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Donc on prend :

Travée :

Sens x-x : $A_{st}=10T16=20.11 cm^2/ml$

Sens y-y : $A_{st}=10T16=20.11 cm^2/ml$.

Appui:

Sens x-x : $A_{sa}=10T16=20.11 cm^2/ml$.

$$\text{Sens y-y : } A_{sa}=10T16=20.11\text{cm}^2/\text{ml}$$

I'ELS :

En travée :

Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2}x^2 + A_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$\text{Avec : } A_{sc}(x-d')=0$$

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 * 20.11(126 - x') = 0$$

$$50x^2 + 301.65x - 38007.9 = 0$$

$$\rightarrow x = 24.71\text{cm}$$

6 Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{b}{3}x^3 = 4.6 * 10^{-3} m^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d * x)^2 = 2.06 * 10^{-3} m^4$$

$$I = I_b + \eta I_{st} = 4.6 * 10^{-3} + 15 * 2.06 * 10^{-3}$$

$$I = 0.035 m^4$$

Sens x-x :

Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = \frac{418.81 * 10^{-3} * 24.71 * 10^{-2}}{0.035} \rightarrow \sigma_{bc} = 2.95 \text{Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \end{array} \right.$$

On constate que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ condition vérifiée

Sens y-y :

Calcul des contraintes dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = \frac{573.962 * 10^{-3} * 24.71 * 10^{-2}}{0.035} \rightarrow \sigma_{bc} = 4.052 \text{Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \end{array} \right.$$

On constate que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ → Condition vérifiée

En appui :

Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2}x^2 + A_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0$$

Avec : $A_{sc}(x - d') = 0$

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 * 16.08(126 - x) = 0$$

$$50x^2 + 241.2x - 30391.2 = 0$$

$$\rightarrow x = 22.35 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{b}{3}x^3 = 3.54 * 10^{-3} m^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d * x)^2 = 1.73 * 10^{-3} m^4$$

$$I = I_b + \eta I_{st} = 3.54 * 10^{-3} + 15 * 1.73 * 10^{-3}$$

$$I = 0.029 m^4$$

Sens x-x :

Calcul des contraintes dans le béton :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = \frac{397.371 * 10^{-3} * 22.35 * 10^{-2}}{0.029} \rightarrow \sigma_{bc} = 3.062 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

On constate que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ → Condition vérifiée.

Sens y-y :

Calcul des contraintes dans le béton :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = \frac{408.551 * 10^{-3} * 22.35 * 10^{-2}}{0.029} \rightarrow \sigma_{bc} = 3.14 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

On constate que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ → Condition vérifiée.

6.10.5 Vérification au cisaillement :

Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b * d} = \frac{565.35 * 10^{-3}}{1 * 0.9 * 1.4} = 0.44 \text{MPa}$$

Puisque la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{v_b}, 4 \text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 * 25}{1.5}, 4 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

Donc : $\bar{\tau}_u > \tau_u$ Condition vérifiée.

Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b * d} = \frac{508.211 * 10^{-3}}{1 * 0.9 * 0.8} = 3.15 \text{MPa}$$

Puisque la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{v_b}, 4 \text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 * 25}{1.5}, 4 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

Donc : $\bar{\tau}_u > \tau_u$ Condition vérifiée.

Calcul de l'espacement :

Selon RPA 99, version 2003 :

En zone nodale :

$$St \leq \min (h/4 ; 12 \phi_{\min} ; 30 \text{ cm})$$

Avec:

ϕ_{\min} : le diamètre le plus petit de ferrailage longitudinal.

h : la hauteur de la poutre

$$St \leq \min (140/4 ; 1.2 * 1.2 ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (35 ; 14.4 ; 30 \text{ cm})$$

On adopte: St=14cm

-En dehors de la zone nodale :

$$S_t' \leq h/2 \rightarrow S_t' \leq 140/2 = 70 \text{ cm}$$

On adopte un espacement S'=25cm

6.10.6 Détermination des armatures transversales :

Le diamètre minimum des armatures transversales, est déterminé par la formule ci-dessous :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\min}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{140}{35}, \frac{100}{10}, 1.2\right)$$

$$\phi_t \leq \min(4,50,1.2) \rightarrow \phi_t = 8mm$$

Le tableau ci-dessous, est une récapitulation de tout le ferrailage trouvé :

			Ferrailage calculé (cm ² /ml)	Ferrailage min (cm ² /ml)	Ferrailage choisi (cm ² /ml)	
Dalle	Travée	X	12.5	8.69	12T14	18.47
		Y	16.9			
	Appui	X	17.63			
		Y	17.77			
Nervure	Travée	X	13.09	15.21	10T16	20.11
		Y	18.21			
	Appui	X	12.64			
		Y	12.96			

Tableau 6.4 : Ferrailage de la nervure et la dalle du radier

6.10.7 Schéma de ferrailage du radier :

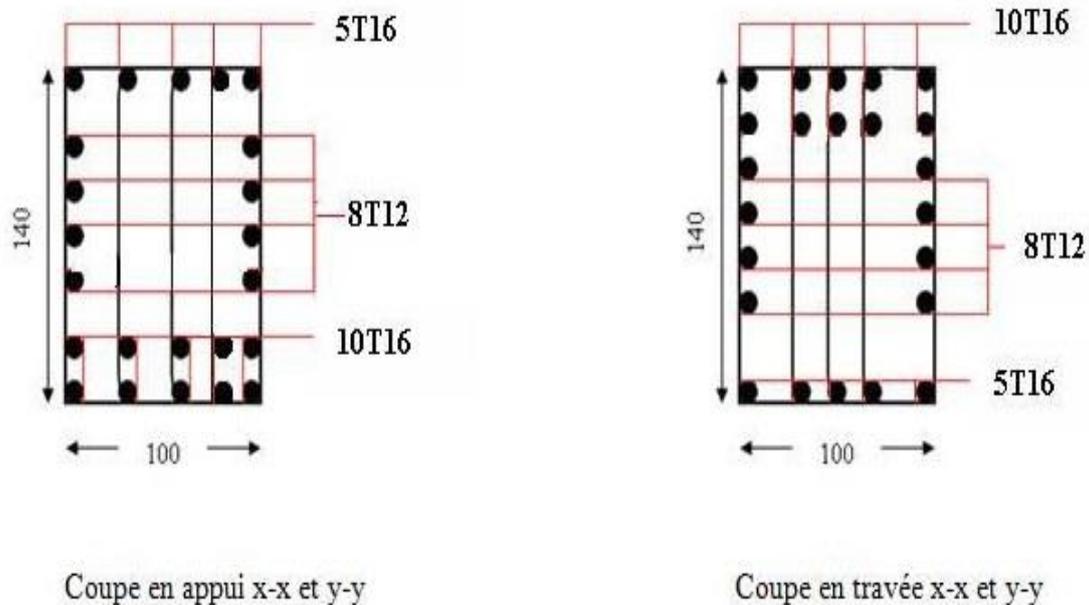


Figure 6.5: Ferrailage de la nervure du radier dans les deux sens

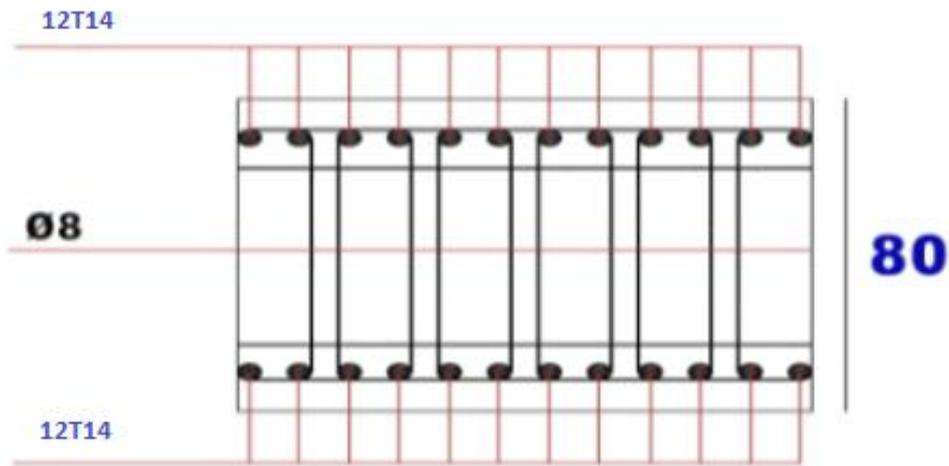


Figure 6.6: Ferrailage de la dalle du radier

Chapitre 7 :

Etude économique

7.1 Introduction :

Le colonialisme, depuis son avènement en Algérie, a poursuivi une politique de ségrégation pure et simple en matière de logements.

Après l'Indépendance, les aspirations à un nouveau mode de vie, semblable à celui de l'ancien colon, moderne, plus facile, font que toute cette population va s'orienter vers les villes principales. Les logements abandonnés par les Européens ne suffisent plus. Il est alors nécessaire de construire 75 000 nouveaux logements par an dans les villes, et plus de 65 000 dans les campagnes. Ceci donne une idée sur les besoins de reconstruction.[0]



Figure 7.1 : La réforme du logement.

Un million de logements réalisés entre 2004 et 2009, le même nombre pratiquement est reconduit pour 2010-2014, et cela ne suffit pas, donc certains modes d'attribution de logements mis en place par l'Etat dans le but d'atténuer les effets de la crise et permettre à la population d'accéder au logement.

L'objectif de la réforme du logement n'est pas seulement une nouvelle organisation, elle représente une véritable révolution dans les mentalités, dans les démarches et dans les comportements.

Ces techniques de construction choisies étant des plus sophistiquées, leur maîtrise posent des problèmes pour les entreprises qui influent sur le bon déroulement de projet.

Face à un environnement est de plus en plus évolutif, les projets de construction subissent souvent des contraintes économiques de coût ou de délais et ceci est le résultat d'une mauvaise élaboration du projet et l'absence du management du contenu.

En effet, **Le management de projet** dans la conception est le moyen le plus efficace pour une gestion rigoureuse et un contrôle suivi des réalisations, afin d'obtenir une meilleure qualité de l'espace construit.

Qu'est-ce qu'un projet ?

« Un **projet** est un processus unique qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisées, comportant des dates de début et de fin, entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences spécifiques, incluant des contraintes de délais, de coûts et des ressources. ». Définition de l'Organisation Mondiale de Normalisation selon la norme ISO 10006 (version 2003)

Un projet est généralement considéré comme réussi s'il atteint les objectifs prédéfinis dans les délais et avec le budget convenu. Souvent un triangle, appelé la (triple contrainte), est utilisé pour résumer ce que représente un management de projet.

Les trois facteurs les plus importants dans le management du projet sont:

- ❖ La performance (le projet doit être réalisé dans des bonnes conditions).
- ❖ Le coût (le budget alloué doit être respecté).
- ❖ Le délai (le projet doit être livré à temps).



Figure 7.2 : Triangle d'Or du projet.

« Le **management de projet** est une application de connaissances, compétences, outils et techniques dans des activités de projet en vue d'atteindre ou de dépasser les attentes des parties impliquées dans le projet. » [1]

7.2 Présentation de projet :

Le projet que nous avons étudié est un bâtiment (R+10) à usage mixte constitué de :

Un rez de chaussée à usage commercial

*1er au 10eme étages à usage d'habitation.

ces derniers sont classés en quatre catégories :

- les logements :
 - ❖ 20 logement F3 : surface habitable : 100 m²
 - ❖ 06 logements F4 : surface habitable : 140 m²
 - ❖ 05 logements F5 : surface habitable : 130 m²
- Les locaux :
 - ❖ 1^{er} local : surface : 20 m²
 - ❖ 2^{em} local : surface : 30 m²
 - ❖ 3^{em} local : surface : 60 m
 - ❖ 4^{em} local : surface : 220 m²

Ce bâtiment se trouve à Sidi Othmane route de Chetouane dans la Wilaya de Tlemcen commune et daïra de Tlemcen

Notre but n'est pas seulement d'étudier le bâtiment techniquement mais aussi de faire une étude managériale basée sur la maîtrise des notions de management de projet pour :

Définir le délai, le coût et le contenu technique. Déterminer les exigences.

Définir des objectifs clairs et réalisables.

En effet, Pour assurer le succès d'un projet, l'équipe de projet doit :

Planifier, développer, contrôler, ajuster, et enfin de clore le projet de notre bâtiment avec un capital d'expérience.

7.3 Cycle de vie d'un projet de construction :

Le cycle de vie reconnaît que les projets ont une durée de vie limitée, et il y a des changements prévisibles au niveau de l'effort, et se concentrent sur la durée du projet.

Il existe plusieurs modèles de cycle de vie en littérature, mais la plupart passe par 05 étapes :

1. Un début lent
2. Croissance
3. Sommet
4. Début de la décroissante
5. Fin (terminaison)

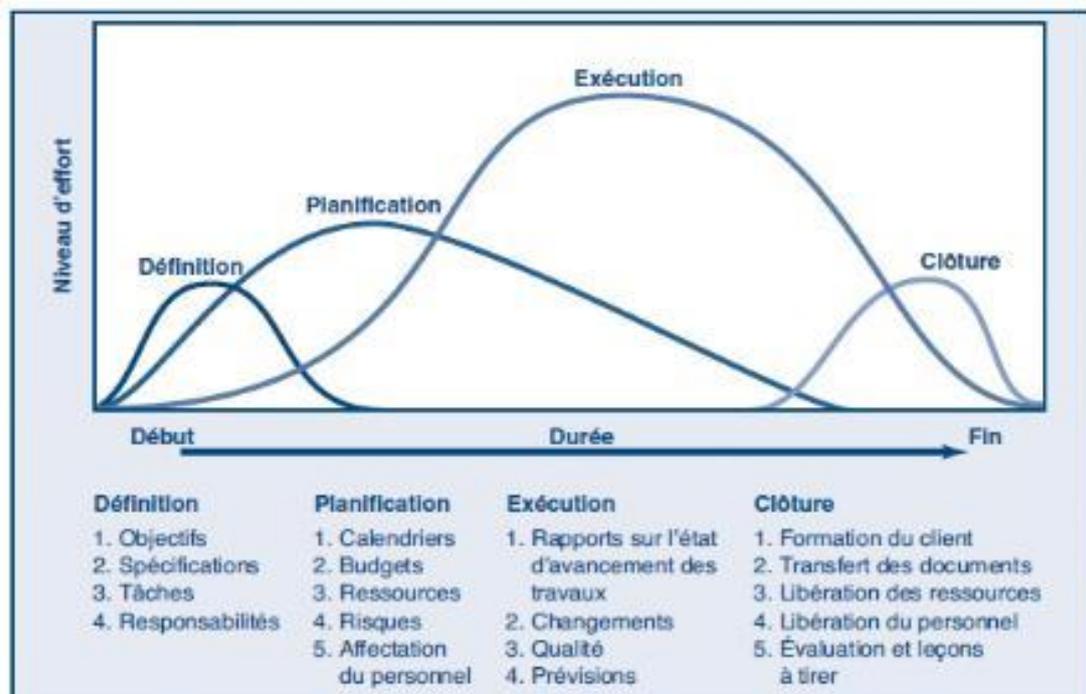


Figure 7.3 : Cycle de vie du notre projet.

Le cycle de vie d'un projet est représenté comme suit :

• Définition :

- Les spécifications du projet sont définies.
- Les objectifs du projet sont établis.
- Les équipes sont formées.
- Les responsabilités majeures sont assignées.

• Planification :

Les plans sont développés pour déterminer ce que le projet entrainera, quand il sera programmé, à qui sera bénéfique, quel niveau de qualité doit être maintenu et quel sera le budget.

• Exécution :

Le produit ou le service est effectivement réalisé suivant le plan prévu et en conformité avec les exigences du demandeur.

• **Clôture :**

Le produit ou le service est remis au demandeur, le projet est évalué et sa clôture administrative est effectuée.

7.4 Les acteurs dans notre projet :

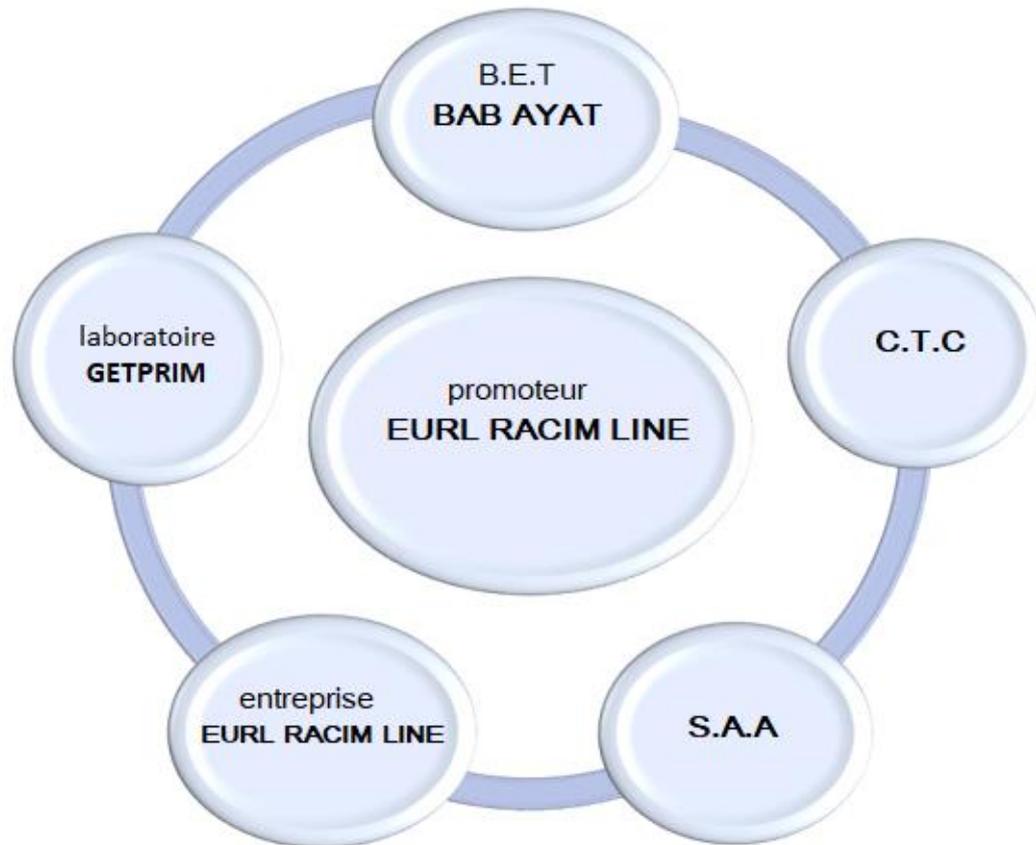


Figure 7.4 : Les acteurs dans notre projet

Les chantiers de construction mobilisent un nombre important d'intervenants dont :

• **Maître d'ouvrage : (EURL Racim Line)**

Le maître de l'ouvrage est la personne physique ou morale pour le compte duquel sont réalisés les travaux et les ouvrages.

• **Maître d'œuvre : (B.E.T Bab El Ayat Nabil)**

Architecte ou bureau d'étude spécialisés chargé par le maître de l'ouvrage de concevoir de suivre et de contrôler l'exécution des travaux, dans les conditions de délais, de qualité et de coût fixées.

• **Le contrôleur technique :(C.T.C)**

Personne physique ou morale agissant pour le compte du maître d'ouvrage et ayant pour mission de contrôler et contribuer à la prévention des aléas techniques susceptible d'être rencontrés dans la réalisation des ouvrages.

• **Laboratoire géotechnique GETPRIM :**

Le laboratoire des travaux public doit offrir des services et des activités aux particuliers on les organise comme suit Conseil en ingénierie pour la géologie des sols. Essais et contrôle des matériaux de construction.

• Société Nationale d'Assurance : (S.A.A)

Lors de la survenance d'un évènement incertain et aléatoire souvent appelé « Risque », il faut définir une nouvelle notion, c'est l'assurance qui est un service fournit une prestation financière destinée à un individu, une association, ou une entreprise.

• Entreprise : (EURL Racim Line)

L'entrepreneur a pour objet de la réalisation des travaux, en assurant les moyens matériels nécessaires et une main d'œuvre qualifiée et en nombre requis, par rapport à la nature de l'ouvrage.

7.5 Planification de notre projet :

Le planning d'un projet nécessite de disposer d'un cadre de référence unique et commun entre les différents acteurs afin d'identifier toutes les tâches nécessaires et suffisantes pour en maîtriser la gestion tant sur le plan technique, économique et administratif.

Et pour cela nous avons plusieurs outils à utiliser :

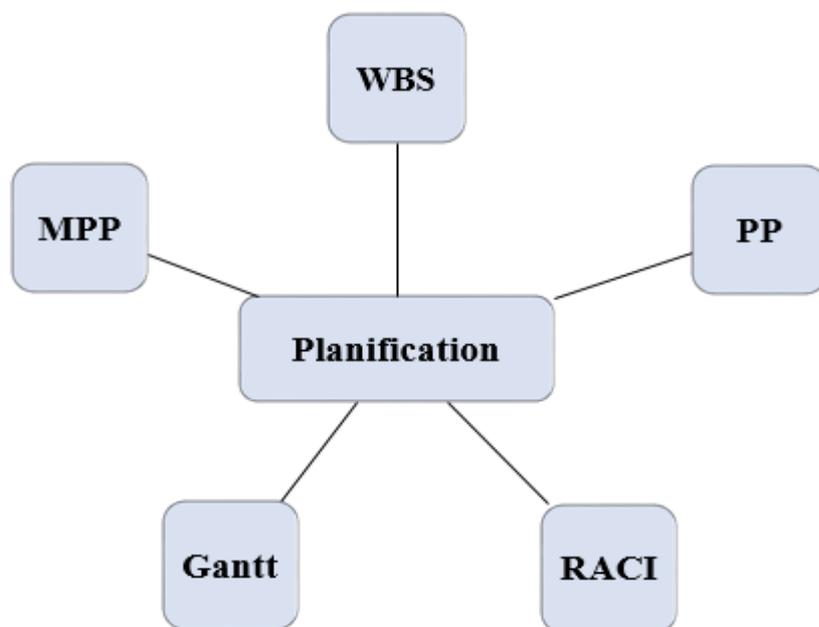


Figure 7.5 : Les outils nécessaires de planification

7.5.1 Works Breakdown Structure (WBS) :

WBS signifie que le projet subit au départ trois manipulations importantes :

- ❖ Décomposer le projet en tâches
- ❖ Ordonner ces tâches
- ❖ Donner une hiérarchie à ces tâches (ou créer le WBS du projet): par exemple la tâche coulage de béton est d'échelle 1 alors que les sous tâches coffrage, ferrailage, etc... sont d'échelle 2.

L'organigramme technique (WBS) est par excellence l'outil adéquat. Works Breakdown Structure (Structure hiérarchique des tâches)

Le WBS de notre projet est représenté dans (L'annexe B).

7.5.2 Priorités du projet (PP) :

Un projet est caractérisé par trois éléments : La bonne **qualité** si les exigences de performances sont satisfaites, un **délai** et un **coût** incite le chef de projet de contrôler en permanence l'évolution des dépenses et contrôler la balance entre les besoins du propriétaire.

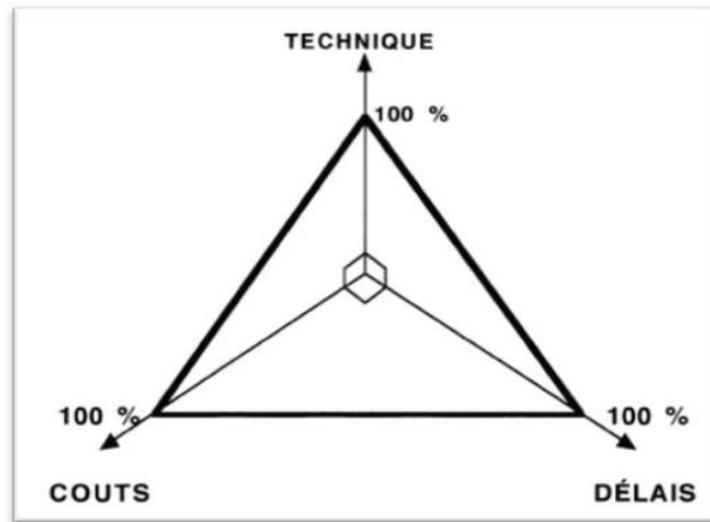


Figure 7.6 : Priorités du projet (PP)

7.5.3 La matrice des priorités (MPP) :

Les chefs de projet sont confrontés en permanence à des choix dans leurs actions ou leurs décisions :

- ❖ Réaliser le projet dans les délais, mais avec un coût supplémentaire.
- ❖ Faire moins cher mais peut être au détriment de la qualité.
- ❖ Gagner sur les coûts ou les délais mais en dégradant les conditions de travail.

Pour notre étude, nous avons fixé la performance du projet comme contrainte, et nous avons optimisé le coût et le délai.

	Contenue	Délai	Coût
Restriction			
Optimisation			
Acceptation			

Tableau 7.1 : Matrice des priorités.

7.5.4 Matrice des responsabilités (RACI) :

La matrice **RACI** définit les rôles et responsabilités dans un service ou sur un projet mais aussi dans une entreprise, cet acronyme RAC signifie :

R : responsabilité, A : autorité, C : consulté et I : informé

R : responsabilité :

Il s'agit des personnes qui effectuent le travail requis pour exécuter la tâche.

A : autorité :

Il s'agit des personnes qui doivent rendre des comptes relativement à l'exécution de la tâche de manière convenable et complète.

C : consulté :

Ce sont ceux dont les avis sont demandés par l'intermédiaire de la communication bilatérale.

I : informé :

Il s'agit de ceux qui sont tenus au courant de l'avancement ou de l'achèvement des tâches.

Acteurs	Maître d'ouvrage	Maître d'œuvre	Le contrôleur technique (C.T.C)	Laboratoire GETPRIME	Sous-traitants	S.A.A
Etude technique	C	R	C	C	I	I
ODS	R	I	I	I	I	I
Installation de chantier	C	R	I		I	I
Infrastructure	C	R	C	C	I	I
Superstructure	C	R	C	I	I	I
Corps d'état technique+	C	R	I	I	C	I

Tableau7.2 : Matrice des responsabilités (RACI)

7.5.5 Diagramme de GANTT :

Le diagramme de GANTT permet de planifier notre projet et de le rendre plus simple le suivi de son avancement, aussi un bon moyen de communication entre les différents acteurs d'un projet.

Ce type de modélisation est particulièrement facile à mettre en œuvre avec un simple tableur plus connu est Microsoft Project. (**Voir annexe C**)

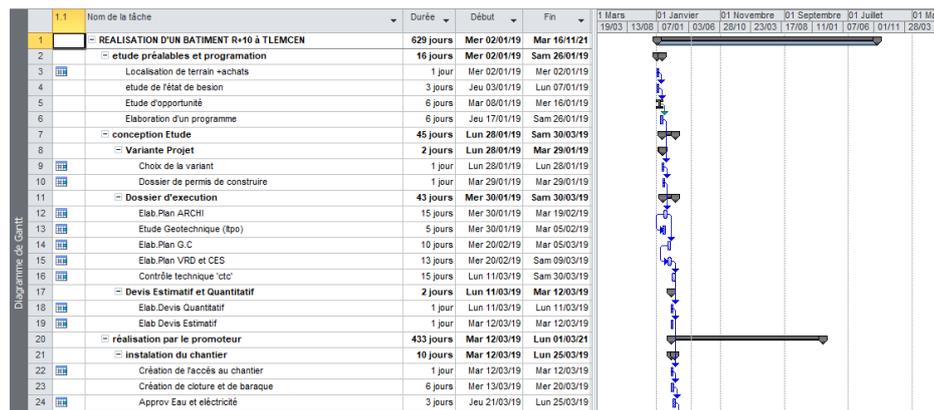


Figure 7.7 Schéma de diagramme de Gantt

7.5.5.1 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.

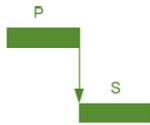
La gestion est assurée par la mise à jour de la progression et le réajustement automatique du projet.

7.5.5.2 La notion tâche :

L'activité est le processus qui consiste à identifier les actions spécifiques à entreprendre pour produire les livrables de projet. [1]

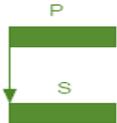
7.5.5.3 Les 4 types de liaisons des tâches :

a- liaison de type fin à début (FD) :



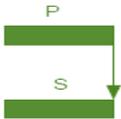
➤ La tâche S peut débuter lorsque la tâche P est terminée.

b- liaison de type début à début (DD) :



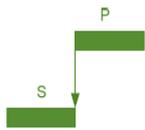
➤ La tâche S peut débuter lorsque la tâche P est commencée.

c- liaison de type fin à fin (FF) :



➤ La tâche S peut terminer lorsque la tâche P est terminée.

d- liaison de type début à fin (DF).



➤ La tâche S peut terminer lorsque la tâche P est commencée.

S (le successeur)

P (Le prédécesseur)

La durée escomptée de chaque tâche doit être raisonnable, respectable et n'entraîne pas à un surcoût de projet.

7.6 Détermination des ressources humaines :

Les ressources humaines sont les ressources les plus importantes d'un projet.), on a déterminé les différentes qualifications et compétences nécessaires à l'accomplissement des différentes tâches. On a dressé une liste de tous les savoir-faire et compétences dont nos besoins.

Le nombre des effectifs sont résumés dans le tableau suivant :

Effectifs	Nombre des personnes
Chef de chantier	1
Groupe des coffreurs	6
Groupe des ferrailleurs	6
Groupe des maçons	6
Groupe des ouvriers	6
Groupe des carreleurs	4
Groupe des électriciens	2

Groupe des plombiers	2
Groupe des menuisiers	2
Groupe des peintres et plâtriers	5
Groupe des gardiens	2

Tableau 7.3 : Nombre des effectifs.

7.7 Détermination des ressources matérielles :

Les ressources matérielles englobent tout ce que possède déjà l'entreprise, mais également tout ce qui sera nécessaire à la réalisation du projet, matériels et équipements (Outils, machines, matériaux de construction, etc.). Cela implique différents types d'investissements comme l'achat ou la location de matériels, d'outils ou de lieux que l'entreprise ne possède pas.

Dans notre étude, on a déterminé les ressources matérielles en fonction des différentes tâches, mais aussi en fonction du budget alloué au projet, des délais et de la qualité souhaitée et on se consultant avec des experts qui ont une grande expérience dans le domaine du bâtiment.

On résume dans ce tableau quelques ressources matérielles.

Matérielles	Achat	Location
Pelle hydraulique		
Camions 10 Tonnes		
Compacteur		
Bétonnières		
Vibreux à Béton		
Grue fixe 40 Tonnes		
Citerne eau		
Coudeuse de fer		
Coffrage métallique		
Groupe électrogène		
Outillage de la maçonnerie		

Tableau 7.4 : Ressources matérielles.

7.8 Estimation de la durée des activités :

La durée des activités est souvent difficile à estimer en raison du nombre de facteurs qui peuvent l'influencer. Pour estimer la durée de réalisation des activités ou des tâches du projet, il existe plusieurs méthodes notamment :

- ❖ Le jugement d'expert.
- ❖ L'utilisation de l'information historique.
- ❖ Le chronomètre des tâches.

Dans notre cas, la durée des tâches est déterminée on se rapprochant d'experts du domaine de bâtiment et on se consultant avec nos encadreurs.

La durée d'une tâche va dépendre du nombre de ressources humaines qui lui est affecté. On résume la durée de quelque tâche dans le tableau suivant :

Les tâches	La durée (jours)
Installation du chantier.	10
Terrassement en excavation.	14
Coulage de radier.	1
Façonnage de ferrailage des poteaux et voiles.	10
Pose de coffrage métallique des poteaux et voiles.	6
Coulage des poteaux.	1
Maçonnerie pour un étage.	20
Pose des revêtements (Carrelage et faïence) pour un étage.	8
Installation de l'ascenseur.	20

Tableau 7.5 : La durée de quelque tâche.

Sur la base de ces informations, on a effectué un calcul automatique grâce au logiciel **MS Project (voir annexe D)**, qui nous a permis d'obtenir les résultats ci-après :

- ❖ Le début du projet est prévu le : 02/01/2019.
- ❖ La fin du projet est prévu le : 16/11/2021.
- ❖ La durée du projet est de 629 jours de travail.
- ❖ La durée du projet en mois est d'environ 21 mois.

7.9 Le devis quantitatif - estimatif de notre projet :

Le devis quantitatif estimatif est le document par lequel il est possible d'estimer le coût des travaux pour la réalisation de notre bâtiment (ou une partie de celui-ci).

7.9.1 Méthode de calcul :

Pour réaliser l'ouvrage prévu en respectant le budget contractuel, il est nécessaire de planifier, d'estimer, de budgétiser et de bien maîtriser les coûts du projet. [2]

Pour l'estimation des coûts, il existe plusieurs moyens et plusieurs méthodes :

- ❖ Méthode analytique (Ascendante) :

Cette méthode permet d'évaluer le coût de notre projet à partir de la décomposition du travail à réaliser en tâches élémentaires (WBS). C'est à la fois la plus ancienne, la plus classique et la plus répandue de toutes les méthodes rationnelles d'estimation de coût. [3]

Elle nécessite la connaissance des taux de coût ou les coûts unitaires de chaque ressource (Salaire horaire du personnel, Prix d'un matériau au mètre cube).

- ❖ Estimation par analogie (Descendante) :

L'estimation des coûts par analogie consiste à utiliser le coût réel de projets similaires antérieurs comme base d'estimation du coût du projet actuel. Cette technique est souvent utilisée pour estimer les coûts lorsqu'on ne dispose que d'informations limitées sur le projet, notamment dans ses premières phases. L'estimation des coûts par analogie utilise le jugement d'expert. [2]

- ❖ Estimation paramétrique :

L'estimation paramétrique est une technique partant d'une relation statistique entre des données historiques et d'autres variables (exemple : (la

construction d'une maison coûtera un certain prix au mètre carré habitable).

[2]

La figure suivante nous montre les modèles d'estimation des coûts et leur application :

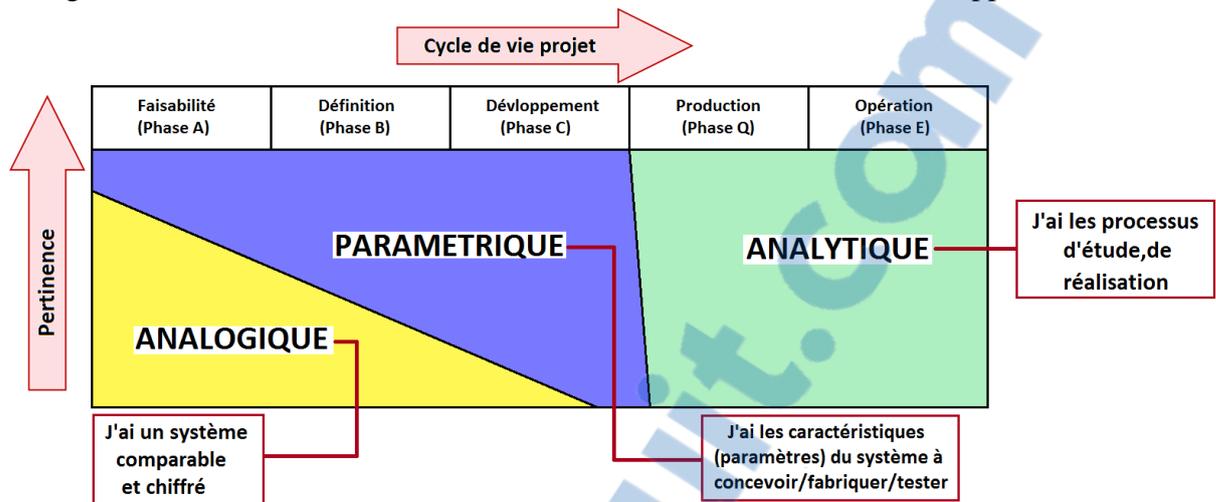


Figure 7.8 : Modèles d'estimation des coûts et leur application. [4]

Pour calculer le devis de notre projet, on doit suivre une séquence logique résultante des phases suivantes :

- ❖ **Classification des travaux** : Dans différents groupes de travail homogènes.
- ❖ **Mesure des travaux** : Consiste à évaluer la juste quantité pour chaque élément du métré nécessaire à la mise en œuvre du projet.

Calcul de devis quantitatif : Le devis quantitatif ne comporte que les descriptions des prestations vendues, ainsi que les quantités à réaliser. [3]

7.9.2 Calcul de devis quantitatif - estimatif de notre projet :

Après la détermination des quantités nécessaires pour la réalisation du bâtiment, on passe à un calcul de devis estimatif, on applique les prix unitaire aux quantités calculées, Le devis quantitatif-estimatif est résumé dans le tableau suivant :

Avec :

(PU (DA) en H.T) : Le prix unitaire en Dinar Algérien et en hors taxe.

(Totale (DA) en H.T) : Le montant total en Dinar Algérien et en hors taxe.

Le taux de TVA est de 19% en 2019.

N	Désignations des ouvrages	Unité	Quantité	P.U (DA) en H.T	Totale (DA) en H.T
I) Lot Terrassement					
1	Décapage de la terre végétale et nivellement sur emprise bâtiment compris de réglage de paroi et le nettoyage de fond et toute sujétion d'exécution.	M ³	1944	500	972000

2	Evacuation de la terre à la décharge publique. Compris de chargement et déchargement et toutes sujétions d'exécution.	M ³	1944	400	777600
Sous total Terrassement					1749600

II) Lot Infrastructure					
1	Béton de propreté dosé à 250 kg/m ³ 10cm d'épaisseur.	M ³	42.1	8000	336800
2	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour le radier générale et la nervure. Compris coffrage façonnage des aciers et coulage décoffrage nettoyage et vibration.	M ³	280	42000	11760000
4	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour voile périphérique. Compris coffrage ferrailage coulage décoffrage nettoyage et vibration.	M ³	55.1	42000	2314200
5	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour la rampe d'accès. Compris coffrage ferrailage coulage décoffrage nettoyage et vibration.	M ³	5.05	42000	212100
Sous total Infrastructure					14623100

III) Lot Assainissement					
1	Exécution de regard de chute en béton armé dosé 350kg/m ³ compris de coffrage ferrailage coulage décoffrage et toutes sujétion.				
1-1	60×60	U	8	15000	120000
1-2	80× 80	U	4	20000	80000
2	F&P de PVC PN6 t y.c Diam 315 fouilles,remblai,lit de sable et toutes sujétions d'exécution	MI	50	2800	140000
3	Assainissement en PVC PN6 t y.c Diam 250 fouilles, remblai, lit de sable et toutes	MI	39	2500	97500
4	Exécution de caniveau en béton armé 0,4 × 0,5 compris de coffrage ferrailage coulage décoffrage nettoyage.	MI	16	20000	320000
Sous total Assainissement					757500

IV) lot Superstructure					
-------------------------------	--	--	--	--	--

1	Béton armé dosé à 350kg/m ³ . Compris coffrage ferrailage coulage décoffrage nettoyage et vibration				
1-1	Poteaux.	M ³	333.1	42000	13990200
1-2	Voiles.	M ³	147.81	42000	6208020
1-3	Poutre (principale, chaînage).	M ³	286.29	42000	12024180
1-4	Escalier.	M ³	25.76	42000	1081920
1-5	Dalle pleine.	M ³	37.62	45000	1692900
1-6	Acrotère.	M ³	6,6	40000	264000
2	Plancher en corps creux de (16+5) cm comporte de poutrelle en béton armé dosé à 350kg/m ³ et dalle de compression et hourdis et treillis soudé de (15×15) compris de coffrage ferrailage des poutres et poutrelles coulage décoffrage vibration et nettoyage.	M ²	3595.28	3500	12583480
Sous total Superstructure					47844700
V) Lot Maçonnerie					
1	Mur extérieur en double parois de 30cm en brique de 15cm plus brique en 10cm avec une lame d'air de 5cm avec un joint vertical et horizontal en ciment entre les briques.	M ²	2143.85	2400	5145240
2	Mur intérieur simple paroi en brique creuse d'épaisseur (ep=15cm) avec joint de ciment verticale et horizontale.	M ²	1119	1800	2014200
3	Mur intérieur simple paroi en brique creuse d'épaisseur (ep=10cm) avec joint de ciment verticale et horizontale.	M ²	1830	1500	2745000
4	Enduits extérieurs des murs doubles parois en 3 couches et sujétions d'exécution.	M ²	2887.5	1000	2887500
5	Enduits intérieurs des murs simples parois et plafond en 2 couches et toutes sujétions d'exécution.	M ²	11967	800	9573600
Sous total Maçonnerie					22365540
VI) Lot Evacuation intérieure					

1	Fourniture et posé tuyauterie en PVC de Ø110 pour des eaux pluviale et usées compris des pièces, colliers toutes sujétions d'exécution.	ML	250	1800	450000
2	Fourniture et posé de conduite de raccordement en PVC de Ø40 y compris accessoires, colliers toutes sujétions d'exécution.	ML	218	750	163500
3	Fourniture et posé de conduite de raccordement en PVC de Ø80 pour compris des pièces, colliers toutes sujétions d'exécution.	ML	314	1500	471000
4	Fourniture et posé de siphon de sol complet de Ø40.	U	64	1000	64000
Sous total Evacuation intérieure					1148500
VII) Lot Ouvrages divers					
1	Exécution d'un potager de cuisine compris de paillasse en béton armé et une plaque de marbre et jambage en brique avec réservation d'évier et enduit extérieur et intérieur et pose de cadre en bois et toutes sujétion d'exécution.	U	31	50000	1550000
2	Exécution de conduite de fumé type shunt compris enduis en ciment et branchement de chauffage et toutes sujétion d'exécution.	ML	132	3000	396000
3	Exécution de conduite d'aération et toute sujétion d'exécution.	ML	132	2500	330000
4	Fourniture et pose de grille d'aération pour ventilation de la cuisine en PVC.	U	62	5000	310000
5	Fourniture et pose d'ascenseur compris des équipements, installation et réglage et toutes sujétions d'exécution.	U	1	4800000	4800000
Sous total Ouvrage divers					7386000
VIII) Lot Revêtement					

1	Fourniture et pose de la dalle de sol de qualité (logements, locaux, placard, cage escalier) compris de mortier en ciment et joint de ciment blanc et nettoyage et toutes sujétions d'exécution.	M ²	3490	2500	8725000
2	Fourniture et pose de faïence de qualité pour cuisine et salle de bain compris de mortier en ciment et joint de ciment blanc et nettoyage et toutes sujétion d'exécution.	M ²	1200	2000	2400000

3	Fourniture et pose plinthes de terre cuite et frises en partie haute de faïence compris de mortier en ciment et joint de ciment blanc et nettoyage et toutes sujétions d'exécution.	ML	2871.7	500	1435850
4	Fourniture et pose la chape en béton dosé à 250 kg/m ³ compris toutes sujétions d'exécution.	M ²	3450	2000	6900000
Sous total Revêtements					19460850
IX) Lot Electricité					
1	Fourniture et pose de tableau de distribution type boitier en en plastique encastré aux murs composé de disjoncteur différentiel et divisionnaire.	U	37	12000	444000
2	Fourniture et pose des interrupteurs simple et double et les prises de courant compris des gains et le fils 1,5mm et 2,5mm et les boîtes dérivation + appareillage + capteur.	U	864	400	345600
3	Fourniture et pose de point lumineux à vis pour lampe compris des gains, boîte de dérivation, d'encastrement, branchement et lampe.	U	532	350	186200
4	Fourniture et pose de réglette appliquée à 0,6m au-dessus du potager, compris des gains, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement, branchement toutes sujétion d'exécution.	U	31	1200	37200
5	Fourniture et pose de câble d'alimentation des différents appartements et des locaux.	ML	312	300	93600
6	Fourniture et pose de sonnerie compris de bouton poussoir, gains, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement, et branchement.	U	31	1200	37200
Sous total Electricités					1143800
X) Plomberie					
1	Fourniture et pose de siège anglais encastré en porcelaine vitrifiée compris de branchement, et toutes sujétions d'exécution.	U	35	9500	332500
2	Fourniture et pose Baignoire encastré en porcelaine vitrifiée compris de branchement, et toutes sujétions d'exécution.	U	31	25000	775000
3	Fourniture et pose de lavabo en porcelaine compris de siphon d'évacuation, branchement, et toutes sujétions d'exécution.	U	35	10000	350000

4	Fourniture et pose d'évier de cuisine en inox à un bac compris d'un siphon, PVC Ø40 mm, branchement et toutes sujétions d'exécution.	U	31	8000	248000
5	Faire et pose réservoirs de douche avec toutes sujétions d'exécution.	U	31	8500	263500
6	Fourniture et pose de tuyauterie de multicouche pour alimentation des eaux froid et chaud avec toutes sujétions d'exécution.	ML	1819	2000	3638000
7	Fourniture et pose des robinets de barrage pour conteur.	U	35	1200	42000
8	Fourniture et pose de robinet d'arrêt générale compris de toute sujétion d'exécution.	U	1	4500	4500
9	Fourniture et pose des Robinets de puisage compris de toute sujétion d'exécution.	U	31	800	24800
10	Fourniture et pose des mélangeurs pour évier et salle de bain compris de toute sujétion d'exécution.	U	97	4500	436500
11	Fourniture et pose des tuyauteries en cuivre qualité GAZ compris raccorde de branchement, soudure et toute sujétion d'exécution.	ML	500	3500	1750000
12	Fourniture et pose des robinets de barrage pour compteur et pour appartement agréent par SONELGAZ. Compris de toute sujétion d'exécution.	U	62	2000	124000
13	Fourniture et pose de robinet d'arrêt agréé par SONALGAZ pour cuisinier, chauffe-eau et chauffage y compris de toute sujétion d'exécution.	U	93	2500	232500
Sous total Plomberies					8221300
XI) Lot Menuiserie Bois					
1	Fourniture et pose porte d'entrée des appartements (1× 2,2) m ² compris de toute	U	31	20000	620000
2	Fourniture et pose des portes des chambres et de balcon (0,9× 2,2) m ² compris de toute sujétion d'exécution.	U	84	15000	1260000
3	Fourniture et pose des portes de (0,75× 2,2) m ² pour sanitaire des appartements et des locaux compris de toute sujétion d'exécution.	U	77	14000	1078000
4	Fourniture et pose de toutes les fenêtres (1,2× 2.0) m ² compris de toute sujétion d'exécution.	U	71	8000	568000

5	Fourniture et pose de chausser vitrer pour sanitaire (0,5×0,5) m ² compris de toutes sujétion d'exécution.	U	6	5000	30000
6	Fourniture et pose de porte (0,6 ×2) m ² pour placard et compris de toute sujétion d'exécution.	U	31	9000	279000
7	Fourniture et pose de toutes les fenêtres (1,2× 1.8) m ² compris de toute sujétion d'exécution.	U	26	7000	182000
8	Fourniture et pose de toutes les fenêtres (1,2× 2.2) m ² compris de toute sujétion d'exécution.	U	3	9000	27000
Sous total Menuiserie Bois					4044000
XII) Lot Menuiserie Métallique					
1	Fourniture et pose des portails de (2.70×3.6) m ² pour sous-sol compris de cadre et quincaillerie et toutes sujétions.	U	1	70000	70000
2	Fourniture et pose des rideaux (3×3) m ² pour les locaux des commerces compris toutes sujétions.	U	6	80000	480000
3	Fourniture et pose la porte d'accès du bloc à 2 vantaux avec grille d'aération de (1,8×2,5) m ² compris de quincaillerie et toutes sujétions.	U	1	60000	60000
4	Fourniture et pose les portes d'accès de logement de dimension (1.0 × 2,2) m ² compris de quincaillerie et toutes sujétions.	U	31	30000	930000
5	Fourniture et pose des fenêtres métalliques d'escalier de (0,5×1,3) m ² y compris toutes sujétions.	U	20	18000	360000
6	Fourniture et pose de porte métallique (0,6 ×2) m ² type SONALGAZ pour armoire électrique y compris de toutes sujétions	U	1	15000	15000
7	Fourniture et pose des boites aux lettre à clef de type métallique au niveau de RDC de dimension (0,25×0,25) m ² y compris de toutes sujétions.	U	31	2500	77500
Sous total Menuiserie Métallique					1992500
XIII) Lot Etanchéité					
1	Forme de pente en béton dosé à 250kg/m ³ compris de polystyrène et flue polyane sur 2 faces et repérages de pente d'écoulement des eaux pluviales.	M ²	355.1	2500	887750
2	Fourniture et pose l'étanchéité en 36 st 2 couches y compris de toutes sujétions.	M ²	710.2	1500	1065300
3	Fourniture et pose de Paxalumin sur l'acrotère y compris de toutes sujétions.	ML	86.14	1200	103368

4	Fourniture et pose de protection de l'étanchéité en gravillon roulé.	M ²	355.1	1000	355100
5	Fourniture et pose de gargouille en plombe Ø110 y compris de crapaudine et de toutes sujétions.	U	6	4000	24000
Sous total Etanchéité					2435518
IVX) Lot Peinture – Vitrierie					
1	Fourniture et pose de peinture vinylique sur mur extérieur en 3 couches y compris de toutes sujétions.	M ²	2143.85	400	857540
2	Fourniture et pose de peinture vinylique intérieur pour les murs et sous plafond en 2 couche y compris de toutes sujétions.	M ²	3715.1	350	1300285
3	Fourniture et pose de peinture laquée pour les murs et sous plafond en 2 couches y compris de toutes sujétions.	M ²	3715.1	350	1300285
4	Fourniture et pose de peinture de l'huile sur menuiserie métallique en 2 couches y compris de toutes sujétions.	M ²	152.6	320	48832
5	Fourniture et pose de peinture de l'huile sur menuiserie bois en 2 couches y compris de toutes sujétions.	M ²	616.03	320	197130
6	Fourniture et pose de verre de 4 mm y compris de mastic et de toutes sujétions.	M ²	150	2000	300000
7	Fourniture et pose de verre martelé de 6 mm y compris de mastic et de toutes sujétions.	M ²	35	5000	175000
8	réalisation de puis de lumière	M ²	15.54	6000	93240
9	Réalisation de la fontaine avec toutes accessoires	U	1	150000	150000
Sous total Peinture – Vitrierie					4422312
MONTANT TOTAL EN -H.T.-					137595220
Le taux de TVA est de 19% en 2019					
MONTANT TOTAL AVEC -T.V.A.-					163738312

Tableau 7.6 : Devis quantitatif et estimatif.

7.9.3 Calcul du coût des logements par la méthode paramétrique :

Cette approche est très répandue dans le secteur de BTP, elle a été prise à partir des informations donnée par des intervenants dans le secteur de bâtiment, qui ont des prix de marché actuel.

Notre bâtiment est classé en catégorie du LPA (Logement promotionnel aidé).

D'après le Site du ministère du logement (mhuv.gov.dz), le Ministre a donné en détails les prix d'un nouveau programme des logements LPA. Ainsi le prix de F3 Avec Taxe coûtera environ de 3500 000 DA et F4 coûtera environ 4 400 000 DA F5 coûtera environ 5 000 000 DA.

Et D'après le promoteur **Racim Line** qui est entrain de réalisé un programme de logements promotionnels aidés à Tlemcen :

- ❖ Le prix du mètre carré d'habitation à Tlemcen avec Taxe est entre 45 000 DA et 65 000 DA, dépend de la qualité de logement.
- ❖ Le prix du mètre carré de commerce avec Taxe est environ les 30 000 DA.
- ❖ Le prix du mètre carré de parking avec Taxe est environ les 25 000 DA.

Pour l'estimation de notre projet, on considère que le mètre carré avec Taxe nous coûtera 50 000 DA.

Alors, le coût de réalisation de notre projet avec Taxe sera représenté comme suit :

Catégories	Surfaces (m ²)	Prix de 1 m ² A.T (DA)	Prix de logement A.T (DA)
F3	100	50 000,00	5 000 000,00
F4	140	50 000,00	7 000 000,00
F5	130	50 000,00	6 500 000,00

Tableau 7.7: Le prix de chaque catégorie du notre logement par la méthode paramétrique.

Niveaux	Usage	Prix de 1 m ² A.T (DA)	Prix de logement A.T (DA)
Parking	Parking	25 000,00	10 000 000
Commerce	Commerce	30 000,00	9 900 000
Habitation	Habitation	50 000,00	174 500 000
			$\Sigma = 194\ 400\ 000$

Tableau 7.8 : Le montant total du bâtiment par la méthode paramétrique.

On remarque que le montant calculé par la méthode paramétrique est supérieur au montant calculé par la méthode analytique.

7.10 Conclusion:

Pour le budget de notre étude, on prend on considération le montant calculé par la méthode analytique, parce qu'il est plus fiable et plus exacte.

CONCLUSION GENERALE

En fin de ce modeste travail qui présente l'étude d'un bâtiment en (RDC+10étages) à usage d'habitation et commerce constituée d'une structure mixte (portique-voile), nous avons persuadés que ce système de contreventement mixte conformément aux règlements technique en vigueurs est très conseillé en zone de faible sismicité, parce qu'il représente une capacité de résistance satisfaisante.

Comme à travers de cette étude, nous avons pu assimiler nos différentes connaissances dans le domaine de calcul des bâtiments qui nécessite l'utilisation de l'outil informatique qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures (SAP 2000, AUTO-CAD), en tenons compte de la sécurité et la résistance structurale ; de la conception et l'exécution, sans oublier le côté de l'étude managériale de ce projet.

- ✓ Il est nécessaire de disposer les voiles dans notre bâtiment pour améliorer le comportement de la structure durant le séisme.
- ✓ Repons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- ✓ L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général comme une fondation car les dimensions des semelles provoquent un chevauchement.
- ✓ l'étude managériale de ce projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à atteindre des objectifs dans le délai et le coût et pour cela ce travail nous a donné l'avantage de bien maitriser le logiciel de gestion des projets (MS PROJECT).

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[C.B.A.93] MINESTER DE L'HABITAT, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, 1993.

[D.T.R. B.C. 2.2] MINISTERE DE L'URBANISME ET DE LA CONSTRUCTION, Charges permanentes et charges d'exploitation,

[BAEL, 91] Jean-pierre Mouglin, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième. Édition Eyrolles 2000.

[R.P.A.99/VERSION2003] MINISTER DE L'HABITATION ET DE L'URBANISME, Règles Parasismique Algérienne, version 2003

[0] LAAHA TARACHE adra ; Politique de l'habitat et contraintes de la construction du logement en Algérie ; Analyse comparative avec la Tunisie et le Maroc : Thèse de doctorat d'état

[1] PMBOK, Guide du corpus des connaissances en management de projet. Quatrième édition, ANSI/MPI 99-001-2008.

[2] DR. HAMZAOU, F. Cours de management des projets, Management des délais, Management des coûts et management des risques.

[3] Gaël Chatelain, Le management par la bienveillance, l'avenir du management, Consulté le 04/06/2018, Publié le 1 mars 2016, Disponible à l'adresse <https://fr.linkedin.com/pulse/la-bienveillance>

[4] PH. GASTINEL / J FRANCK, Approche paramétrique d'estimation des coûts.

COSTET, J., SANGLERAT, G. Cours pratique de mécanique des sols Tome 2 : Calcul des ouvrages, Dunod.1983. 447 p.

Mémoire de DIB Mohamed Riad & Rais Ahmed. sol, rdc, mezzanine+13 etages » a usage d'habitation et commerce, implanté à tlemcen Mémoire d'obtention du diplôme du MASTER en génie civil, soutenue en Juillet 2018, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.

(MOULELKAF.T et BOUDJEMAA.T, 2017)

Logiciels utilisés :

-  SAP 2000 version 14.2
-  AUTOCAD 2019
-  WORD 2013
-  EXCEL 2013
-  MS-PROJECT 2010

ANNEXE A

VI) INTERPRETATIONS ET CONCLUSIONS

- 1) Le sondage carotté réalisé au milieu du terrain d'emprise du projet objet de l'étude ainsi que les autres essais réalisés, essais et analyses physico-chimiques et mécanique de laboratoire ont permis de mettre en évidence un sol composé d'un remblai d'épaisseur de 2,80 mètres. Ce remblai surmontant le terrain originel, représenté d'une formation prédominante faite de marne verdâtre à jaunâtre renfermant un sable rougeâtre avec des passages de roche de nature calcaire gréseux en profondeur, cette couche allant jusqu'au fuis du sondage (voir la coupe géologique et la planche des caisses joint en pages d'annexes de ce rapport).
- 2) De point de vue résistance, les allures des courbes pénétrométriques sont relativement semblables ce qui confirme l'homogénéité du sol de point de vue résistance et reflète la formation géologique du terrain. La résistance dynamique est généralement moyenne à élevée, oscillant avec la profondeur entre un minimum de 46,18 bars (essai n°01 à 2,40 m et essai n°02 à 2,20 m) à un maximum de couches sous jacentes intermédiaires plus résistantes allant à 227,08 bars (essai n°02 à 4,40 m). Le refus n'est pas atteint dans la profondeur de pénétration. Les pénétrogrammes objet des essais sont joints en annexe.
- 3) Les résultats obtenus des essais au laboratoire indiquent une formation marneuse qui est de classe granulaire limono-argileuse à sableuse, moyennement à très dense, très plastique, assez fortement compressible et moyennement gonflante.

A cet effet, il s'avère que le fondement radier général fût seul retenu comme étant le plus satisfaisant au point de vue technico-économique pour réduire les tassements et le plus facile à la mise en œuvre.

En matière de fixation de la hauteur d'ancrage de l'ouvrage, compte tenu de l'état de sol plastique, tassant et gonflant remarqué dans les résultats des essais au laboratoire et la prise en considération d'une épaisseur minimale de béton de semelle de 1,0 m ainsi que l'adoption d'un sous-sol, la profondeur d'ancrage serait de l'ordre de - 3,80 mètres, à compter du niveau superficiel de terrain nu actuel. Le taux de travail est limité à 1,60 bar

4) RECOMMANDATIONS PARTICULIERES

- Les terrassements (fouilles) en grande masse jusqu'à la profondeur de 3,80 m doivent s'exécuter soigneusement par extraction à la pelle mécanique tout en prenant les précautions d'usage nécessaires.
- Le coulage du faux puits doit s'effectuer aussitôt les terrassements achevés.
- Prévoir un trottoir périphérique d'étanchéité tout au tour de la construction.
- Eloigner la plantation des arbres.
- Utiliser des canalisations flexibles dans les réseaux sous terrain.

Le laboratoire GETPRIM reste disposé pour fournir des explications, données et informations complémentaires à la demande éventuelle du client, dans le cadre de la présente étude géotechnique.

ETABLI PAR L'INGENIEUR

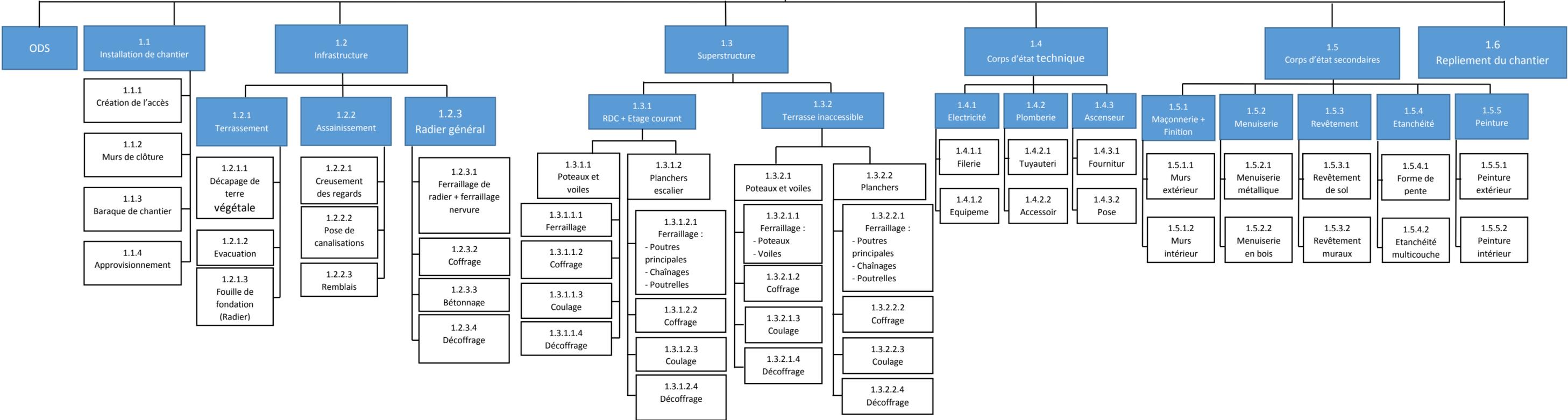
BENSEKRANE .A
Boussier Génie Civil
Spécialité Travaux Publics

RESPONSABLE DE LABORATOIRE



ANNEXE B

WBS
Construction d'un bâtiment R+10 Tlemcen



ANNEXE C

2	REALISATION D'UN BATIMENT R+10 à TLEMCCN	629 jours	Mer 02/01/19	Mar 16/11/19		
	- etude préalable et programmation	16 jours	Mer 02/01/19	Sam 26/01/19		
3	Localisation de terrain +achats	1 jour	Mer 02/01/19	Mer 02/01/19		
4	etude de l'état de besion	3 jours	Jeu 03/01/19	Lun 07/01/19		
5	Etude d'opportunité	6 jours	Mar 08/01/19	Mer 16/01/19		
6	Elaboration d'un programme	6 jours	Jeu 17/01/19	Sam 26/01/19		
7	- conception Etude	45 jours	Lun 28/01/19	Sam 30/03/19		
8	- Variante Projet	2 jours	Lun 28/01/19	Mar 29/01/19		
9	Choix de la variant	1 jour	Lun 28/01/19	Lun 28/01/19		
10	Dossier de permis de construire	1 jour	Mar 29/01/19	Mar 29/01/19		
11	- Dossier d'exécution	43 jours	Mer 30/01/19	Sam 30/03/19		
12	Elab.Plan ARCHI	15 jours	Mer 30/01/19	Mar 19/02/19		
13	Etude Geotechnique (Itpo)	5 jours	Mer 30/01/19	Mar 05/02/19		
14	Elab.Plan G.C	10 jours	Mer 20/02/19	Mar 05/03/19		
15	Elab.Plan VRD et CES	13 jours	Mer 20/02/19	Sam 09/03/19		
16	Contrôle technique 'ctc'	15 jours	Lun 11/03/19	Sam 30/03/19		
17	- Devis Estimatif et Quantitatif	2 jours	Lun 11/03/19	Mar 12/03/19		
18	Elab.Devis Quantitatif	1 jour	Lun 11/03/19	Lun 11/03/19		
19	Elab Devis Estimatif	1 jour	Mar 12/03/19	Mar 12/03/19		
20	- réalisation par le promoteur	433 jours	Mar 12/03/19	Lun 01/03/21		
21	- installation du chantier	10 jours	Mar 12/03/19	Lun 25/03/19		
22	Création de l'accès au chantier	1 jour	Mar 12/03/19	Mar 12/03/19		
23	Création de cloture et de baraque	6 jours	Mer 13/03/19	Mer 20/03/19		
24	Approv Eau et électricité	3 jours	Jeu 21/03/19	Lun 25/03/19		
25	- infrastructure	20 jours	Mar 26/03/19	Mer 24/04/19		
26	- terrassement	14 jours	Mar 26/03/19	Mar 16/04/19		
27	ouverture des fouilles	12 jours	Mar 26/03/19	Jeu 11/04/19		
28	Assainissement	2 jours	Lun 15/04/19	Mar 16/04/19		
29	- fondation	8 jours	Lun 15/04/19	Mer 24/04/19		
30	coulage le béton de propreté	1 jour	Mer 17/04/19	Mer 17/04/19		
31	ferrailage radier	6 jours	Lun 15/04/19	Lun 22/04/19		
32	coffrage radier	3 jours	Jeu 18/04/19	Lun 22/04/19		
33	coulage béton	1 jour	Mar 23/04/19	Mar 23/04/19		
34	Decoffrage	1 jour	Mer 24/04/19	Mer 24/04/19		
35	- Superstructure	404 jours	Mer 24/04/19	Lun 01/03/21		
36	- sous sol	45 jours	Mer 24/04/19	Lun 08/07/19		
37	- poteaux et voile sous sol	16 jours	Mer 24/04/19	Mar 21/05/19		
38	ferrailage p et v	10 jours	Mer 24/04/19	Jeu 09/05/19		
39	coffrage	6 jours	Sam 11/05/19	Sam 18/05/19		
40	coulage béton	1 jour	Lun 20/05/19	Lun 20/05/19		
41	decoffrage	1 jour	Mar 21/05/19	Mar 21/05/19		
42	- plancher et escalier sous sol	27 jours	Mer 22/05/19	Lun 08/07/19		
43	coffrage	15 jours	Mer 22/05/19	Lun 17/06/19		
44	ferrailage PP,CH ,Poutrelle,Escalier	10 jours	Mar 18/06/19	Mer 03/07/19		



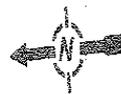
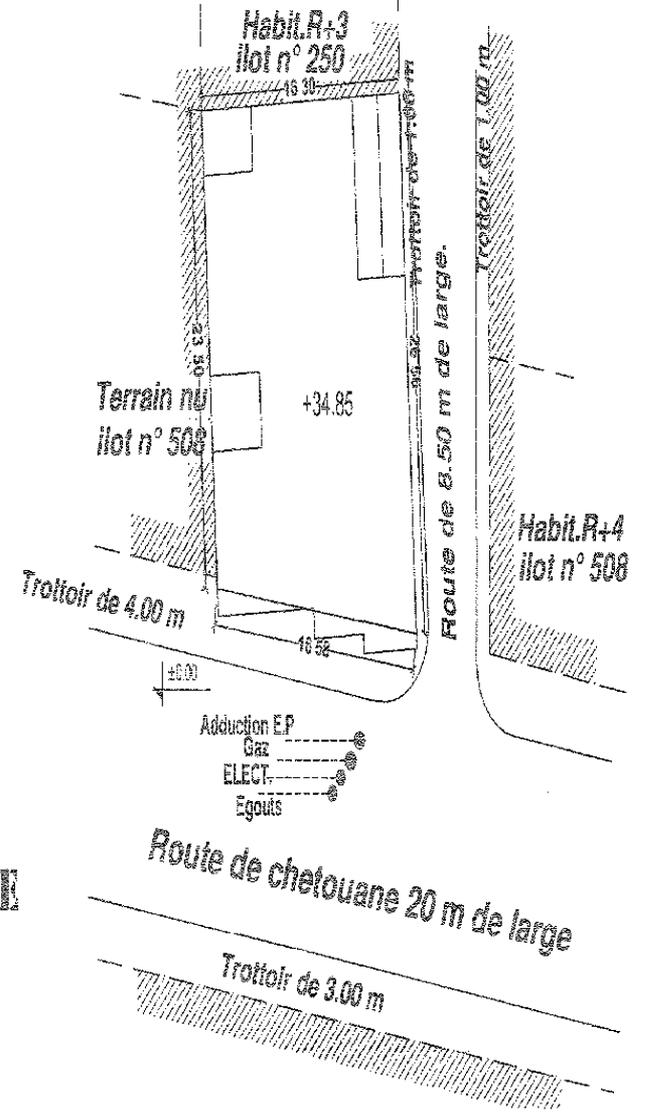
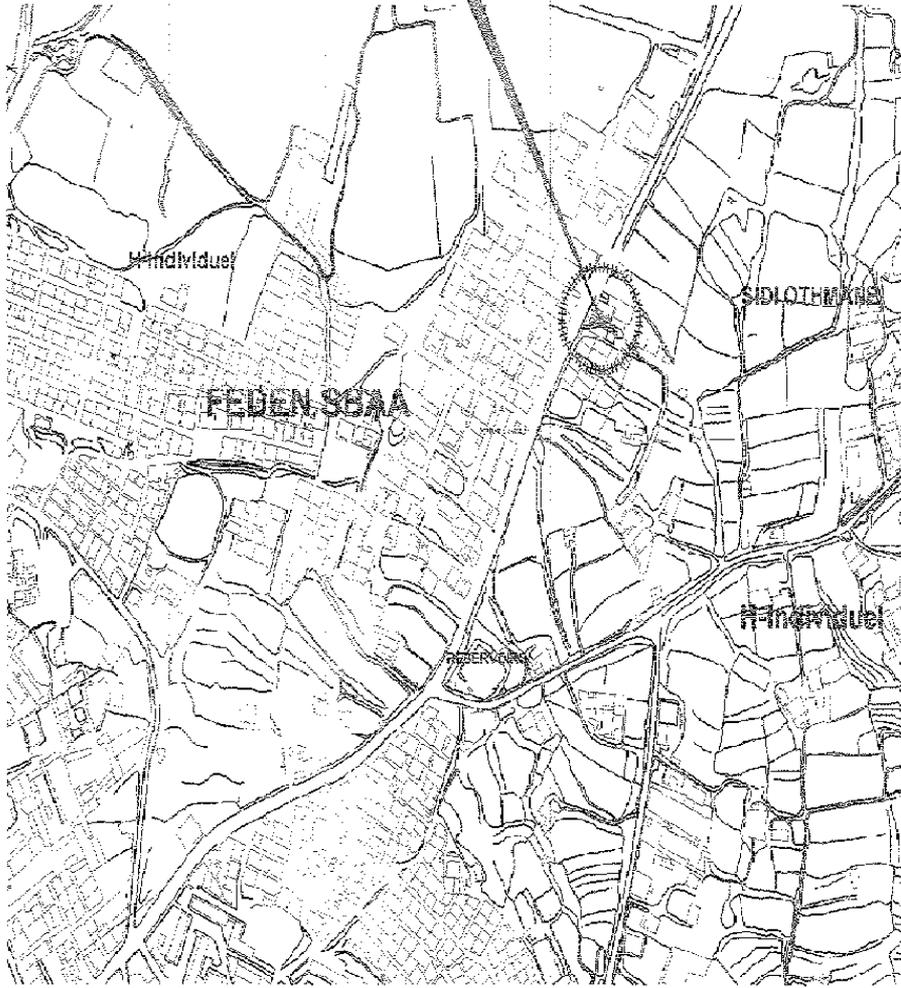
ANNEXE D

PLAN DE SITUATION

Ech: 1/2000



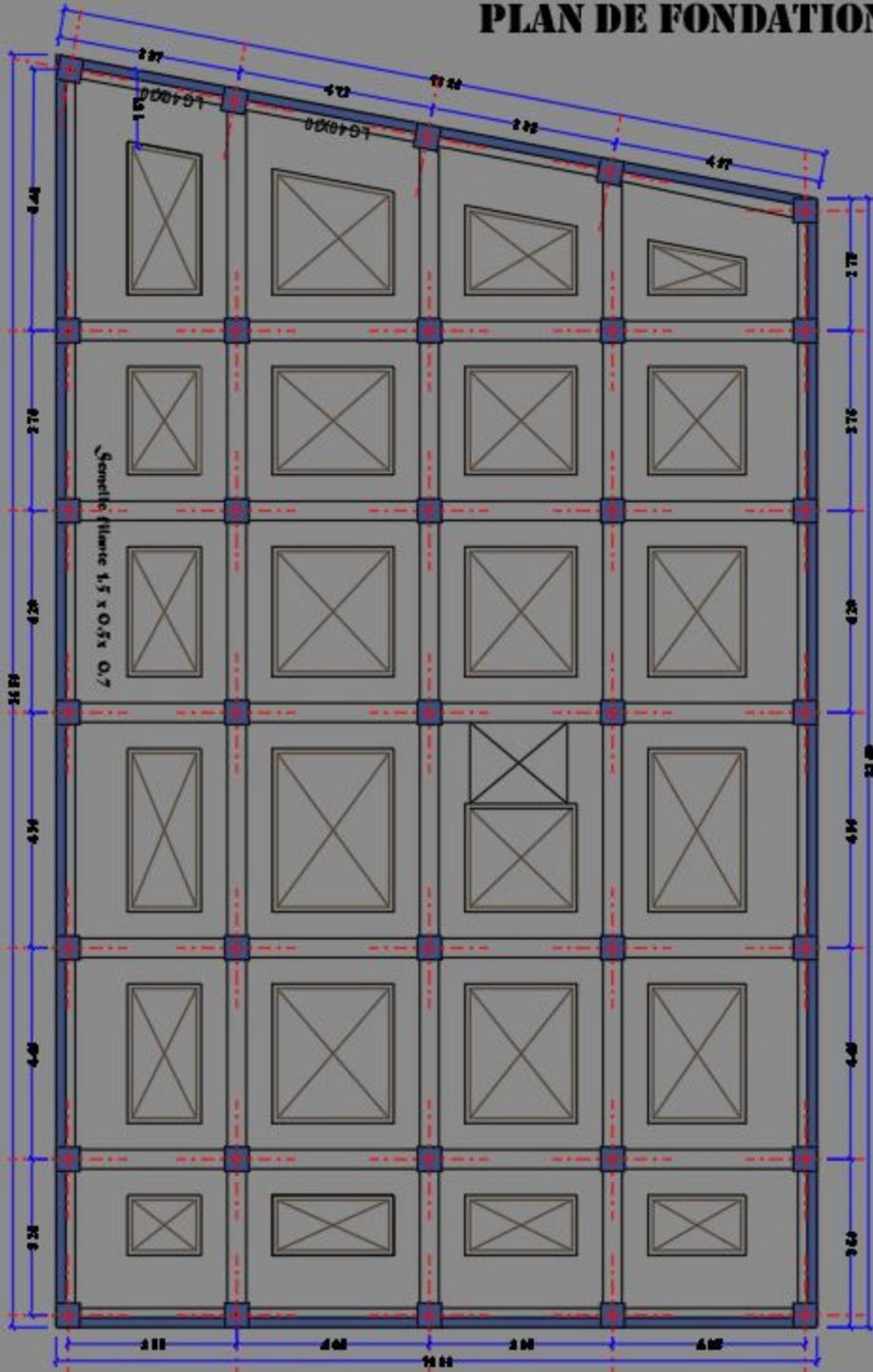
Projet



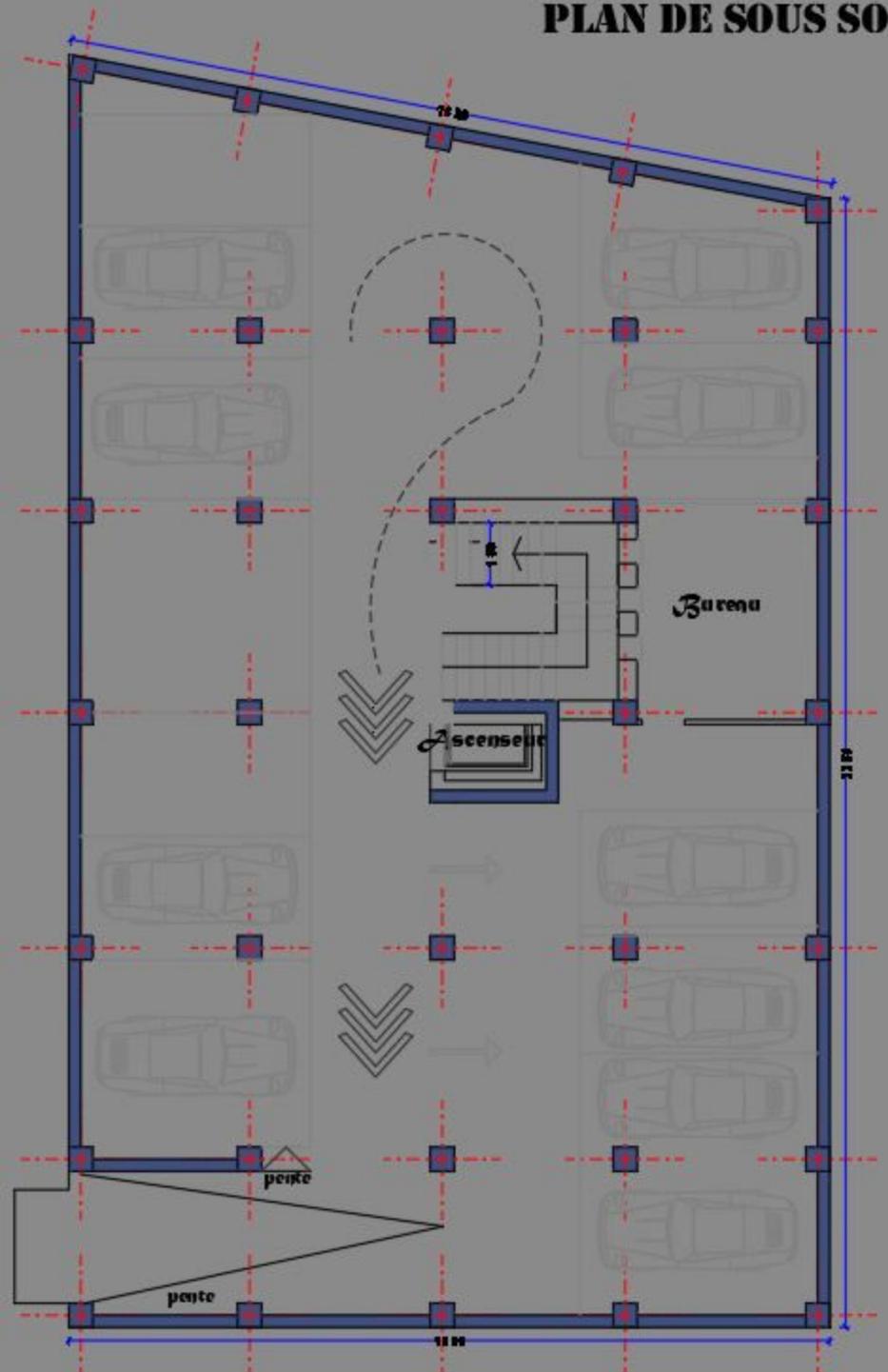
PLAN DE MASSE

Ech: 1/500

PLAN DE FONDATION

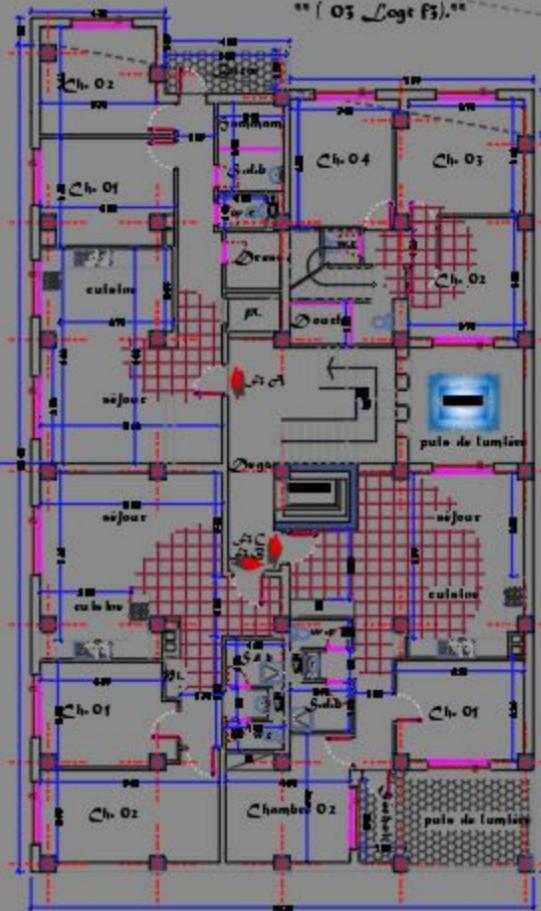


PLAN DE SOUS SOL



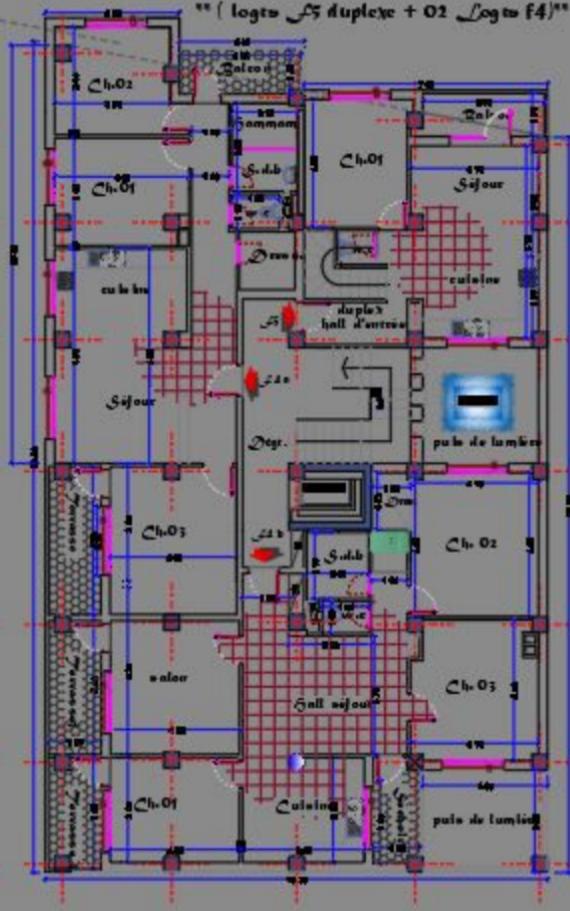
PLAN DE ÉTAGE COURANT (2+4+6)

“(03 Logts f3).”



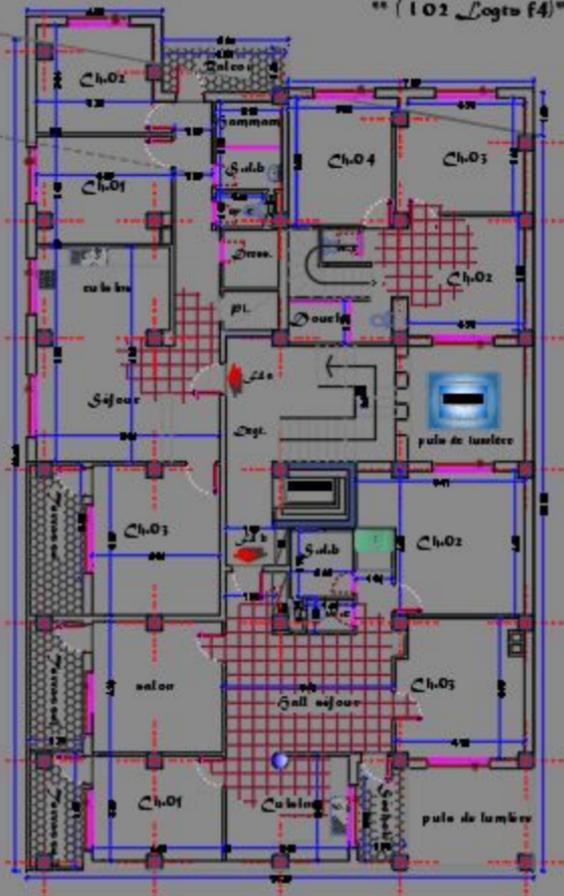
PLAN DE 7 EME ÉTAGE

“(logts f5 duplexe + 02 Logts f4).”



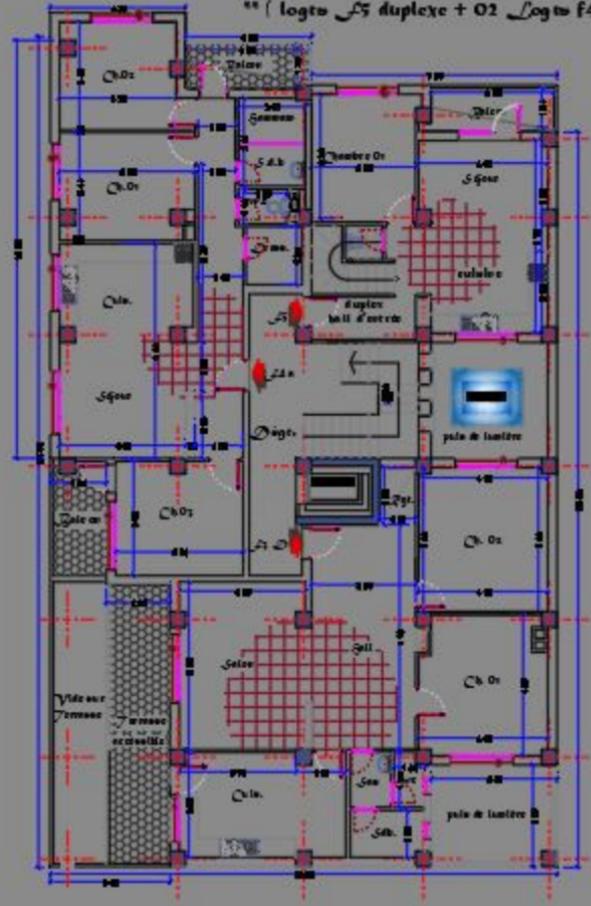
PLAN DE 3 EME ÉTAGE

** (1 O2 Logto F4)**



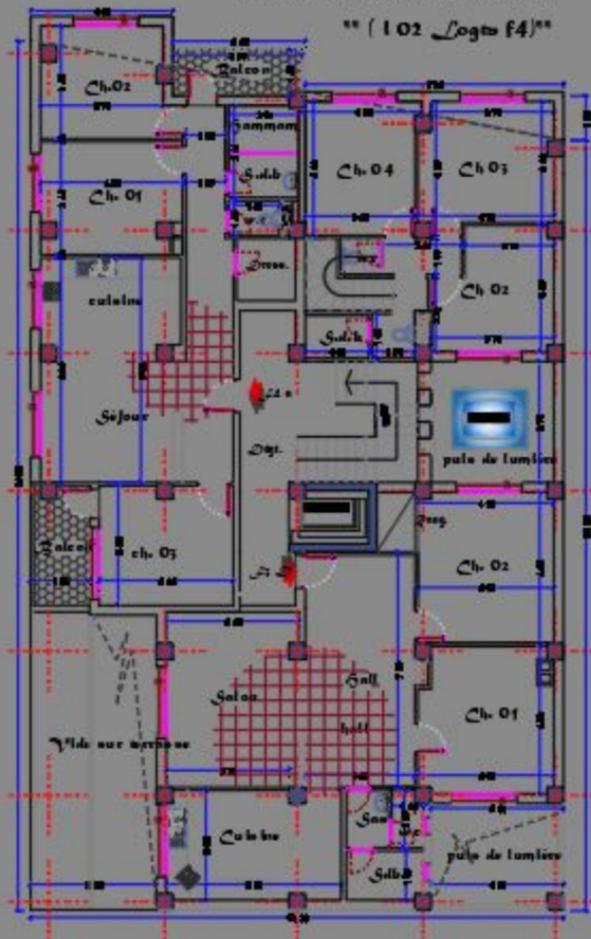
PLAN DE 9 EME ÉTAGE

** (logto 5 duplex + O2 Logto F4)**



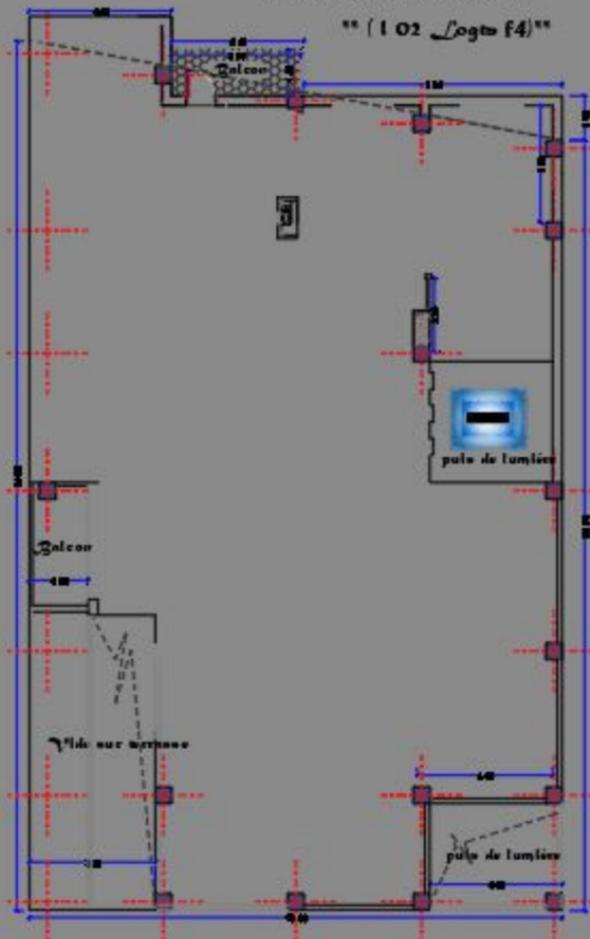
PLAN DE 10 EME ÉTAGE

“(02 Logts f4)”

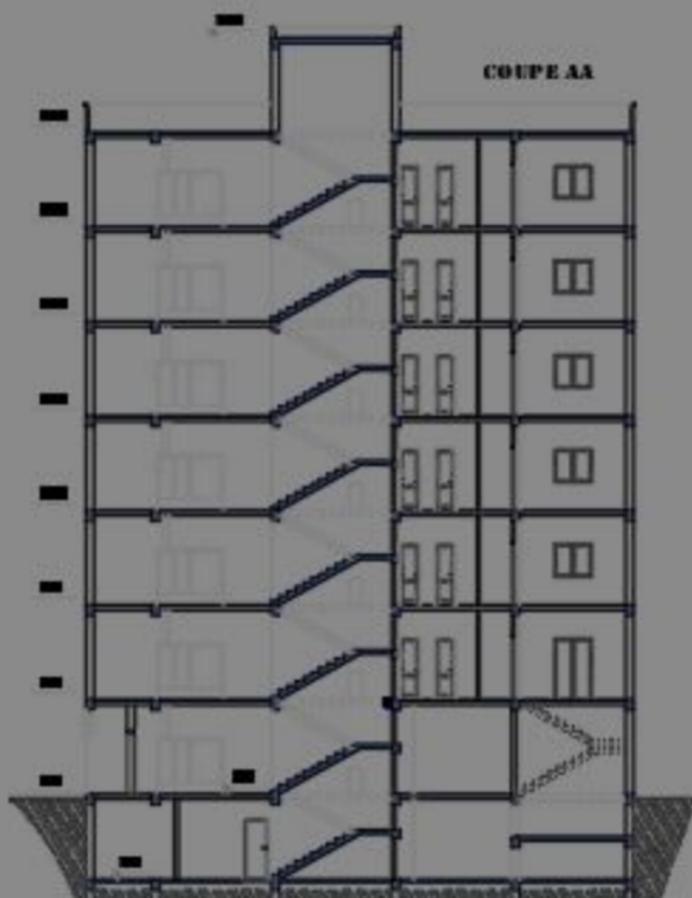


PLAN DE TERRASSE

“(02 Logts f4)”



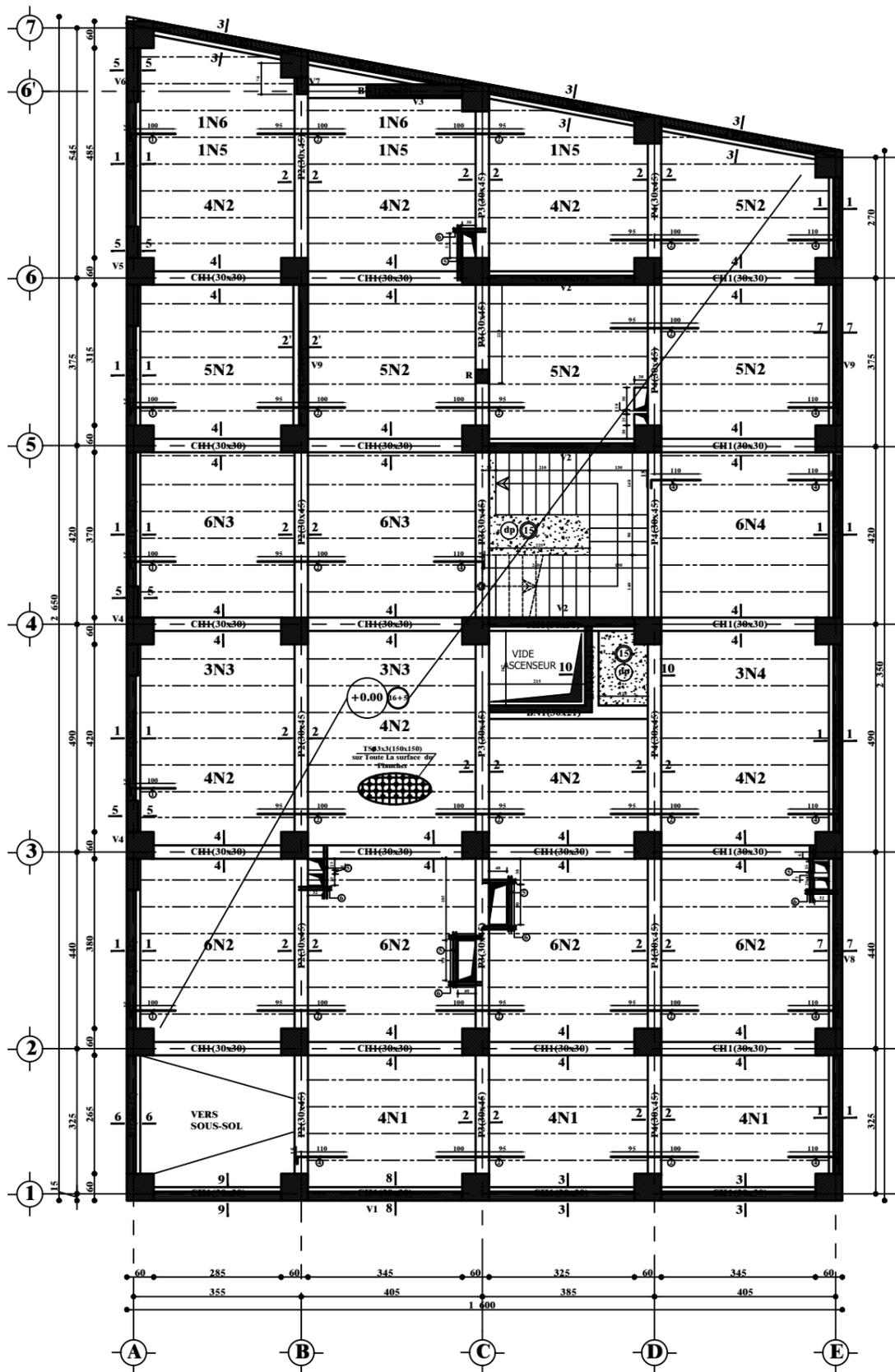
COUPE AA



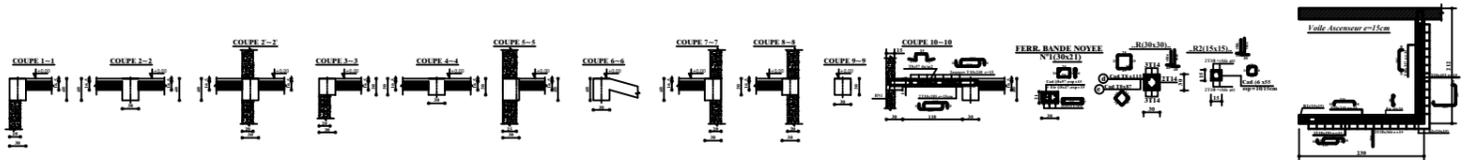
FAÇADE PRINCIPALE



ANNEXE E

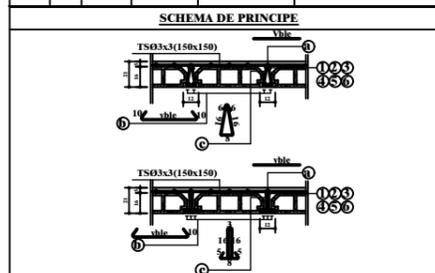


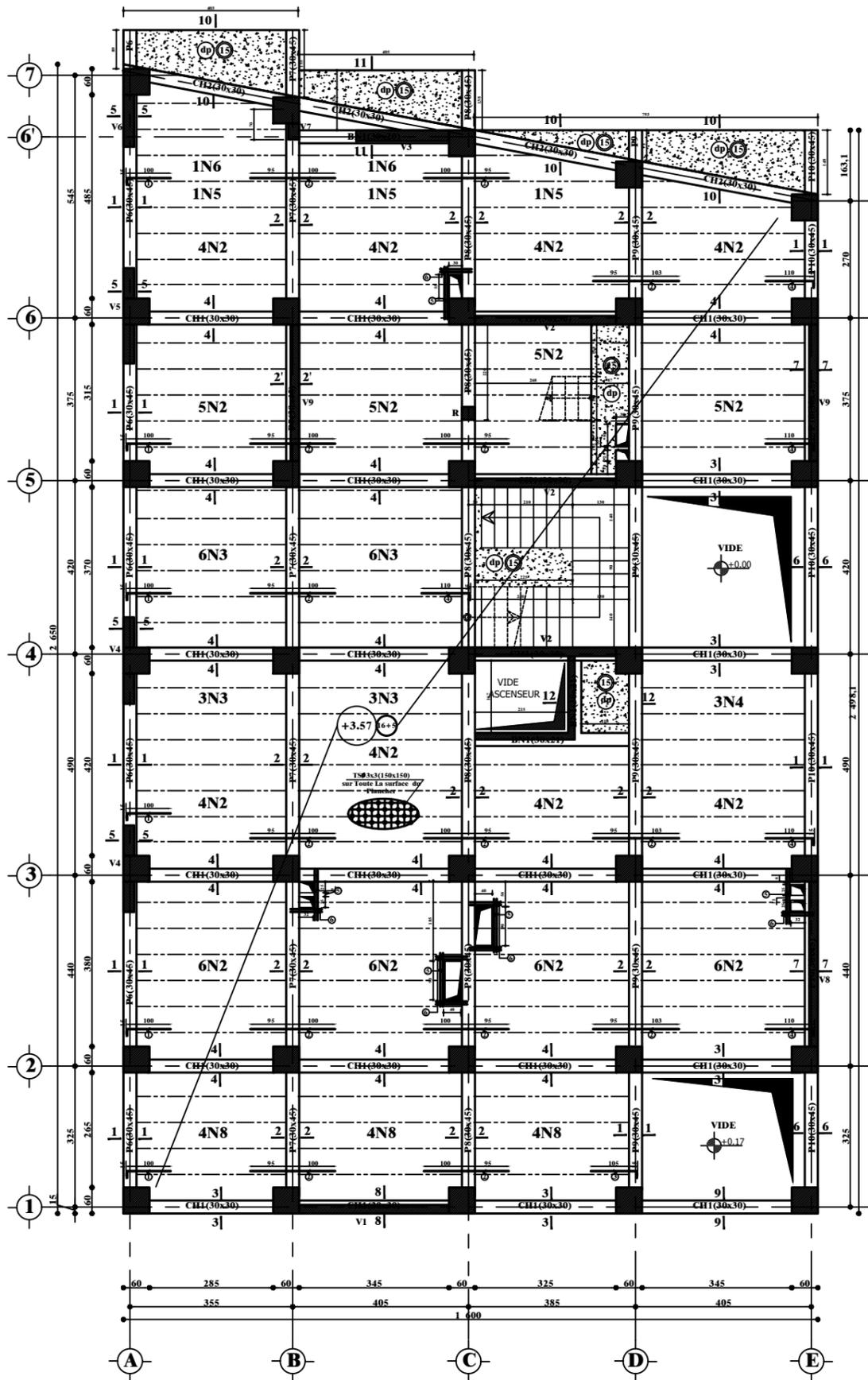
... COFFRAGE PLANCHER HAUT SOUS- SOL NIV +0.00m ...



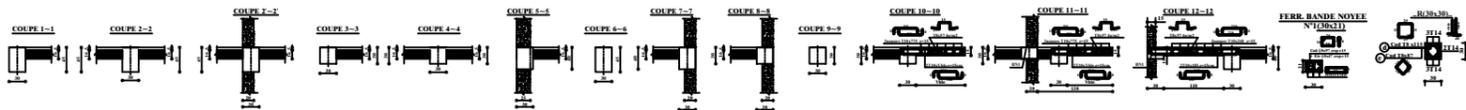
TABLEAUX DES POUTRELLES					
NUMEROUS	NBR	LONG	FERRAILLAGE		
			(a)	(b)	(c)
N1	4	FH	1T14xFH	2T12xFH	etr06x0.52e=5x10 e=15
N2	19	FH	1T14xFH	2T12xFH	etr06x0.52e=5x10 e=15
N3	9	805	1T14x805	2T12x825	etr06x0.52e=5x10 e=15
N4	9	430	1T14x430	3T12x450	etr06x0.53e=5x10 e=15
N5	1	FH	1T14xFH	2T12xFH	etr06x0.52e=5x10 e=15
N6	1	950	1T14x950	2T12x970	etr06x0.52e=5x10 e=15

TABLEAUX DES CHAPEAUX			
NUMEROUS	Ø	LONG	SCHEMA
①	T14	115	
②	T14	195	
③	T14	120	
④	T14	125	
⑤	T14	125	
⑥	T14	70	





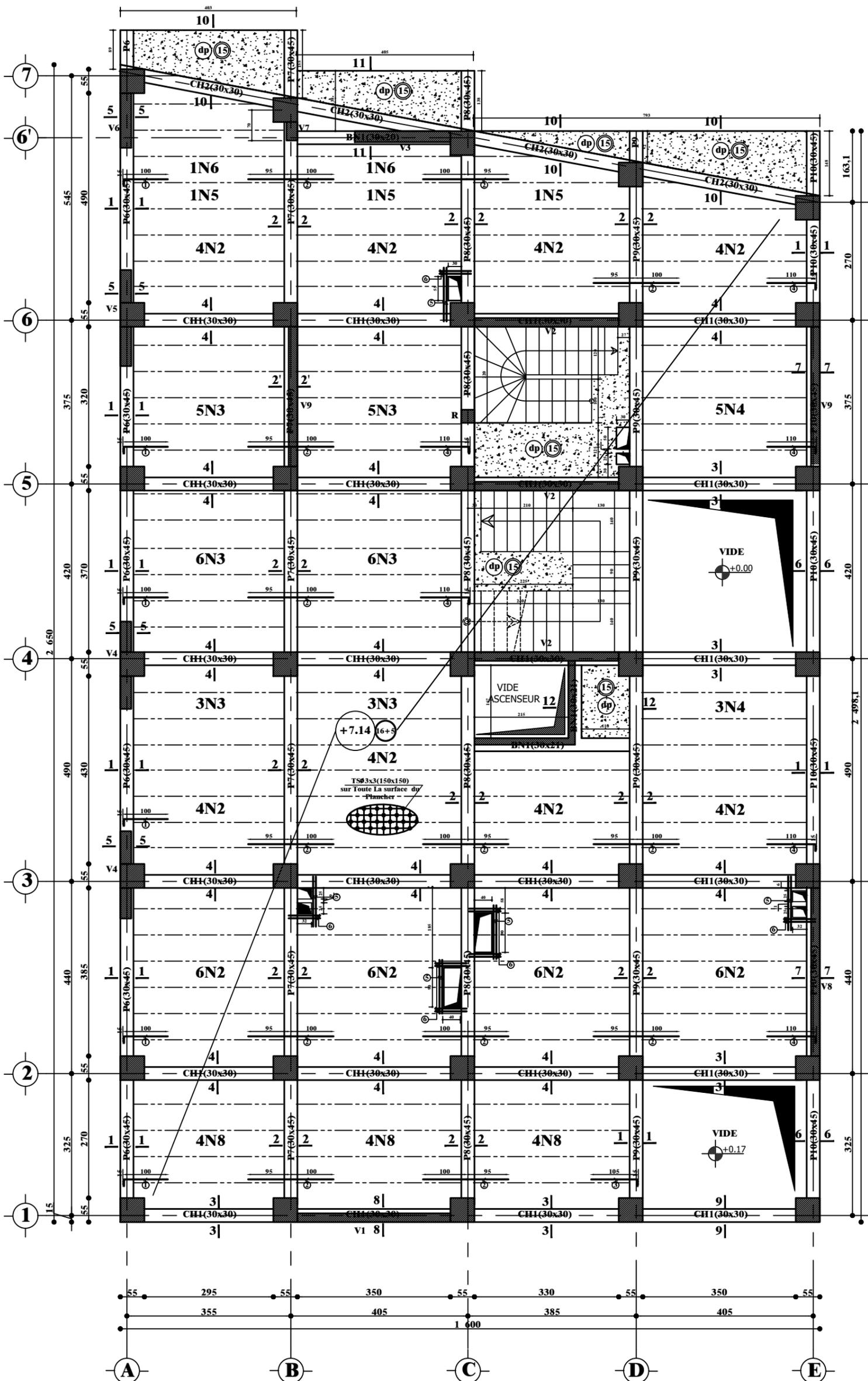
... COFFRAGE PLANCHER HAUT RDC NIV +3.57m...



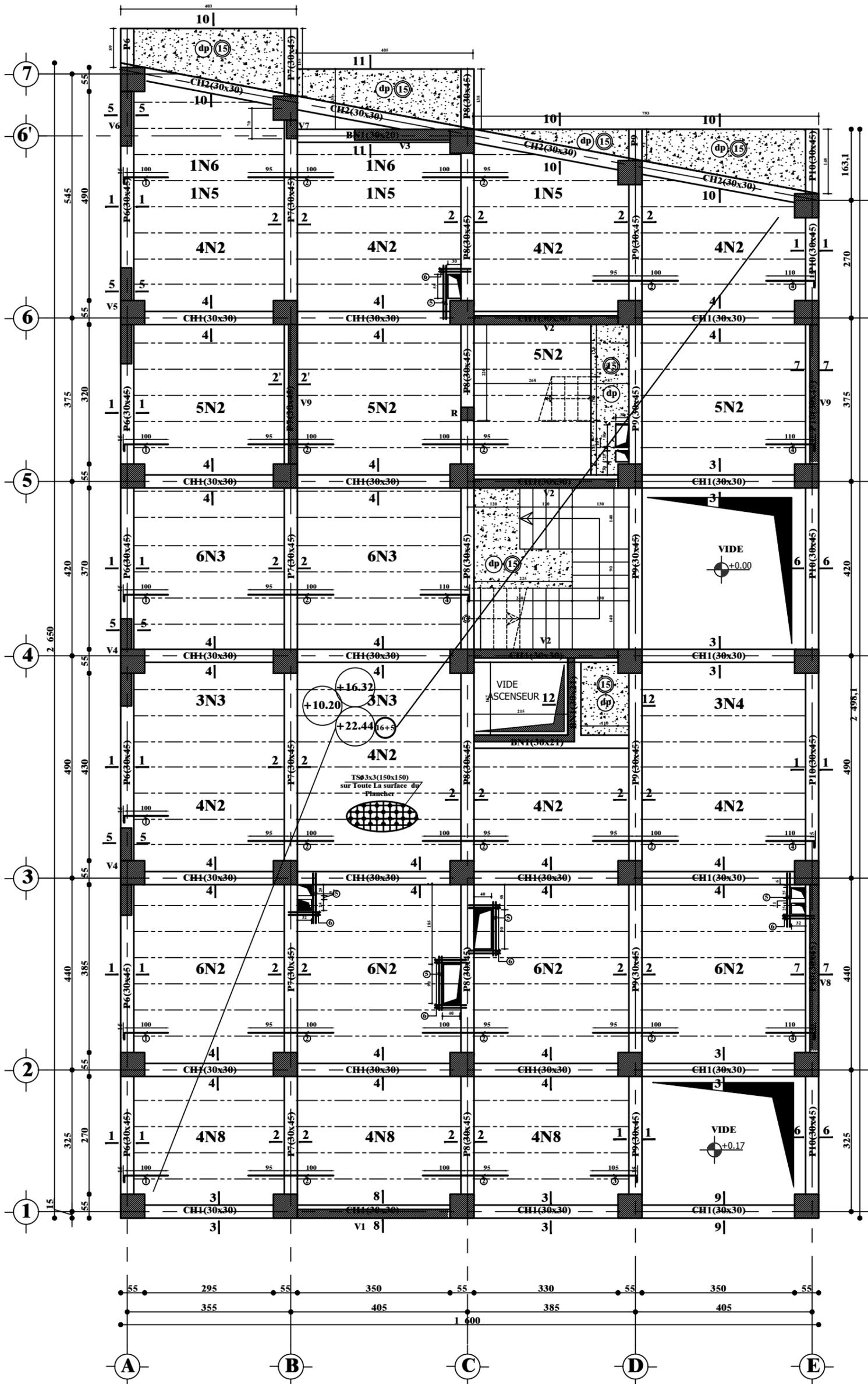
TABLEAUX DES POUTRELLES					
REPERES	NBR	LONG	FERRAILLAGE		
			A	B	C
N2	33	FH	1T12xFH	2T12xFH	etrØ6x0.52e=5x10 e=15
N3	23	805	1T12x805	2T12x825	etrØ6x0.52e=5x10 e=15
N4	11	430	1T12x430	2T12x450	etrØ6x0.52e=5x10 e=15
N5	2	FH	1T12xFH	2T12xFH	etrØ6x0.52e=5x10 e=15
N6	2	950	1T12x950	2T12x970	etrØ6x0.52e=5x10 e=15
N8	8	FH	1T12xFH	2T12xFH	etrØ6x0.52e=5x10 e=15

SCHEMA DE PRINCIPE

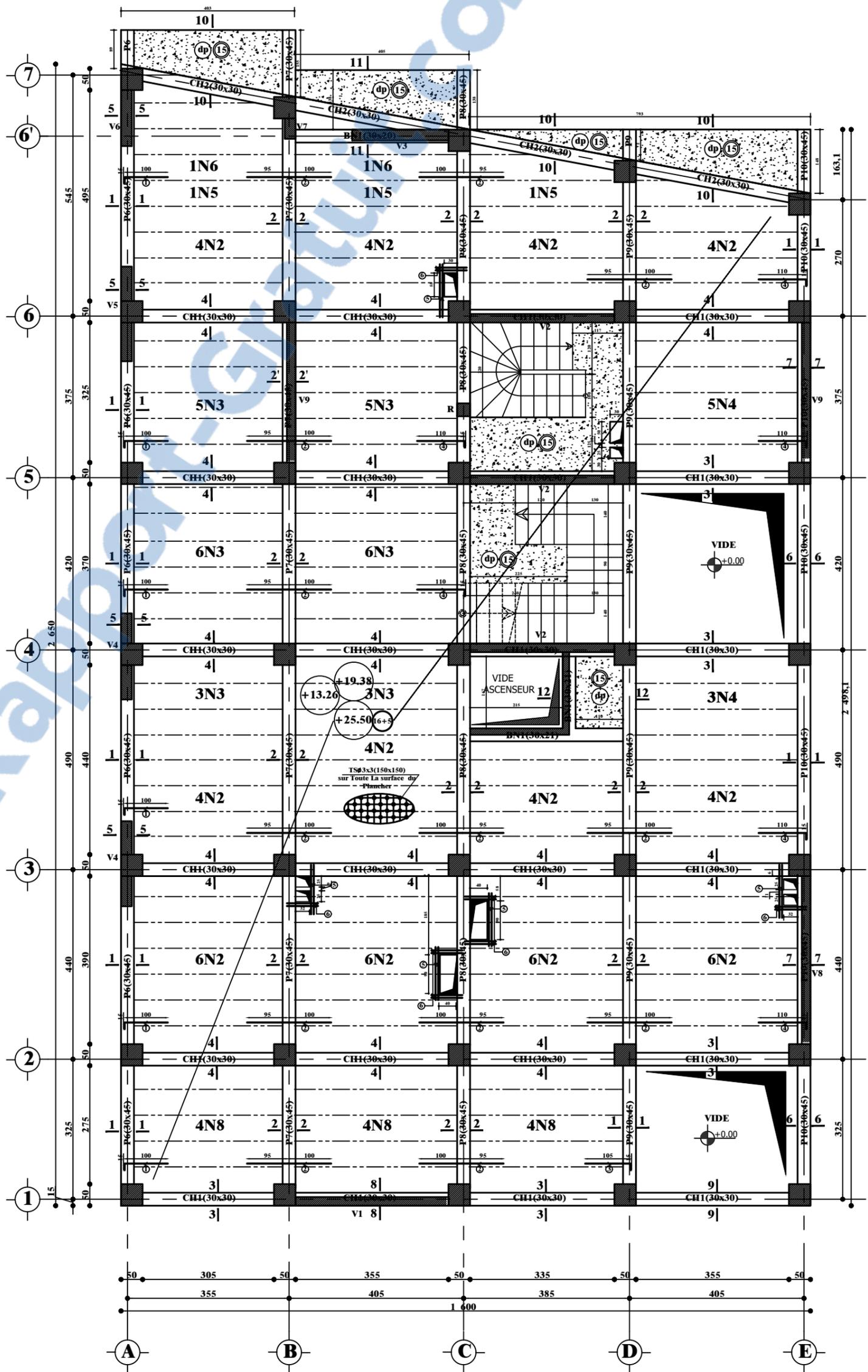
TABLEAUX DES CHAPEAUX			
REPERES	Ø	LONG	SCHEMA
1	T12	115	100
2	T12	195	195
3	T12	120	105
4	T12	125	110
5	T12	125	125
6	T12	70	70



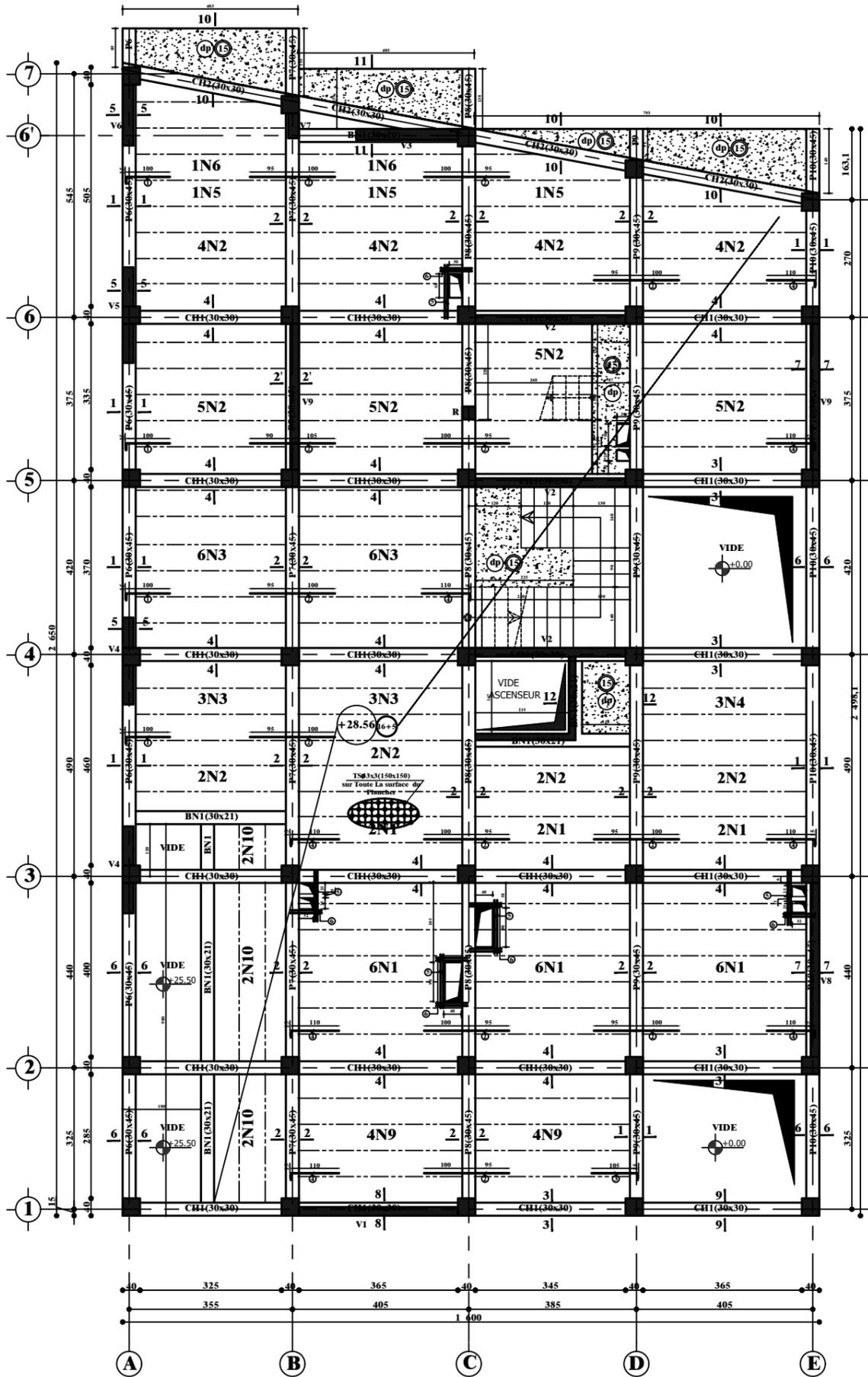
... COFFRAGE PLANCHER HAUT 1ER ETAGE NIV +7.14m...



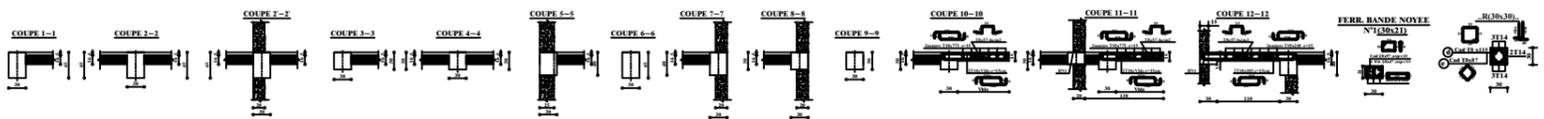
... COFFRAGE PLANCHER HAUT 2-4-6 ETAGE
 NIV +10.20m, +16.32m, +22.44m ...



... COFFRAGE PLANCHER HAUT 3-5-7 ETAGE
 NIV +13.26m, +19.38m, +25.50m...



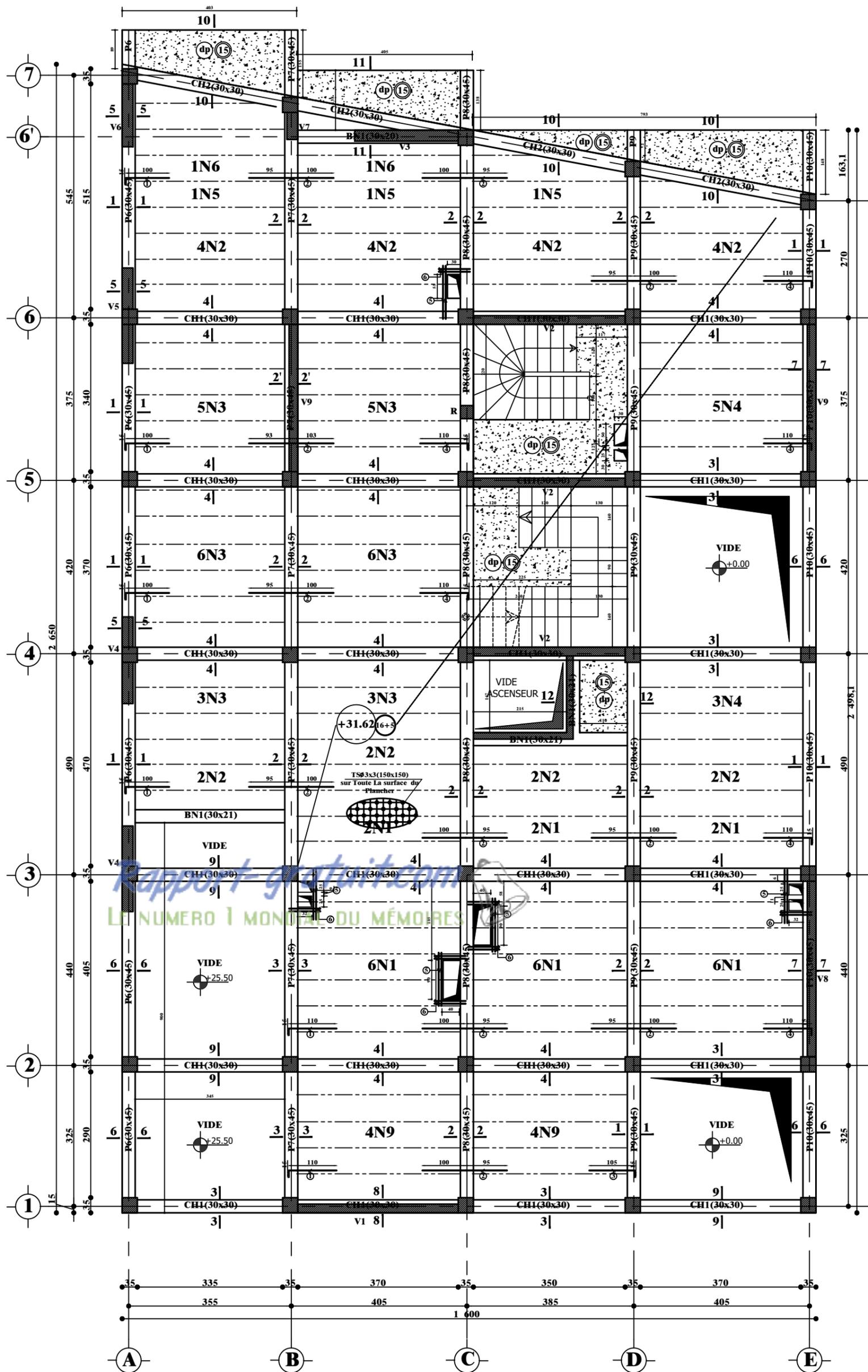
... COFFRAGE PLANCHER HAUT 8 ETAGE NIV +28.56m ...



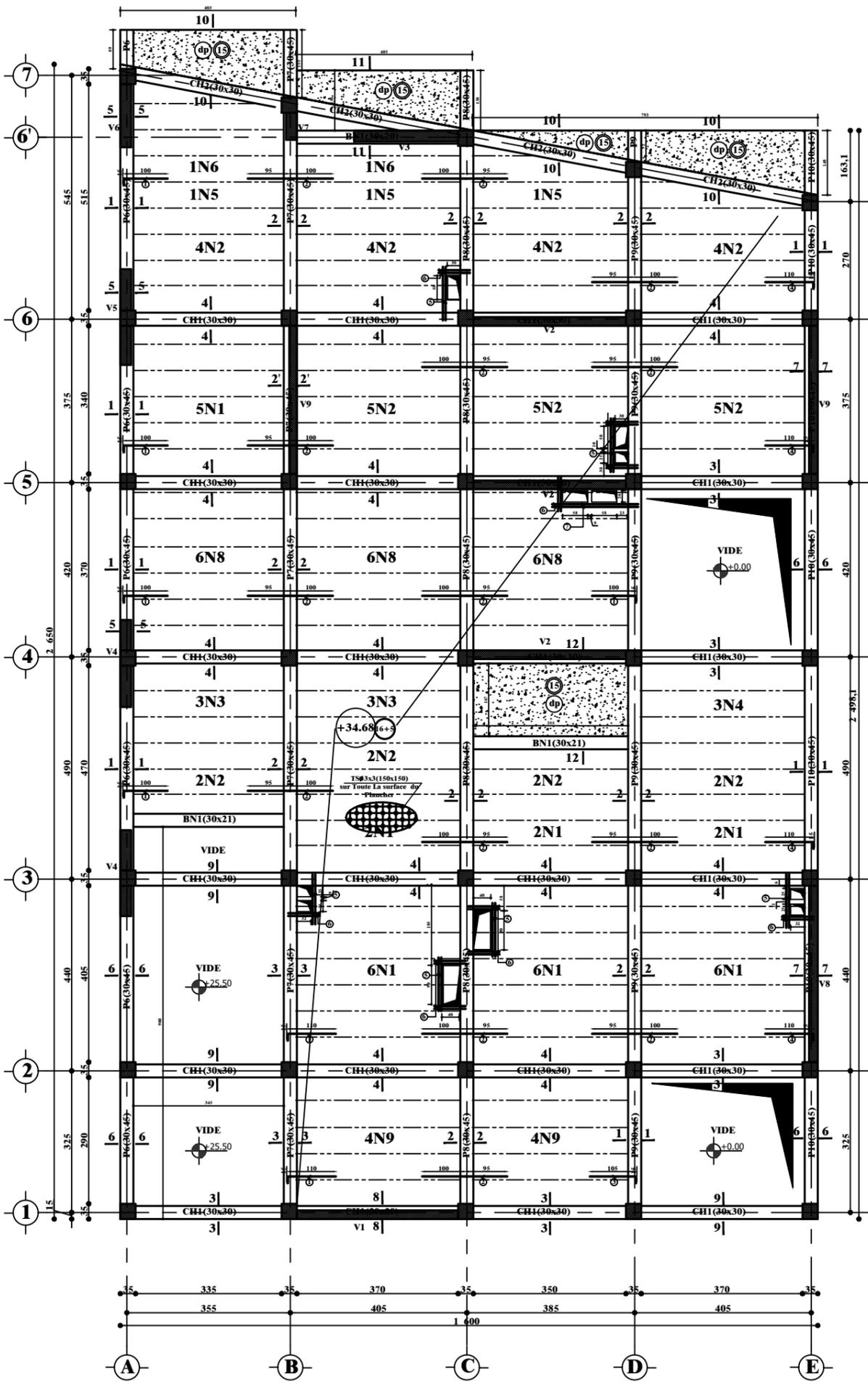
TABLEAUX DES POUTRELLES					
REPÈRES	N°	LONG	FERRAILLAGE		
			(a)	(b)	(c)
N1	16	FH	1T12xFH	2T12xFH	etr06x0.52e=5x10 e=15
N2	17	FH	1T12xFH	2T12xFH	etr06x0.52e=5x10 e=15
N3	23	805	1T12x805	2T12x825	etr06x0.52e=5x10 e=15
N4	11	430	1T12x430	2T12x450	etr06x0.52e=5x10 e=15
N5	2	FH	1T12xFH	2T12xFH	etr06x0.52e=5x10 e=15
N6	2	950	1T12x950	2T12x970	etr06x0.52e=5x10 e=15
N9	8	815	1T12x815	2T12x835	etr06x0.52e=5x10 e=15
N10	2	925	1T12x925	2T12x945	etr06x0.52e=5x10 e=15

SCHEMA DE PRINCIPE

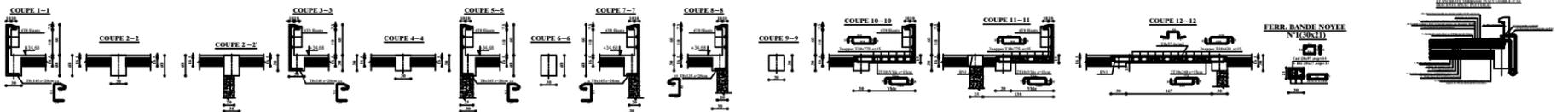
TABLEAUX DES CHAPEAUX			
REPÈRES	Ø	LONG	SCHEMA
①	T12	115	
②	T12	195	
③	T12	120	
④	T12	125	
⑤	T12	125	
⑥	T12	70	



... COFFRAGE PLANCHER HAUT 9 ETAGE NIV +31.62m ...



... COFFRAGE PLANCHER TERRASSE NIV +34.68m ...

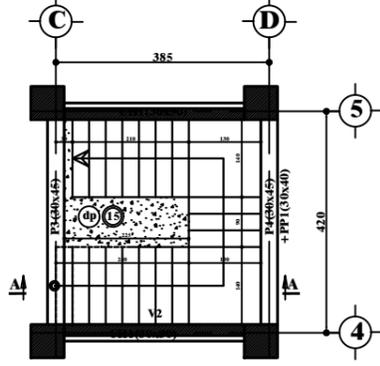


TABLEAUX DES POUTRELLES						
REPERES	NBR	LONG	FERRAILLAGE			
			(a)	(b)	(c)	
N1	8	FH	1T12xFH	2T12xFH	etrØ6x0.52e=5x10 e=15	
N2	11	FH	1T12xFH	2T12xFH	etrØ6x0.52e=5x10 e=15	
N3	3	805	1T12x805	2T12x825	etrØ6x0.52e=5x10 e=15	
N4	3	430	1T12x430	2T12x450	etrØ6x0.52e=5x10 e=15	
N5	1	FH	1T12xFH	2T12xFH	etrØ6x0.52e=5x10 e=15	
N6	1	950	1T12x950	2T12x970	etrØ6x0.52e=5x10 e=15	
N8	6	FH	1T12xFH	2T12xFH	etrØ6x0.52e=5x10 e=15	
N9	4	815	1T12x815	2T12x835	etrØ6x0.52e=5x10 e=15	

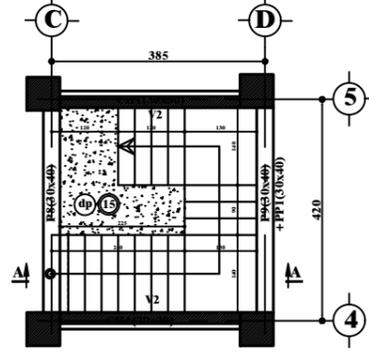
SCHEMA DE PRINCIPE

TABLEAUX DES CHAPEAUX			
REPERES	Ø	LONG	SCHEMA
①	T12	115	
②	T12	195	
③	T12	120	
④	T12	125	
⑤	T12	125	
⑥	T12	70	
⑦	T12	200	

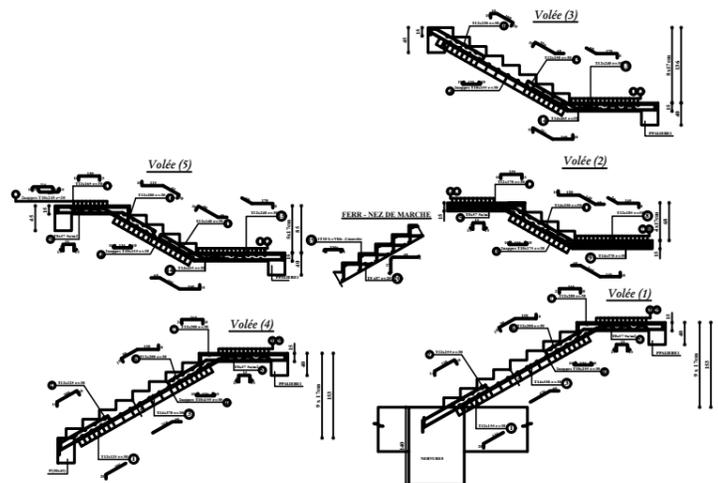
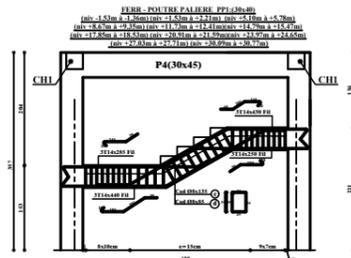
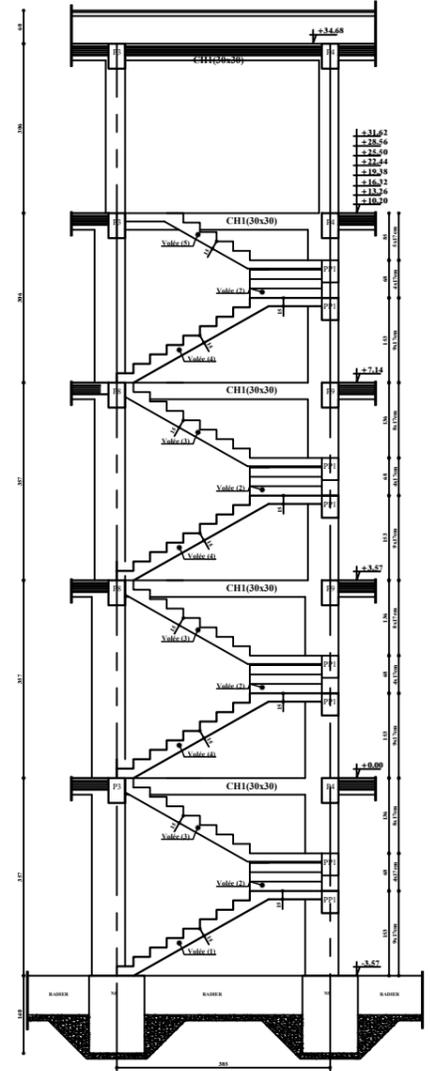
VUE EN PLAN CAGE D'ESCALIER N°1
 NIV:(-3.57m à +0.00m)(+0.00m à +3.57m)
 (+3.57m à +7.14m)

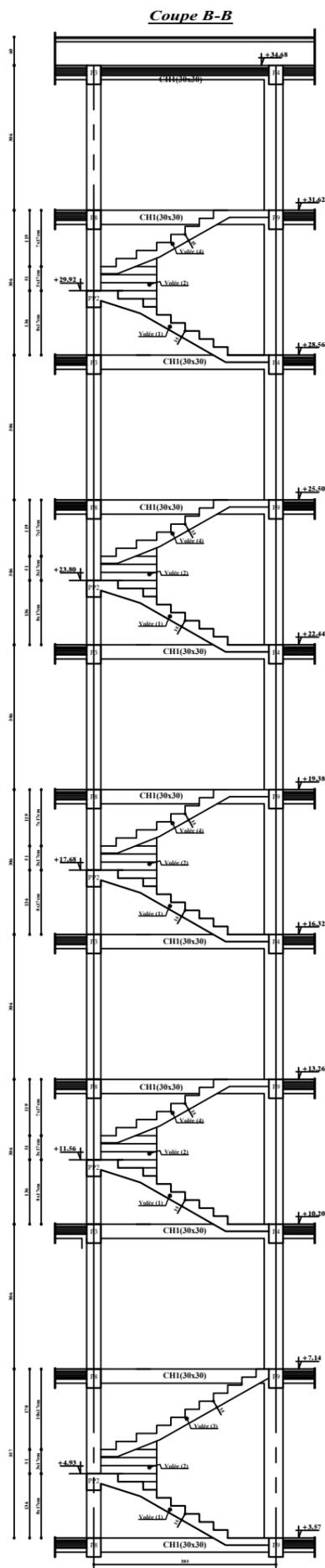


VUE EN PLAN CAGE D'ESCALIER N°1
 NIV:(+7.14m à +31.62m)

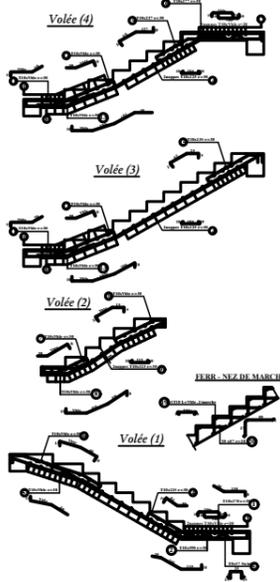
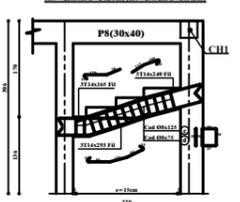


Coupe A-A

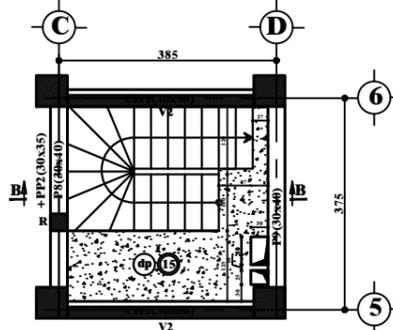




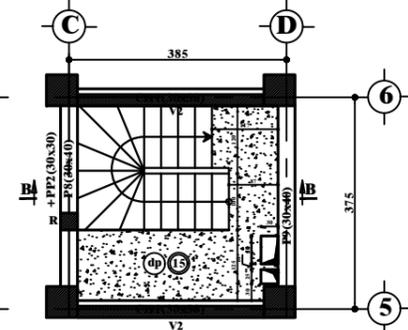
FERR. POUR LA PALIERE PP2(30x35)
 (nls = 4.93 l + 7.44m (nls = 11.5m + 12.27m) (nls = 17.5m + 18.12m)
 (nls = 23.5m + 24.11m) (nls = 29.5m + 30.13m)

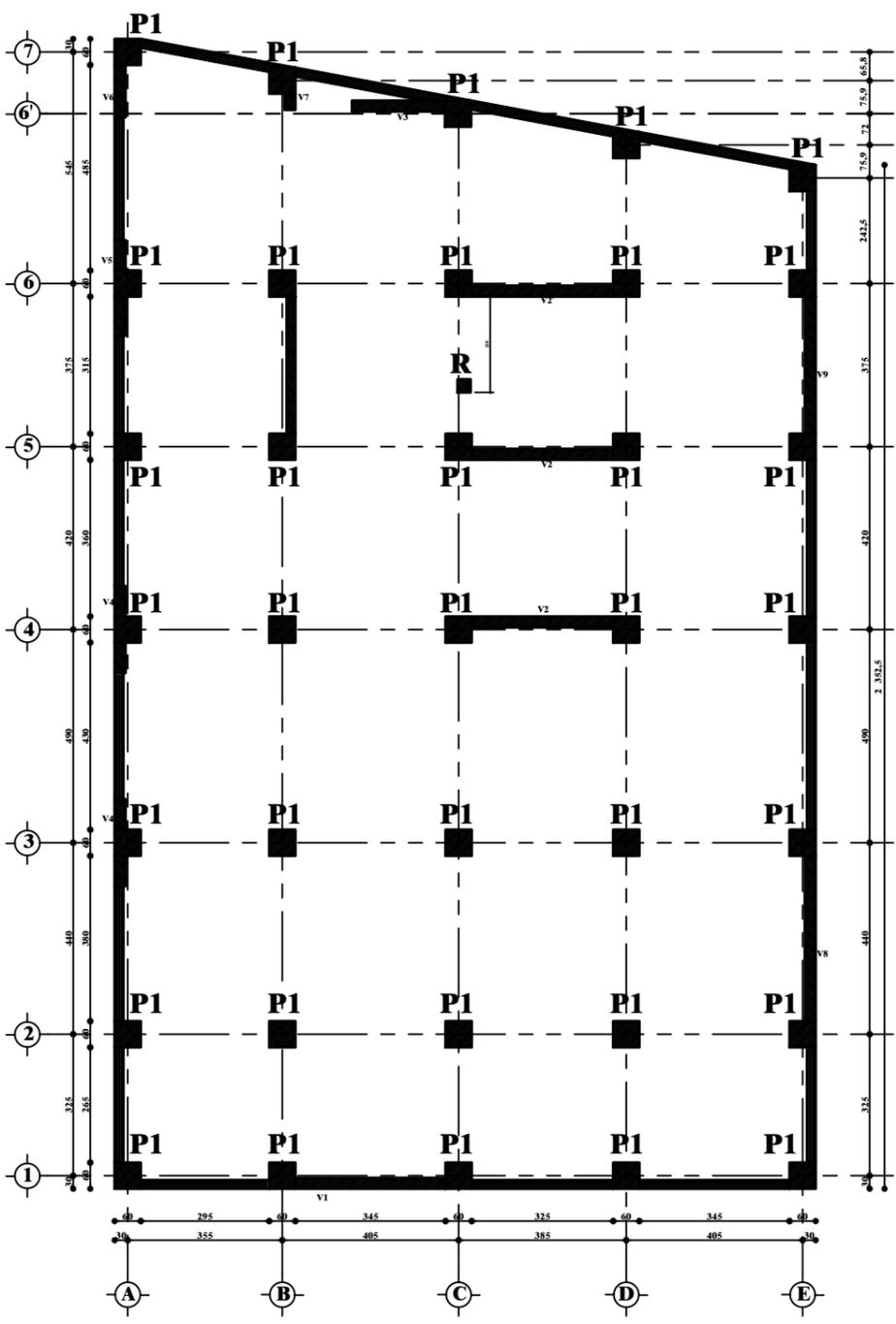


VUE EN PLAN CAGE D'ESCALIER N°2
 NIV: (+3.57m à +7.14m)



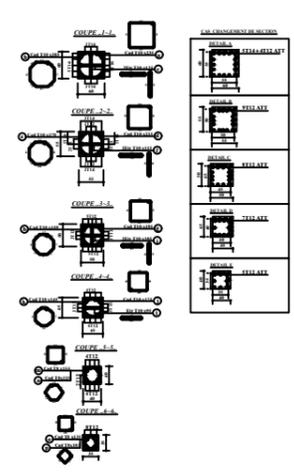
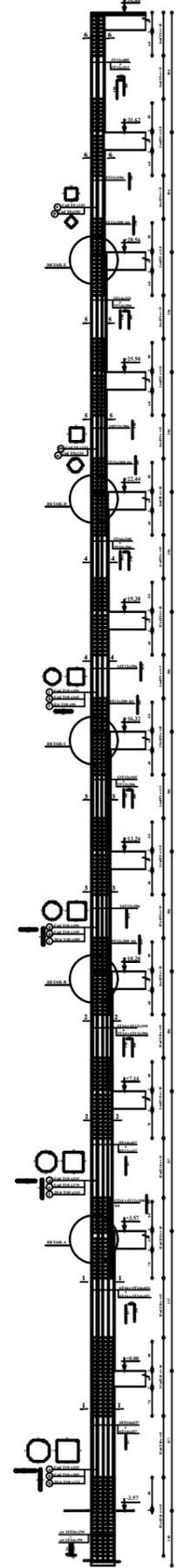
VUE EN PLAN CAGE D'ESCALIER N°2
 NIV: (+10.20m à +13.26m)(+16.32m à +19.38m)
 (+22.44m à +25.50m)(+28.56m à +31.62m)

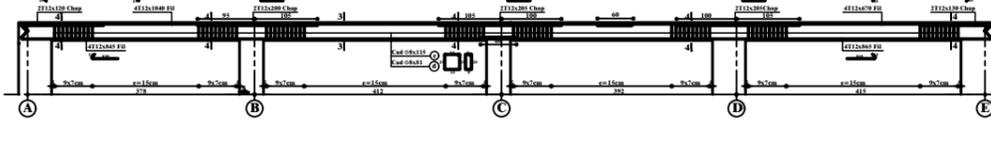
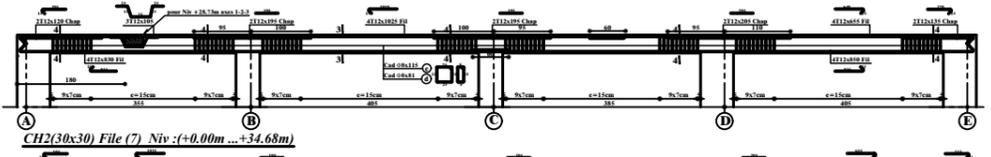
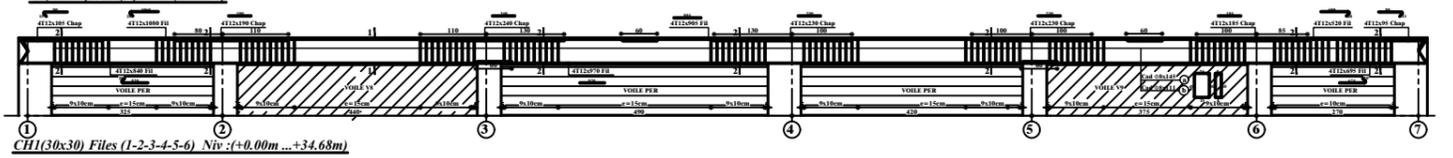
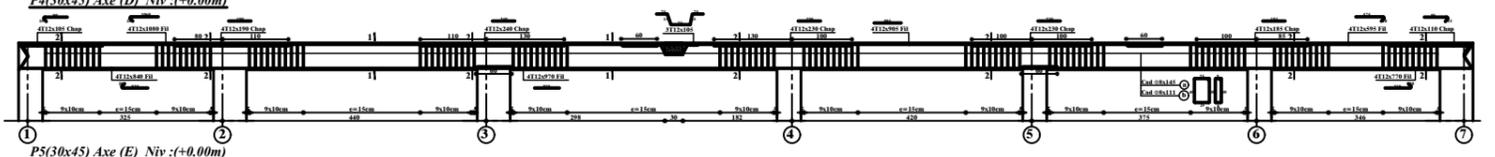
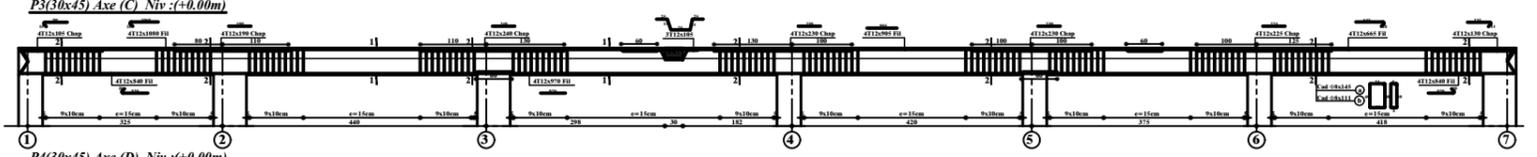
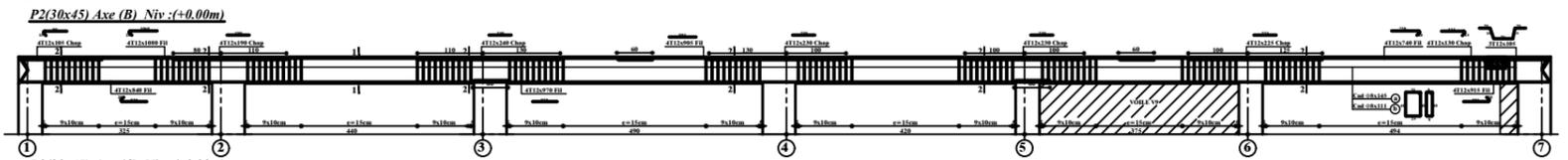
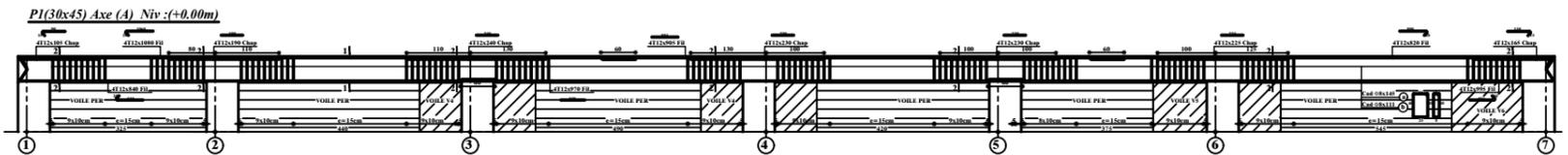
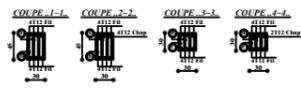


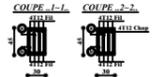


... REPERAGE DES POTEAUX...

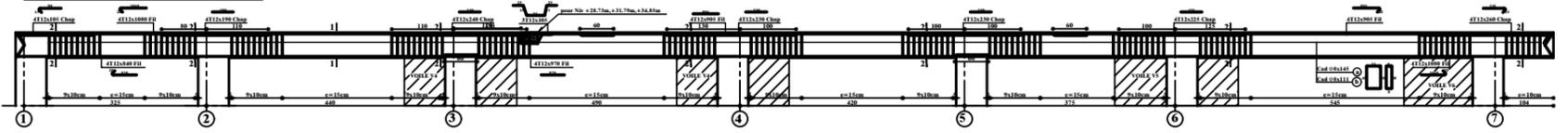
P1- 2(60x60)-2(55x55)-
2(50x50)-2(45x45)-
2(40x40)-2(35x35)



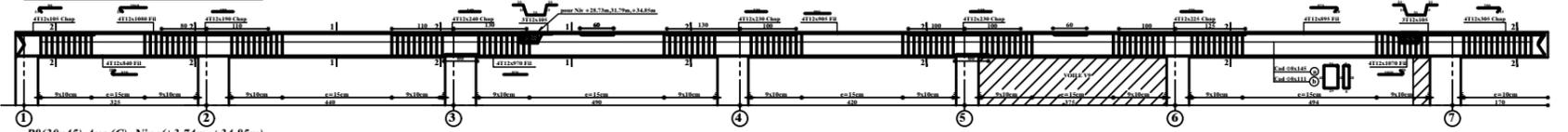




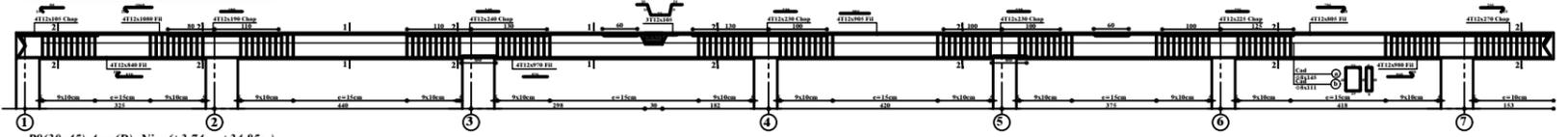
P6(30x45) Axe (A) Niv :(+3.74m,+34.85m)



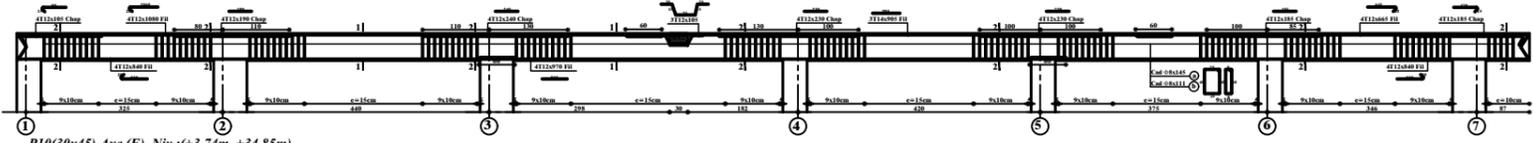
P7(30x45) Axe (B) Niv :(+3.74m,+34.85m)



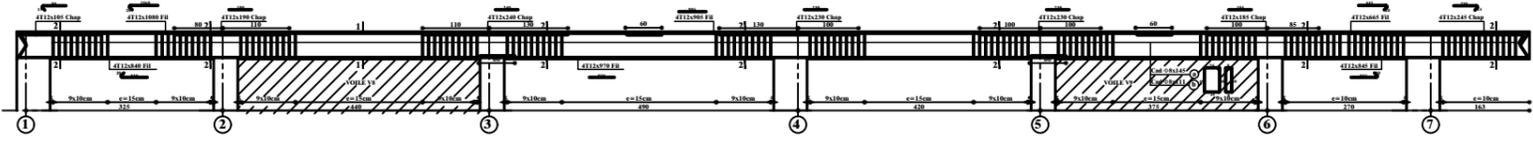
P8(30x45) Axe (C) Niv :(+3.74m,+34.85m)

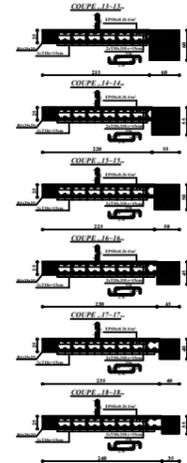
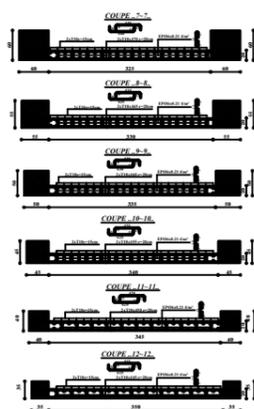
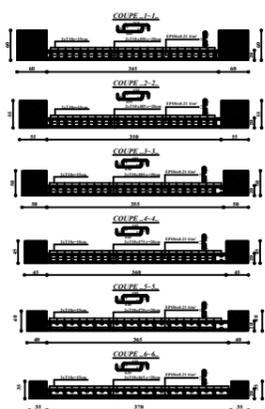
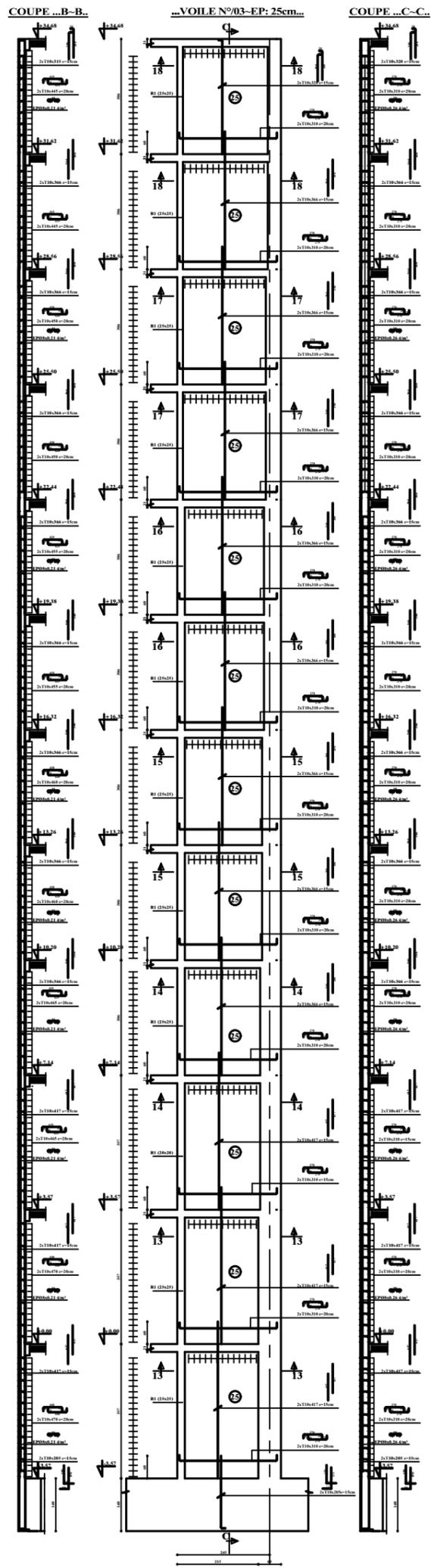
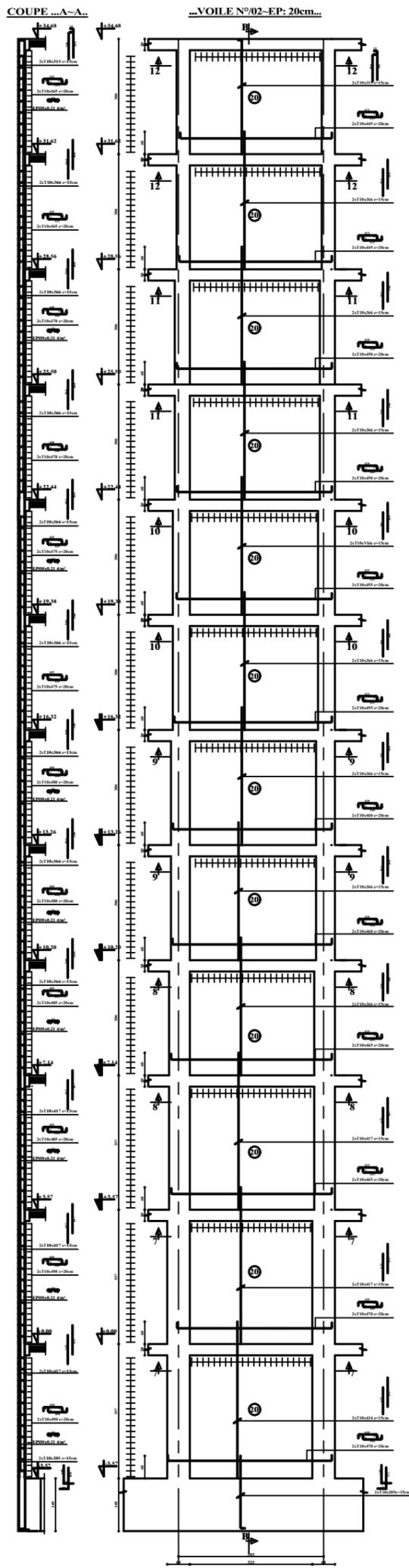
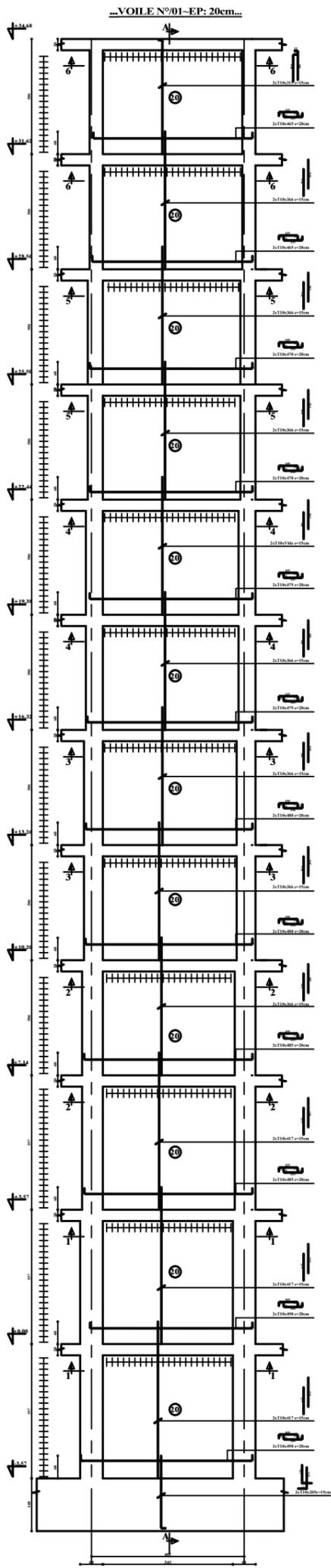


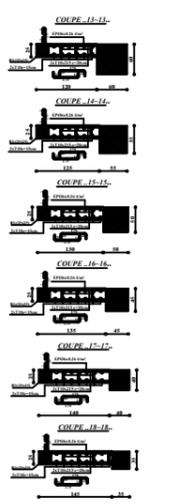
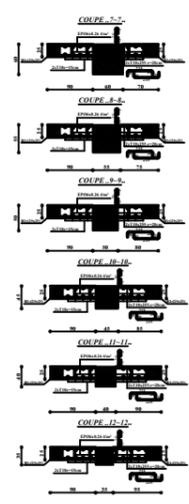
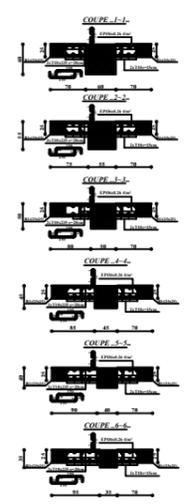
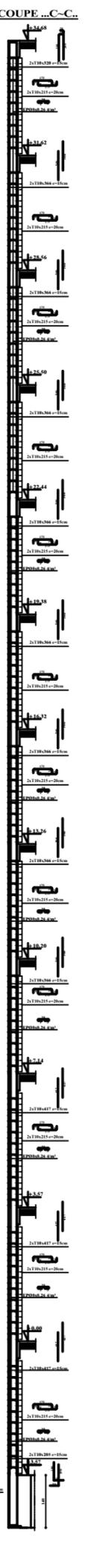
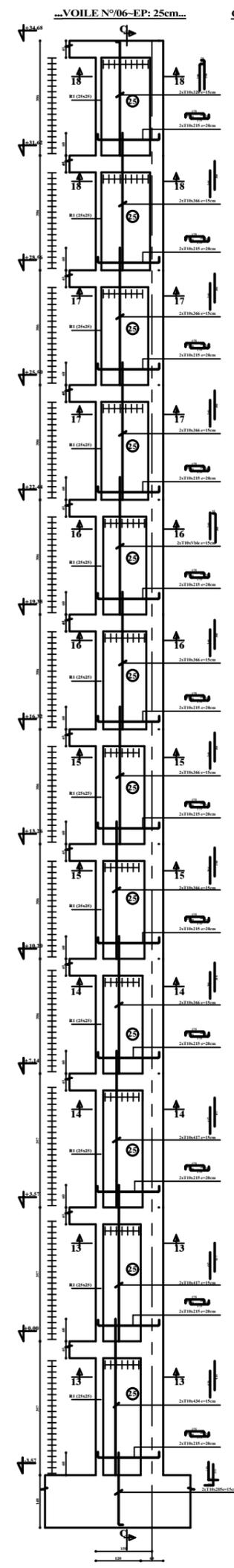
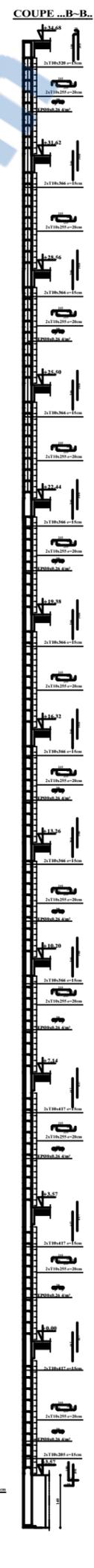
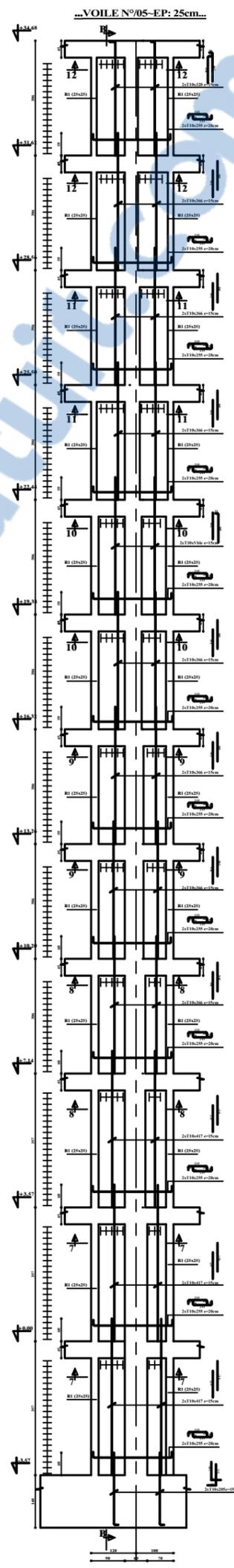
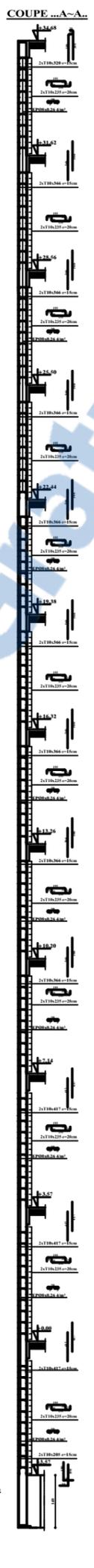
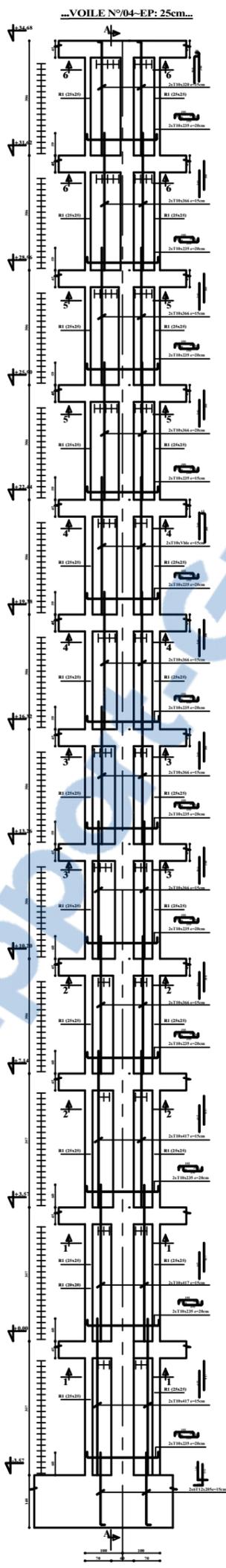
P9(30x45) Axe (D) Niv :(+3.74m,+34.85m)

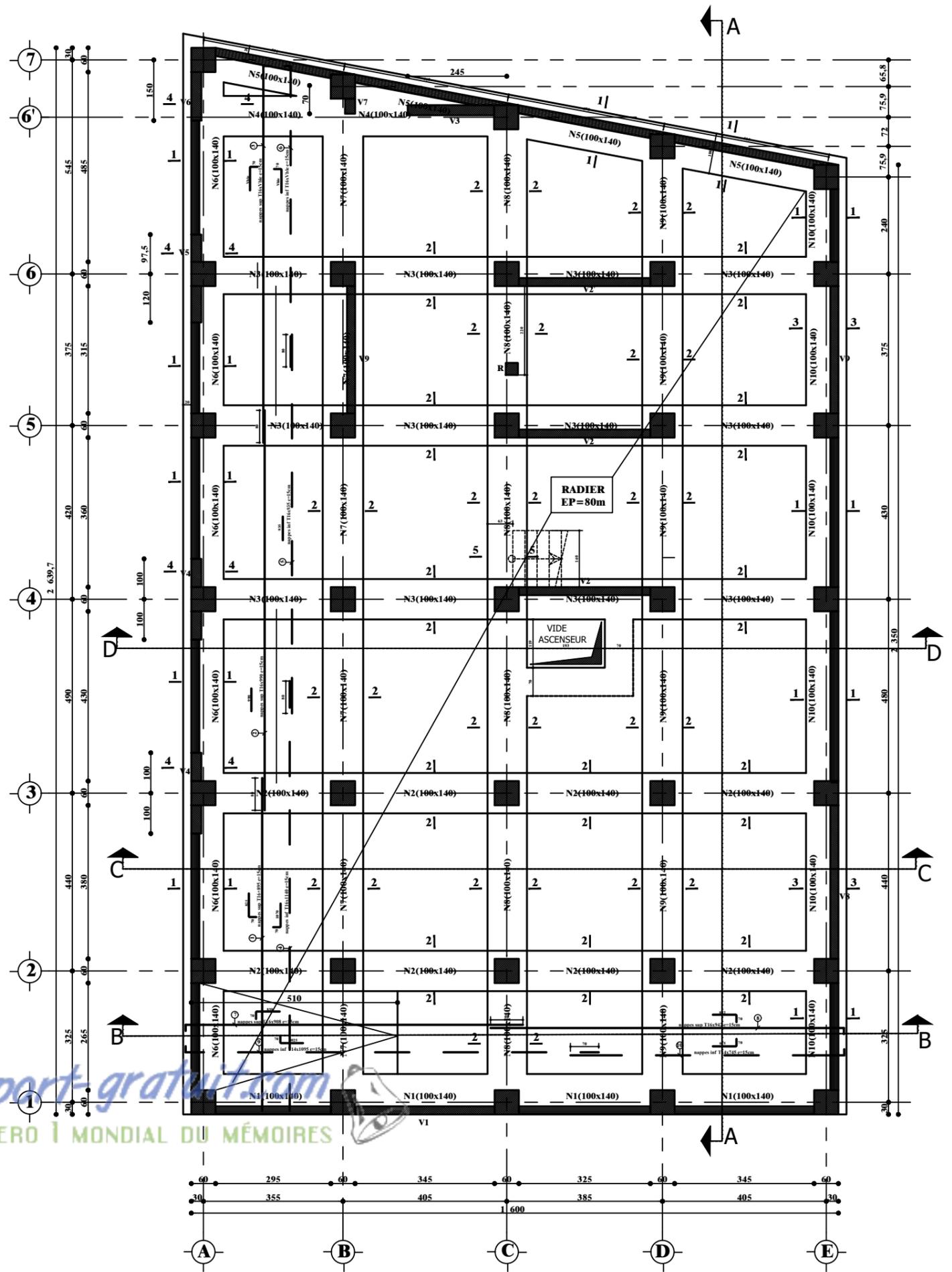


P10(30x45) Axe (E) Niv :(+3.74m,+34.85m)









Rapport-gratuit.com
 LE NUMERO 1 MONDIAL DU MEMOIRES

... COFFRAGE NERVURES ET RADIER ...

