

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Présentation du projet

I.1.Introduction :.....	1
I.2.Présentation de l'ouvrage :.....	1
I.3.Caractéristiques géométriques de la structure :.....	1
I.3.1.Dimension en élévation :.....	1
I.3.2.Dimension en plan :.....	1
I.4.Conception de la structure :.....	2
I.4.1.Ossature :.....	2
I.4.2.Plancher :.....	2
I.4.3.Maçonnerie :.....	3
I.4.4.Acrotère :.....	4
I.4.5.Escaliers :.....	4
I.4.6.Ascenseur :.....	4
I.4.7.Revêtement :.....	4
I.4.8.Fondation :.....	4
I.5.Caractéristiques géotechniques du sol :.....	5
I.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	5
I.6.1.Le béton :.....	5
I.6.1.1.Résistance caractéristique à la compression :.....	5
I.6.1.2.Résistance caractéristique à la traction :.....	6
I.6.1.3.Les états limites :.....	6
I.6.1.4.Contraintes limites :.....	6
I.6.1.5.Déformation longitudinale :.....	8
I.6.1.6.Déformation transversale :.....	8
I.6.2.L'acier :.....	8

I.6.2.1.Contrainte limite :.....	9
I.7.Sollicitation de calcul :.....	10

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

II .1.Pré dimensionnement des éléments structuraux :.....	11
II .1.1.Introduction :.....	11
II .1.2.Pré dimensionnement :.....	11
II .1.2.1.Les poutres :.....	11
II .1.2.2.Les poteaux :.....	13
II .1.2.3.Les voiles :.....	16
II .1.2.4.Détermination de l'épaisseur du plancher :.....	17
II .2. Descente de charge :.....	18
II .2.1.Plancher terrasse inaccessible :.....	18
II .2.2.Plancher étage courant :.....	19
II .2.3.Balcons :.....	20
II .2.4.Murs extérieures :.....	20
II .2.5.Murs intérieures :.....	21
II .2.6.L'acrotère :.....	22
II .3. Conclusion :.....	22

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1.Etude de poutrelles :.....	23
III.1.1.Introduction :.....	23
III.1.2.Méthode de calcul :.....	23
III.1.3.Types des poutrelles :.....	24
III.1.4.Descente de charge :.....	26
III.1.5.Calcul les efforts internes :.....	27
III.1.6.Calcul le ferrailage longitudinal :.....	37

III.1.6.1.En travée :.....	37
III.1.6.2.En appui :.....	40
III.1.7.Calcul des armatures transversale :.....	44
III.1.8.Espacement S_t :.....	44
III.1.9.Ancrage des armatures :.....	44
III.1.10.Ferraillage de la dalle de compression :.....	45
III.2.Etude des escaliers :.....	47
III.2.1.Introduction :.....	47
III.2.2.Terminologie :.....	47
III.2.3.Dimensions des escaliers :.....	48
III.2.4.La descente de charge d'escalier :.....	52
III.2.4.1.Palier :.....	52
III.2.4.2.Paillasse:.....	52
III.2.5.Les caractéristiques des escaliers :.....	52
III.2.5.1.Les dimensions :.....	52
III.2.5.2.Les charges :.....	53
III.2.6.Calcul des efforts internes :.....	53
III.2.6.1.ELU :.....	53
III.2.6.2.ELS :.....	55
III.2.7.Calcul de ferraillage :.....	57
III.2.7.1.ELU :.....	57
III.2.7.2.ELS :.....	60
III.2.8.Etude de la poutre palière :.....	63
III.2.8.1.Pré dimensionnement :.....	63
III.2.8.2.La descente de charge :.....	64
III.2.9.Calcul de ferraillage :.....	66
III.2.9.1.ELU :.....	66

III.2.9.2.ELS :	68
III.2.10.Calcul des armatures transversales :	70
III.2.11.Ancrage des armatures :	71
III.3.Etude des balcons (dalle pleine) :	72
III.3.1.Introduction :	72
III.3.2.Types des balcons :	72
III.4.Etude de la rampe d'accès :	77
III.4.1.Introduction :	77
III.4.2.Combinaison d'action :	78
III.4.3.Calcul du moment fléchissant :	79
III.4.4.Calcul du ferrailage :	81
III.4.4.1.Sens y-y :	81
III.4.4.2.Sens x-x :	82
III.5.Etude de l'acrotère :	88
III.5.1.Introduction :	88
III.5.2.Le rôle de l'acrotère :	88
III.5.3.Principe de calcul :	88
III.5.4.Calcul des charges et les combinaisons :	88
III.5.4.1.Les charges :	88
III.5.4.2.Les combinaisons d'action :	89
III.5.4.3.L'excentricité :	89
III.5.5.Calcul de ferrailage :	89
III.6.Etude de l'ascenseur :	92
III.6.1.Introduction :	92
III.6.2.L'épaisseur de la dalle d'ascenseur :	93
III.6.3.Evaluation des charges :	93
III.6.4.Vérification au poinçonnement :	94

III.6.5.Evaluation des moments dus aux charges concentrées :.....	95
III.6.6.Section minimale d'armature :.....	102
III.6.7.Espacement :.....	102
III.6.8.Vérification à l'effort tranchant :.....	102
III.6.9.Vérification à l'ELS :.....	103
III.7.Conclusion :	107

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1.Introduction :.....	107
IV.2.Objectif de l'étude dynamique :.....	107
IV.3.Modélisation de la structure :.....	107
IV.4.Combinaison d'action :.....	108
IV.5.Choix de la méthode de calcul :.....	108
IV.5.1.Méthode statique équivalente :.....	109
IV.5.1.1.Principe de la méthode :.....	109
IV.5.1.2.Conditions d'application :.....	109
IV.5.1.3. Détermination de la force sismique totale V :.....	109
IV.5.1.4.Participation massique :.....	122
IV.5.1.5.La force sismique de chaque niveau F_i :.....	122
IV.5.1.6.Vérification du coefficient de comportement R :.....	123
IV.5.1.7.Vérification des déplacements :.....	125
IV.5.1.8.Vérification au renversement :.....	126
IV.5.1.9.Vérification de l'effet $P-\Delta$:.....	128
IV.5.2.Méthode dynamique modal spectrale :.....	129
IV.6.Conclusion :.....	131

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1.Introduction :.....	131
V.2.Les poutres :.....	131
V.2.1.Combinaisons des charges :.....	131
V.2.2.Recommandation de R.P.A99 V 2003 :.....	131
V.2.3.Les poutres principales :.....	132
V.2.3.1.Les sollicitations des poutres principales :.....	132
V.2.3.2.Ferraillage longitudinale des poutres principales :.....	132
V.2.3.3.Les armatures transversales des poutres principales :.....	136
V.2.3.4.Récapitulation du ferraillage des poutres principales :.....	137
V.2.4.Les poutres secondaire :.....	137
V.2.4.1.Les sollicitations des poutres secondaires :.....	137
V.2.4.2.Ferraillage longitudinale des poutres secondaires :.....	138
V.2.4.3.Les armatures transversales des poutres secondaires :.....	141
V.2.4.4.Récapitulation du ferraillage des poutres secondaires :.....	142
V.3.Les poteaux :.....	143
V.3.1.Combinaisons des charges :.....	143
V.3.2.Vérification spécifique sous sollicitations normales (Coffrage de poteau) :...	143
V.3.3.Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :.....	144
V.3.4.Calcul du ferraillage longitudinale :.....	146
V.3.4.1.Sollicitations à considéré :.....	146
V.3.4.2.Ferraillage longitudinal :.....	146
V.3.5.Calcul du ferraillage transversal :.....	150
V.3.6.Schéma de ferraillage du poteau :.....	151
V.4.Les voiles :.....	151
V.4.1.Pré dimensionnement des voiles :.....	151
V.4.2.Vérification des contraintes tangentielles :.....	151

V.4.3.Sollicitations des voiles :	152
V.4.4.Ferraillage vertical :	153
V.4.5.L'espacement :	156
V.4.6.Diamètre des armatures :	156
V.4.7.Ferraillage horizontal :	157
V.4.8.Longueur de recouvrement :	158
V.5. Conclusion :	160

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction :	160
VI.2.Choix du type de fondation :	160
VI.3.Types de fondation :	160
VI.4.Semelle filante :	160
VI.5.Radier générale :	161
VI.5.1.Pré dimensionnement du radier :	161
VI.5.1.1.La dalle :	161
VI.5.1.2.La nervure :	161
VI.5.2.Vérification au poinçonnement :	163
VI.5.3.Calcul de débordement D :	163
VI.5.4.Vérification de la contrainte du sol :	163
VI.5.5.Vérification du tassement :	164
VI.5.6.Vérification au renversement :	164
VI.5.7.Vérification de la poussée hydrostatique :	166
VI.5.8.Les différents sollicitations :	166
VI.6.Ferraillage du radier :	167
VI.6.1.Ferraillage de la dalle :	167
VI.6.1.1.Calcul à l'ELU :	167

VI.6.1.2.Vérification à l'ELS :.....	171
VI.6.1.3.Vérification au cisaillement :.....	175
VI.6.1.4.Calcul de l'espacement :.....	176
VI.6.1.5.Les armatures transversales :.....	176
VI.6.2.Ferraillage de la nervure :.....	176
VI.6.2.1.Calcul à l'ELU :.....	176
VI.6.2.2.Vérification à l'ELS :.....	180
VI.6.2.3.Vérification au cisaillement :.....	184
VI.6.2.4.Calcul de l'espacement :.....	185
VI.6.2.5.Les armatures transversales :.....	185
VI.6.3.Etude de la longrine :.....	186
VI.6.3.1.Calcul du ferraillage longitudinal :.....	187
VI.6.3.2.Calcul du ferraillage transversal :.....	187
VI.6.3.3.L'espacement S_t :.....	187
VI.7.Etude du voile périphérique :.....	188
VI.7.1.Dimensions du voile :.....	188
VI.7.2.Caractéristiques du sol :.....	188
VI.7.3.Evaluation des charges et surcharges :.....	188
VI.7.3.1.Force due à la poussée de la terre :.....	189
VI.7.3.2.Force due à la surcharge :.....	189
VI.7.4.Combinaison des charges :.....	189
VI.7.5.Calcul du moment :.....	190
VI.7.6.Calcul du ferraillage :.....	191
VI.7.7.Section minimale d'armatures :.....	192
VI.7.8.Choix d'armatures :.....	193
VI.7.9.L'espacement :.....	193
VI.7.10.Vérification du l'effort tranchant :.....	193

VI.7.11.Vérification à l'ELS :.....	193
VI.8.Conclusion :.....	194

Chapitre VII : Etude économique

VII.1.Introduction :.....	195
VII.2.Gestion de projet :.....	195
VII.3.Management de projet :.....	195
VII.4.Planification :.....	196
VII.5.Différentes intervenants dans un projet de construction :.....	196
VII.5.1.Maitre d'ouvrage :.....	196
VII.5.2.Maitre d'œuvre :.....	196
VII.5.3.Organisme de contrôle d'étude et réalisation :.....	196
VII.5.4.Entreprise de realisation :.....	196
VII.5.5.Organisme d'étude de sol :.....	197
VII.6. Cycle de vie du projet par apport ou vue de propriétaire :.....	197
VII.6.1. Identification :.....	197
VII.6.2. Définition :.....	197
VII.6.3.Réalisation :.....	197
VII.6.4. Clôture :.....	197
VII.6.5. Retrait de service :.....	197
VII.7.Définir le projet :.....	198
VII.7.1.Définition des besions :.....	198
VII.7.2.Objective du projet :.....	198
VII.7.3.Description de projet :.....	198
VII.8.Délais du projet :.....	198
VII.8.1.Diagramme de Gantt :.....	198
VII.8.2.Le Ms Project :.....	199

VII.8.3.Comment Accélérer les travaux ?.....	199
VII.8.3.1.Ajoutant des ressources :	199
VII.8.3.2.Sous traitance :	199
VII.8.3.3.Heures supplémentaires :	200
VII.8.3.4.Fast-tracking (suivi rapide) :.....	200
VII.8.3.5.Réception partielle du projet :.....	200
VII.8.4.Estimation de la durée des activités :.....	200
VII.8.4.1.Jugement d'expert :.....	200
VII.8.4.2.Estimation par analogie :.....	200
VII.8.4.3.Estimation paramétrique :.....	200
VII.8.4.4.Estimations à trois points :.....	200
VII.8.5.Type de liaisons entre deux activités utilisées dans Ms PROJECT 2010 :..	201
VII.8.5.1. Fin à Début (FS) :.....	201
VII.8.5.2. Début à Début (SS) :.....	201
VII.8.5.3. Fin à Fin (FF) :.....	201
VII.8.5.4. Début à Fin (SF):.....	201
VII.9.Couts du projet :.....	202
VII.9.1.Type couts :.....	202
VII.9.1.1.Couts indirectes :.....	202
VII.9.1.2.Couts Directes :.....	202
VII.9.2.Courbe S :.....	202
VII.9.3.Les outils et techniques pour estimation des couts :.....	202
VII.9.3.1.Estimation par analogie (Top Down, Descendante, Macro) :.....	202
VII.9.3.2.Estimation paramétrique :.....	203
VII.9.3.3.Détermination du taux de cout des ressources (Bottomup, Ascendante, Micro) :.....	203
VII.9.3.4.Logiciels de gestion de projet :.....	203

VII.10. Les ressources du projet :.....	203
VII.10.1.Types des ressources :.....	203
VII.10.2.Les ressources humaines :.....	203
VII.10.3.Les ressources matérielles et matériaux :.....	204
VII.11.Résultats obtenus du projet :.....	205
VII.12.Conclision :.....	205

CONCLUSION GENERALE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

ANNEXE E

ANNEXE F

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation du projet

Tableau I .1.Dimension en élévation.....	1
Tableau I .2.Dimension en plan.....	1
Tableau I .3.Limite d'élasticité fe en fonction du type d'acier.....	8

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Tableau II .1.Récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux.....	16
Tableau II .2.Charge à la terrasse inaccessible due aux plancher en polystyrène...19	
Tableau II .3.Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.....	19
Tableau II .4.Descente des charges des balcons.....	20
Tableau II .5.Charge permanente des murs extérieurs.....	21
Tableau II .6.Descente des charges.....	21

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III .1.Descente de charge des poutrelles	26
Tableau III .2.Récapitulatif des sollicitations des poutrelles.....	37
Tableau III .3.Récapitulatif du ferrailage des poutrelles en travées.....	46
Tableau III .4.Récapitulatif du ferrailage des poutrelles en appui.....	46
Tableau III .5. La descente de charge pour le palier.....	52
Tableau III .6. La descente de charge pour le paillasse.....	52
Tableau III .7. Les dimensions des escaliers.....	53
Tableau III .8. Les charges des escaliers.....	53
Tableau III .9. Les efforts internes.....	57
Tableau III .10. Récapitulation du ferrailage des escaliers.....	62
Tableau III .11. Les efforts internes.....	66
Tableau III .12. Récapitulation du ferrailage de la rampe d'accès.....	87

Tableau III .13. Récapitulation des charges et moments.....	96
Tableau III .14. Récapitulation des moments à l'ELU.....	97
Tableau III .15. Récapitulation des moments à l'ELS.....	100
Tableau III .16. Récapitulation de résultat des moments et ferrailages.....	108

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.....	117
Tableau IV.2. Poids des différents étages.....	118
Tableau IV.3. Coordonnées de centre de torsion.....	119
Tableau IV.4. Coordonnées de centre de masse.....	119
Tableau IV.5. Excentricité théorique.....	120
Tableau IV.6. Excentricité accidentelle.....	121
Tableau IV.7. Excentricité finale.....	121
Tableau IV.8. Participation massique.....	122
Tableau IV.9. Les forces sismiques de chaque niveau (R = 5).....	123
Tableau IV.10. Les forces sismiques par SAP2000	124
Tableau IV.11. Les efforts tranchants des voiles par SAP2000	124
Tableau IV.12. Les efforts normaux des voiles par SAP2000	125
Tableau IV.13. L' effort normal global des voiles par SAP2000	125
Tableau IV.14. Vérification des déplacements (R = 5).....	126
Tableau IV.15. Vérification au renversement (Sens X-X).....	127
Tableau IV.16. Vérification au renversement (Sens Y-Y).....	127
Tableau IV.17. Vérification de l'effet P- Δ (Sens X-X).....	128
Tableau IV.18. Vérification de l'effet P- Δ (Sens Y-Y).....	129
Tableau IV.19. Les réactions à la base obtenue par SAP2000 (R = 5).....	130

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.1. Sollicitations des poutres principales.....	132
Tableau V.2. Sollicitations des poutres principales (Etage courant).....	132
Tableau V.3. Récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	137
Tableau V.4. Sollicitations des poutres secondaires.....	138
Tableau V.5. Sollicitations des poutres secondaires (RDC).....	138
Tableau V.6. Récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.....	142
Tableau V.7. Vérification des poteaux sous sollicitations normales.....	144
Tableau V.8. Vérification des poteaux sous sollicitations tangentes.....	145
Tableau V.9. Sollicitations des poteaux.....	146
Tableau V.10. Sollicitations du poteau RDC.....	147
Tableau V.11. Les excentricités et les moments fictifs.....	149
Tableau V.12. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	149
Tableau V.13. Récapitulatif de ferrailage longitudinal des poteaux.....	150
Tableau V.14. Vérification des contraintes tangentielles.....	152
Tableau V.15. Sollicitations des voiles.....	153
Tableau V.16. Les résultats des contraintes.....	156
Tableau V.17. Récapitulatif du ferrailage vertical des voiles.....	157
Tableau V.18. Récapitulatif du ferrailage horizontal des voiles.....	158

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI .1. La surface des semelles filantes.....	161
Tableau VI .2. Les sollicitations du radier.....	167
Tableau VI .3. Récapitulation du ferrailage de la dalle.....	176
Tableau VI .4. Récapitulation du ferrailage de la nervure.....	194

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation du projet

Figure I .1. Plan de situation.....	2
Figure I .2. Plancher corps creux.....	3
Figure I .3. Dalle pleine.....	3
Figure I.4. Plancher avec entrevous en polystyrène.....	3
Figure I .5. Brique creuse (10 cm).....	4
Figure I .6. Diagramme contrainte-déformation sous sollicitation de compression du béton.....	5
Figure I .7. Diagramme parabole-rectangle.....	6
Figure I .8. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	7
Figure I .9. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	9

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Figure II .1. Section du poteau le plus sollicité.....	13
Figure II .2. Coupe de voile en élévation.....	16
Figure II .3. Plancher à corps creux.....	18
Figure II .4. Dalle à corps creux.....	18
Figure II .5. Plancher type terrasse inaccessible.....	18
Figure II .6. Plancher étage courant.....	19
Figure II .7. Balcon.....	20
Figure II .8. Coupe transversale du mur extérieur.....	20
Figure II .9. Coupe transversale du mur intérieur.....	21
Figure II .10. Dimension de l'acrotère.....	22

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III .1. Dimensionnement des poutrelles.....	23
---	----

Figure III .2. Types des poutrelles.....	25
Figure III .3. Poutrelle type 1 (RDC) à l'ELU.....	27
Figure III .4. Diagramme des moments ultimes trouvés.....	31
Figure III .5. Diagramme des efforts tranchant ultimes trouvés.....	31
Figure III .6. Diagramme des moments ultimes trouvés par le SAP2000.....	32
Figure III .7. Diagramme des efforts tranchant ultimes trouvés par le SAP2000.....	32
Figure III .8. Poutrelle type 1 (RDC) à l'ELS.....	32
Figure III .9. Diagramme des moments de service trouvés.....	36
Figure III .10. Diagramme des efforts tranchant de service trouvés.....	36
Figure III .11. Diagramme des moments de service trouvés par le SAP2000.....	37
Figure III .12. Diagramme des efforts tranchant de service trouvés par le SAP2000.....	37
Figure III .13. Ferraillage en travée de Poutrelle n°4 de (Etage courant).....	46
Figure III .14. Ferraillage en appui de Poutrelle n°4 de (Etage courant).....	47
Figure III .15. Schéma d'un escalier.....	47
Figure III .16. Schéma de 1 ^{er} type d'escalier.....	48
Figure III .17. Schéma de 2 ^{ème} type d'escalier.....	49
Figure III .18. Schéma de 3 ^{ème} type d'escalier.....	49
Figure III .19. Schéma statique d'une volée d'escalier à l'ELU.....	53
Figure III .20. Diagramme de moment à l'ELU.....	55
Figure III .21. Diagramme d'effort tranchant à l'ELU.....	55
Figure III .22. Schéma statique d'une volée d'escalier à l'ELS.....	55
Figure III .23. Diagramme de moment à l'ELS.....	57
Figure III .24. Diagramme d'effort tranchant à l'ELS.....	57
Figure III .25. Ferraillage d'escalier type1 volée1.....	63
Figure III.26. Schéma statique de la poutre palière.....	64
Figure III .27. Diagramme de moment à l'ELU.....	65

Figure III .28. Diagramme d'effort tranchant à l'ELU.....	65
Figure III .29. Diagramme de moment à l'ELS.....	65
Figure III .30. Diagramme d'effort tranchant à l'ELS.....	66
Figure III .31. Ferrailage de la poutre palière.....	72
Figure III .32. Types des balcons.....	73
Figure III .33. Ferrailage de balcon.....	77
Figure III .34. Schéma statique de la rampe d'accès.....	78
Figure III .35. Section de calcul de la rampe d'accès.....	78
Figure III .36. Diagrammes des moments.....	80
Figure III .37. Schéma de l'acrotère.....	88
Figure III .38. Schéma statique.....	89
Figure III .39. Ferrailage de l'acrotère.....	92
Figure III .40. Schéma d'un ascenseur mécanique.....	92
Figure III .41. Schéma statique de la dalle ascenseur.....	95

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1. Comportement dynamique des structures en zone sismique.....	107
Figure IV.2. Modélisation 3D de la structure sur SAP2000.....	108
Figure IV.3. Disposition 1 (Sans voiles).....	111
Figure IV.4. Disposition 2.....	111
Figure IV.5. Disposition 3.....	112
Figure IV.6. Disposition 4.....	112
Figure IV.7. Disposition 5.....	113
Figure IV.8. Courbe de spectre de réponse de RPA.....	130

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Figure V.1. Ferrailage de la poutre principale (Etage courant).....	137
--	-----

Figure V.2. Ferraillage de la poutre secondaire (RDC).....	143
Figure V.3. Section du poteau (RDC).....	147
Figure V.4. Ferraillage des poteaux (SS ; RDC ; 1 ^{er} et 2 ^{eme}).....	151
Figure V.5. Ferraillage des poteaux (3 ^{eme} et 4 ^{eme}).....	151
Figure V.6. Diagramme des contraintes pour le sous-sol (S.E.T).....	155
Figure V.7. Diagramme des contraintes (S.P.C).....	155
Figure V.8. Ferraillage vertical du voile (Sous-sol).....	158
Figure V.9. Ferraillage horizontal du voile.....	159

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI .1. Schéma du radier nervuré.....	162
Figure VI .2. Déplacement suivant Z	164
Figure VI .3. Moment M11 à l'ELU.....	166
Figure VI .4. Moment M22 à l'ELU.....	167
Figure VI .5. Ferraillage de la nervure.....	186
Figure VI .6. Ferraillage de la longrine.....	188
Figure VI .7. Schéma du voile périphérique.....	189
Figure VI.8. Ferraillage de voile périphérique.....	198

Chapitre VII : Etude économique

Figure VII.1. Les étapes de cycle du vie d'un projet	197
Figure VII.2. Partie de tableaux du daigramme de Gantt.....	199
Figure VII.3. Partie de tableau de difinir les taches et la durée (MS PROJECT 2010).....	201
FigureVII.4. Courbe S (MS PROJECT 2010).....	202
Figure VII.5. Schéma relations fonctionnelles.....	204

LISTE DES NOTATIONS

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\overline{\sigma}_{sol}$	Contrainte admissible du sol
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible d'acier
$\overline{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression
f_{tj}	Résistance à la traction
f_{c28}	Résistance caractéristique à 28 jours
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
A_{st}	Section d'armature en travée
A_{sa}	Section d'armature en appui
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
H	Facteur de correction d'amortissement
ξ	Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif
I_x, I_y	Moment d'inertie
i_x, i_y	Rayon de giration
θ	Coefficient qui dépend la durée d'application du chargement



E_{ij}	Module de déformation longitudinale instantané
E_{vj}	Module de déformation longitudinale différé
E_s	Module d'élasticité longitudinale
ν	Coefficient du poisson
ε_{bc}	Déformation du béton en compression
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
V	Effort tranchant
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de la zone
D	Facteur d'amplification dynamique
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
R	Coefficient de comportement global de la structure
W_i	Poids de chaque étage i
T	Période fondamentale de la structure
C_T	Coefficient de période
C_P	Facteur de force horizontal
P_q	Pénalité à retenir selon le critère de qualité
W_{Gi}	Poids dû aux charges permanentes
W_{Qi}	Poids dû aux charges d'exploitations

β	Coefficient de pondération
E_{xt}, E_{yt}	Excentricité théorique
E_{xa}, E_{ya}	Excentricité accidentelle
V_x, V_y	Force sismique total à la base
F_i	Force sismique de chaque étage i
F_t	Force concentrée au sommet de la structure
ΔK	Déplacement relatif admissible.
$\Delta K_x, \Delta K_y$	Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau $K-1$ selon x, y
M_s	Moment stabilisant
M_r	Moment renversant
ELU	Etat limite ultime
ULS	Etat limite de service
\emptyset	Diamètre d'une barre d'acier
St	Espacement
L_r	Longueur de recouvrement
L_f	Longueur de flambement
L_s	Longueur de scellement
L_1, L_2	Longueurs rectilignes
λ_x, λ_y	Elancement mécanique
\bar{f}	Fleche admissible
f	Fleche
γ_{ba}	Poids volumique du béton armé
γ_w	Poids volumique d'eau
S.E.C	Section entièrement comprimé
S.E.T	Section entièrement tendue
S.P.C	Section partiellement comprimé

INTRODUCTION GENERALE

Dans notre pays l'Algérie il ya une crise d'habitation à cause de la croissance démographique importante ces dernières années. Donc l'état algérien a programmée de construire des bâtiments pour résoudre ce problème.

Plus de deux millions huit cent mille logements ont été construit avec un budget de 60 milliards de dollars. (Source : <http://www.mhu.gov.dz/statistique.asp>)

Le génie civil est un domaine spécialisé et très vaste. Il s'agit du domaine de l'urbanisme dont la fonction est de construire et, d'une manière plus générale, de mettre en œuvre les décisions d'aménagement du territoire. Les principales spécialisations du génie civil sont la structure, l'hydraulique, l'environnement et la géotechnique.

Le projet que nous somme entrain d'étudier consiste à un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un Sous-sol, RDC, et 14 étages. Il est situé à KIFFANE wilaya de TLEMCEM, et il est classé selon le RPA99 V 2003 dans la zone I (zone de faible sismicité).

Le problème posé est d'assurer la résistance de notre construction aux différents effets tout en prenant le coté économique en considération.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en sept chapitres précédés par une introduction générale à savoir :

Le premier chapitre consiste à donner une présentation du projet.

Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux, ainsi que la descente des charges.

Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.

Le quatrième chapitre comporte l'étude dynamique de la structure, réalisée par le logiciel SAP2000.

Le cinquième et le sixième chapitre sont réservés à la détermination du ferrailage des éléments structuraux et de l'infrastructure (poteau, poutre, voile, radier général).

Le septième chapitre traite une étude économique du projet.

Finalement, on termine par une conclusion générale.

I.1.Introduction :

L'ingénieur de génie civil intervient sur l'ensemble des opérations concernant la construction ou la rénovation d'un ouvrage, depuis l'étude jusqu'à l'exploitation. Il élabore les études préalables à la construction, analyse les divers paramètres, tant en matière de faisabilité de projet, que de contraintes environnementales ou économiques, et détermine un projet chiffré répondant au cahier des charges. Il s'occupe également des démarches, du suivi du chantier et veille au respect du budget et des délais.

La stabilité d'une structure peut être atteinte, si elle répond aux critères de stabilité exigée par les codes de calculs (Déplacement, effort sismique à la base,.....)

Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage on a besoin de suivre les règlements et les méthodes connues (**B.A.E.L91, R.P.A99 V 2003**) qui repose sur la connaissance des matériaux et le dimensionnement des éléments résistants de la structure.

I.2.Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous sommes entrain d'étudier consiste à la réalisation d'un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un **Sous-sol, RDC, et 14 étages**. Il est situé à **KIFFANE** wilaya de **TLEMCEN**, et il est classé selon le **RPA99 V 2003** dans la zone **I** (zone de faible sismicité).

Le sous-sol a été utilisé comme un parking, RDC et les autres étages sont des logements d'habitation (3 logements pour chaque étage).

I.3.Caractéristiques géométriques de la structure :

I.3.1.Dimension en élévation :

Tableau I .1.Dimension en élévation

Hauteur totale de bâtiment	51,85 m
Hauteur de sous-sol	3,06 m
Hauteur de RDC	3,57 m
Hauteur des étages	3,23 m

I.3.2.Dimension en plan :

Tableau I .2.Dimension en plan

Longueur totale de bâtiment	22,64 m
Largeur totale de bâtiment	17,78 m

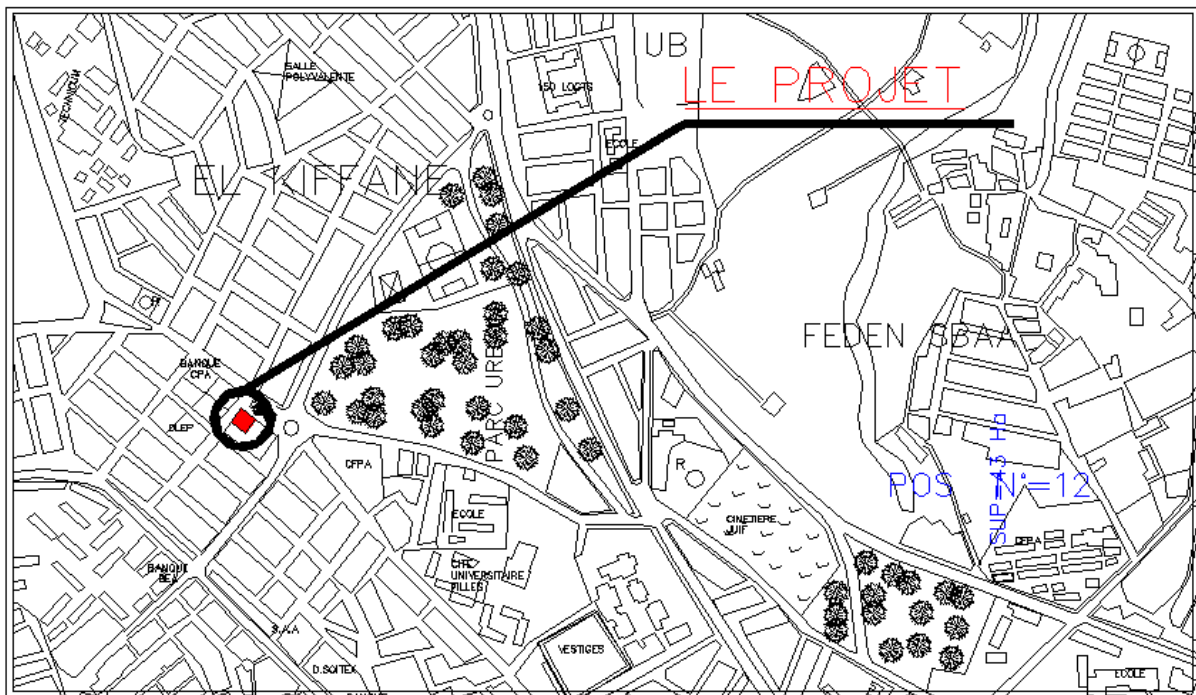


Figure I .1.Plan de situation

I.4.Conception de la structure :

I.4.1.Ossature :

La structure en béton armé, avec un système de contreventement mixte (portiques/voiles) avec interaction, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales, selon le **RPA99 V 2003**.

I.4.2.Plancher :

Nous avons utilisé trois types de plancher :

- **Plancher en corps creux :**

C'est une dalle de compression pour le RDC et les étages courants.

- **Dalle pleine :**

Pour la dalle des balcons.

- **Plancher avec entrevous en polystyrène :**

Pour la terrasse inaccessible.

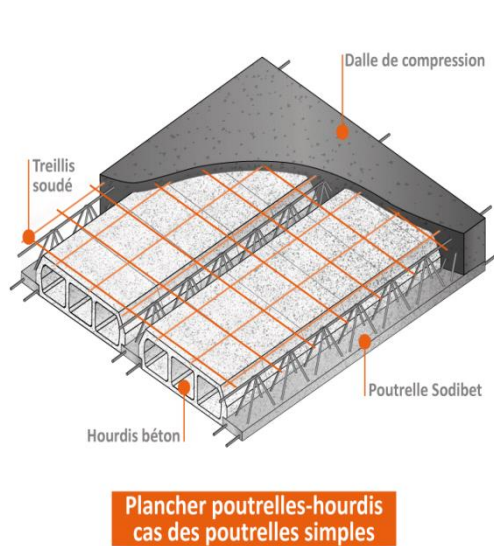


Figure I .2.Plancher corps creux

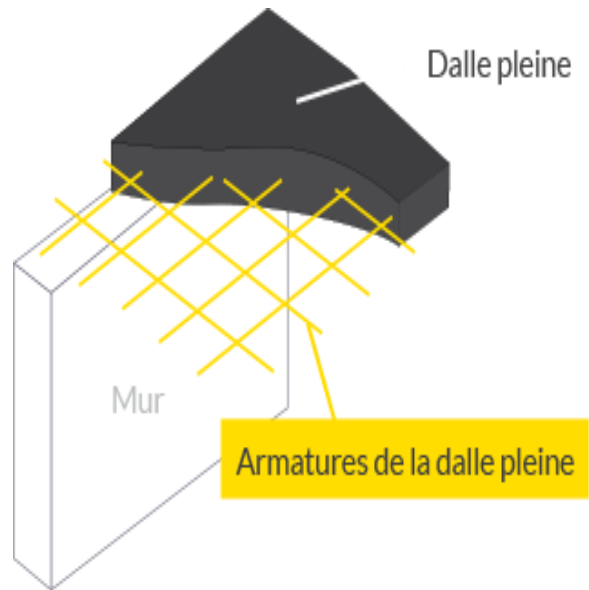


Figure I .3.Dalle pleine

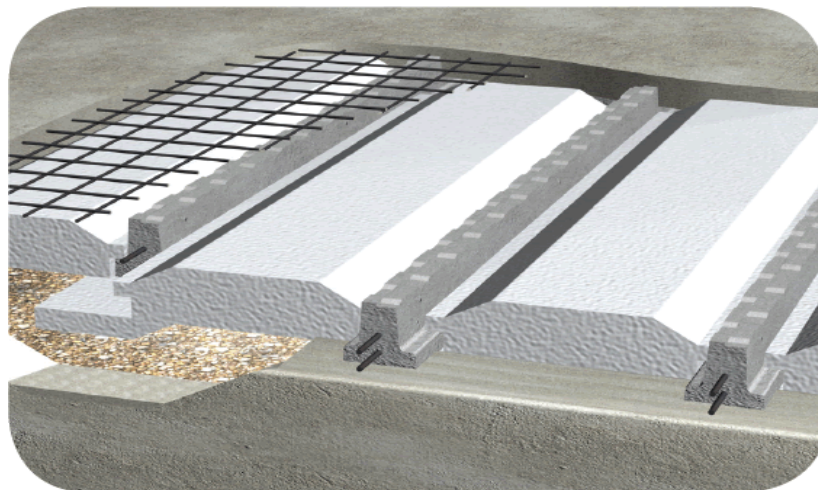


Figure I .4. Plancher avec entrevous en polystyrène

Source : <www.archiexpo.fr/>

I.4.3.Maçonnerie :

Nous avons utilisé deux types de murs :

- **Mur extérieure :**

Les murs extérieure sont réalisé en double parois en briques creuses (10cm ; 10cm) séparée par une l'âme d'air de 4 cm.

- **Mur intérieure :**

Les murs intérieure sont réalisé en simple parois en brique creuse (8 cm).



Figure I .5.Brique creuse (10 cm)

I.4.4.Acrotère :

La structure comporte une terrasse inaccessible qui est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et une épaisseur de 10 cm.

I.4.5.Escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, ils sont utilisés pour passer d'un étage à un autre. On à trois types d'escalier : le premier escalier de sous-sol vers le RDC, le deuxième est de RDC vers le première étage, et le troisième escalier est de tout les étages. Chaque escalier est constitué deux volées et un palier intermédiaire.

I.4.6.Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil utilisé pour facilité le déplacement des personnes entre les étages.

I.4.7.Revêtement :

Le revêtement de la structure est réalisé par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs el les cloisons.
- Etanchéité multicouche pour la terrasse inaccessible.

I.4.8.Fondation :

Le dite de projet est caractérisé par un sol meuble, la contrainte admissible est égale à 1,5 bar, et la transmission des charges par la super structure en sol est assuré par le radier générale.

I.5. Caractéristiques géotechniques du sol :

- Le site est considéré comme meuble.
- La contrainte admissible du sol égale à 1,5 bar (voir annexe A).

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.6.1. Le béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants, le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 et 2500Kg /m³.

I.6.1.1. Résistance caractéristique à la compression :

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83 j} \times f_{c28} \quad \text{si : } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \quad \text{si : } j > 28 \text{ jours}$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95 j} \times f_{c28} \quad \text{si : } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si : } j > 28 \text{ jours}$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

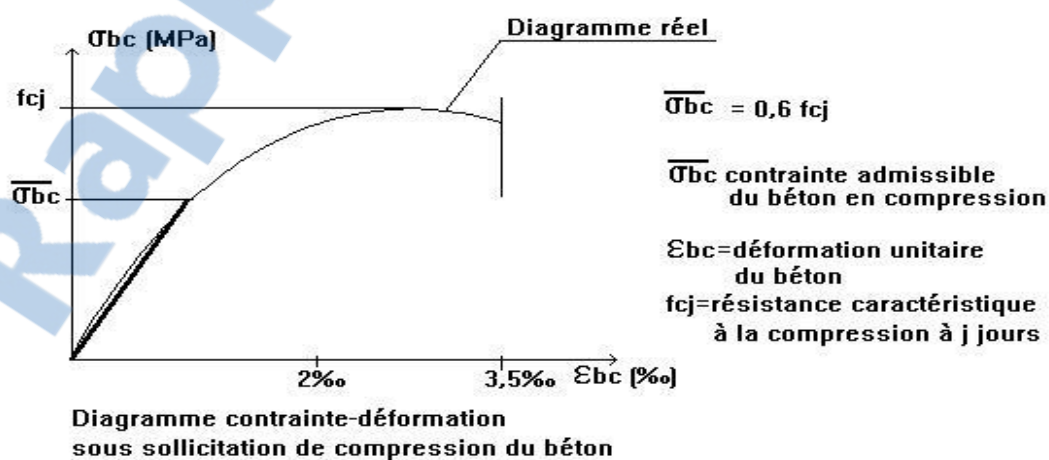


Figure I .6. Diagramme contrainte-déformation sous sollicitation de compression du béton. Source : <www.gramme.be/unite9/>

I.6.1.2.Résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,06 \times f_{cj} + 0,6 \quad \text{si : } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 \times f_{cj} \times \frac{2}{3} \quad \text{si : } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour $j = 28$ jours $\rightarrow f_{c28} = 25$ MPa ; et $f_{t28} = 2,1$ MPa

I.6.1.3.Les états limites :

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

Il y a deux états limites :

- **Etat limite ultime :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

- **Etat limite de service :**

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

I.6.1.4.Contraintes limites :

- **Etat limite ultime :**

On adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

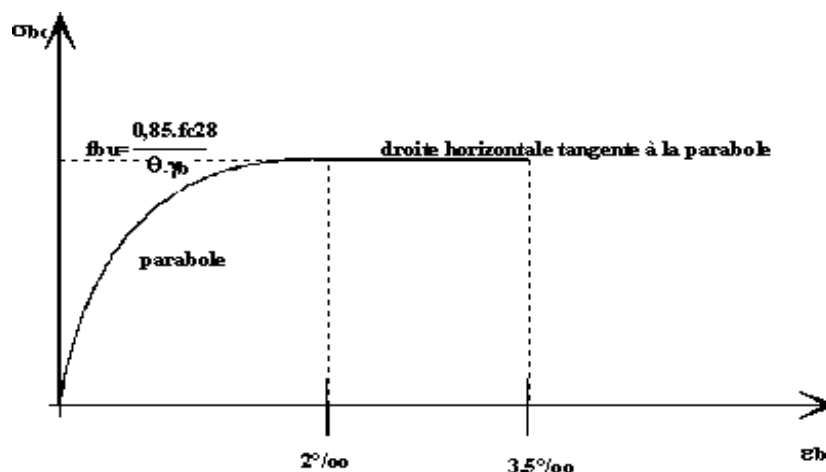


Figure I .7.Diagramme parabole-rectangle. Source : <www.gramme.be/unite9/>

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

f_{bc} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{pour les combinaisons normales.} \\ 1,15 & \text{pour les combinaisons accidentelles.} \end{cases}$$

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si : la durée} > 24 \text{ h} \\ 0,9 & \text{si : la durée} < 24 \text{ h} \\ 0,85 & \text{si : la durée} < 1 \text{ h} \end{cases}$$

- **Etat limite de service**

On suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire.

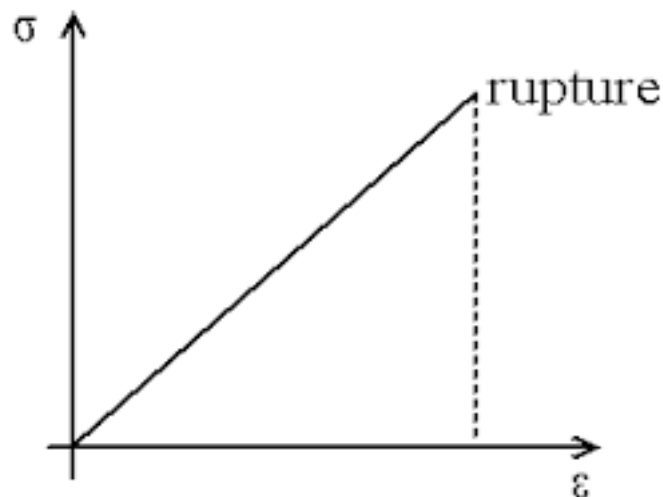


Figure I .8.Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

Source : <www.gramme.be/unite9/>

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

I.6.1.5. Déformation longitudinale :

- **Module de déformation longitudinale instantané E_{ij} :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, il est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale différé E_{vj} :**

Sous des chargements de longue durée, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton, il est égale à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

I.6.1.6. Déformation transversale :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$$\nu = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \nu = 0,2 & \text{pour l'ELS} \\ \nu = 0 & \text{pour l'ELU} \end{array} \right.$$

I.6.2. L'acier :

Le matériau acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression.

Le module d'élasticité longitudinale est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

Le tableau suivant nous donne les principales armatures utilisé :

Tableau I .3. Limite d'élasticité f_e en fonction du type d'acier

	Acier ronds lisse (RL)		Acier haut adhérence (H.A)	Acier treillis soudé (T.S)
Désignation	FeE 215	FeE 235	FeE 400	FeE 500
f_e (MPa)	215	235	400	500

I.6.2.1. Contrainte limite :

- L'état limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \rightarrow \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{cas de situations durable ou transitoire.} \end{array} \right.$$

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

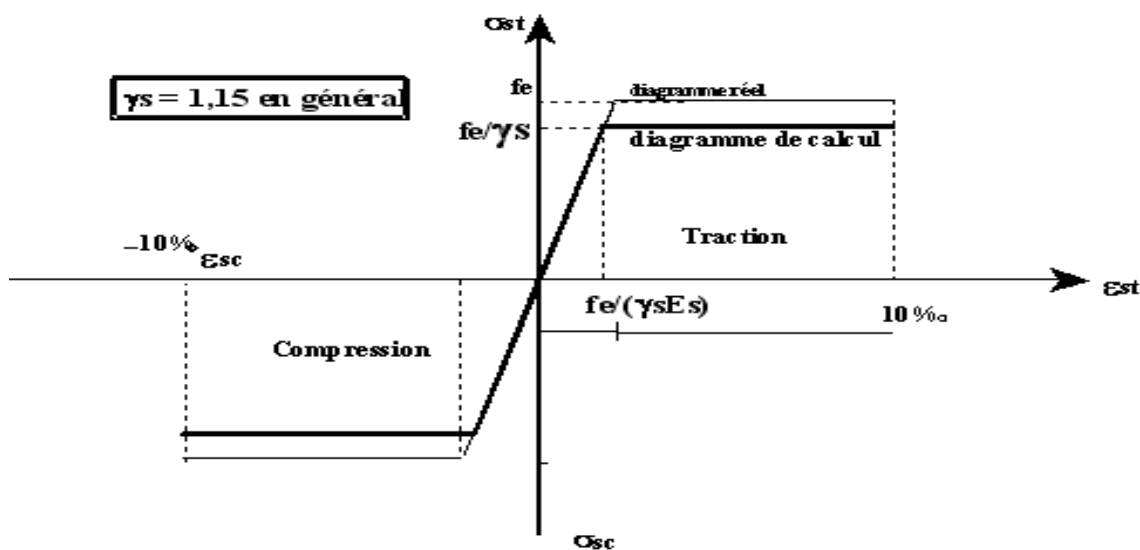


Figure I .9. Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Source : <www.gramme.be/unite9/>

- L'état limite de service :

- ✓ Fissuration peu préjudiciable $\rightarrow \overline{\sigma_{st}}$ pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable $\rightarrow \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$
- ✓ Fissuration très préjudiciable $\rightarrow \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \rightarrow \text{pour les ronds lisses (R.L)} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{pour les hautes adhérences (H.A)} \end{array} \right.$$

I.7.Sollicitation de calcul :

- **L'état limite ultime :**

On utilise la relation suivante :

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

- **L'état limite de service :**

On utilise la relation suivante :

$$G + Q$$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0,8 G \pm E$
- ✓ $G + Q \pm 1,2 E$

Avec :

G : la charge permanent.

Q : la charge d'exploitation.

E : effort de séisme.

II .1.Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II .1.1.Introduction :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres, voiles) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre toutes les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnement de la structure est calculé conformément aux règles **B.A.E.L91** et **R.P.A99 V 2003**.

II .1.2.Pré dimensionnement :

II .1.2.1.Les poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. Il y a deux types de poutres :

- Les poutres principales :
 - Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
 - Elles relient les poteaux.
 - Elles supportent la dalle.
- Les poutres secondaires (Chaînages) :
 - Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

II .1.2.1.1.Les poutres principales :

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

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

Avec :

- L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.
- h : hauteur de la poutre.

On a : L = 4,80 m

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \quad \rightarrow \quad 32 \leq h \leq 48$$

On prend : **h = 45 cm.**

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \quad 9 \leq h \leq 22,5$$

On prend le min du RPA \rightarrow **b = 30 cm.**

D'après le **R.P.A.99 V 2003** :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ **CV**
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow$ **CV**
- $\frac{h}{b} \leq 4 \quad \rightarrow 1,5 < 4 \quad \rightarrow$ **CV**

II .1.2.1.2.Les poutres secondaires :

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculer.

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

L = 4, 39 m.

$$\frac{439}{15} \leq h \leq \frac{439}{10} \quad \rightarrow \quad 29,27 \leq h \leq 43,9$$

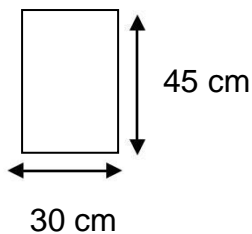
On prend: **h = 35 cm.**

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \quad 7 \leq h \leq 17,5$$

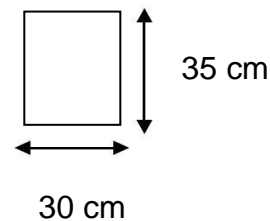
On prend le min du RPA \rightarrow **b = 30 cm.**

D'après le **R.P.A.99 V 2003** :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ **CV**
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow$ **CV**
- $\frac{h}{b} \leq 4 \quad \rightarrow 1,17 < 4 \quad \rightarrow$ **CV**



Les poutres principales



Les poutres secondaires

II .1.2.2.Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, ils sont pré dimensionné en compression simple, leur résistance est notamment limitée par le risque de flambement.

Le poteau le plus sollicité de ce bâtiment est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S.

La dimension des poteaux doit satisfaire les conditions suivantes de **R.P.A99 V 2003**.

- $\min (a ; b) \geq 25 \text{ cm}$ → zone **I** et **II**
- $\min (a ; b) \geq \frac{he}{20}$ → he : hauteur d'étage
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$

Avec : a et b sont les dimensions du poteau.

La section du poteau le plus sollicité est représenté sur la figure suivant :

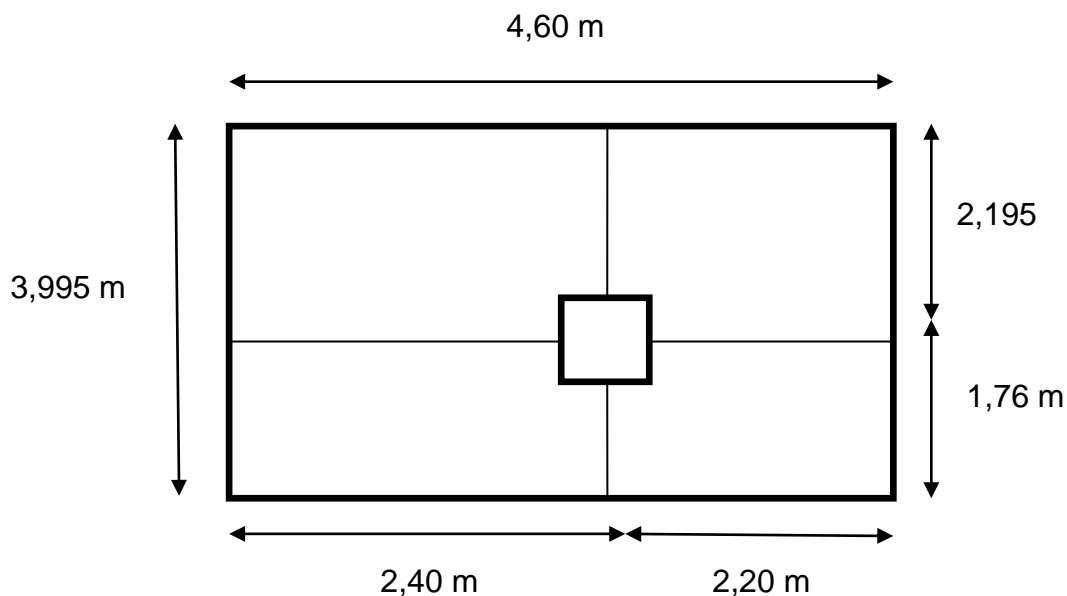


Figure II .1.Section du poteau le plus sollicité

II .1.2.2.1.Calcul de la charge vertical N_u :

$$N_u = P_u \times S \times n$$

N_u : La charge verticale a l'ELU.

P_u : La charge du plancher.

On suppose une charge moyenne $P_u = 1 \text{ t/m}^2$

S : Surface supporté par le poteau le plus sollicité.

$$S = 3,955 \times 4,6 = 18,193 \text{ m}^2$$

n : Nombre d'étage (n=16)

$$N_u = 1 \times 18,193 \times 16 = 291,088 \text{ t} = 2,91088 \text{ MN}$$

II .1.2.2.2.Calcul de la section réduite B_r :

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

Avec :

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

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{si : } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 \times \lambda^2 / 1500 \quad \text{si : } 50 < \lambda < 70$$

On se fixe sur un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée $\rightarrow \beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{35}{35}\right)^2 \rightarrow \beta = 1,2$

f_e : La limite d'élasticité. $\rightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$

γ_s : Coefficient de sécurité. $\rightarrow \gamma_s = 1.15$ (cas générale)

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\Theta \times \gamma_b}$$

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

$\gamma_s = 1.5$ (Cas générale)

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

$$\rightarrow f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$B_r \geq \frac{1,20 \times 2,91088}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}} = 0,186 \text{ m}^2$$

- **Calcul de a:**

$$\text{On à: } a \geq \sqrt{Br} \rightarrow a \geq \sqrt{0,186} \rightarrow a \geq 0,43 \text{ m}$$

On prend: **a = b = 75 cm**

II .1.2.2.3.Vérification des conditions de R.P.A99 V 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (75 ; 75) \geq 25\text{cm} \rightarrow \mathbf{CV} \\ \min (75 ; 75) = 75 \geq \frac{306}{20} = 15,30 \rightarrow \mathbf{CV} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{75}{75} = 1 \leq 4 \rightarrow \mathbf{CV} \end{array} \right.$$

II .1.2.2.4.Vérification du poteau au flambement :

- **Le moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{75^4}{12} = 2636718,75 \text{ cm}^4$$

- **Le Rayon de giration :**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{2636718,75}{5625}} = 21,65 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } B = 75 \times 75 = 5625 \text{ cm}^2$$

- **La longueur du flambement :**

$$l_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

Avec :

L_0 : Hauteur d'étage.

- **L'élanement mécanique $\lambda(x ; y)$:**

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_{(x,y)}} = \frac{2,142}{0,2165} = 9,89376 < 50 \rightarrow \mathbf{CV}$$

Donc : la condition du flambement est vérifié.

Les résultats de vérification de pré-dimensionnement des poteaux des autres niveaux sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II .1.Récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux

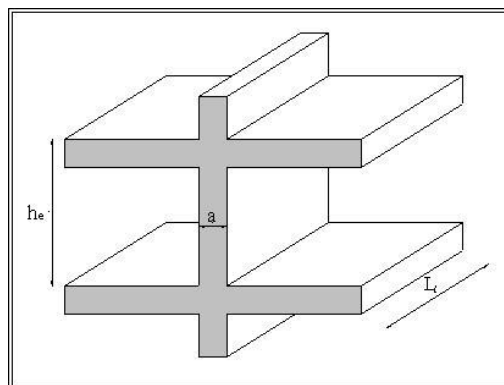
NIV	n	Nu (MN)	β_r	$\sqrt{\beta_r}$	a;b (cm)	l_f (m)	$\lambda_x ; \lambda_y$	$\lambda < 50$
SS	16	2,91088	0,186785	0,432186	75	2,142	9,89376	CV
RDC	15	2,72895	0,175111	0,418462	75	2,499	11,54239	CV
1er	14	2,54702	0,163437	0,404273	70	2,261	11,18905	CV
2em	13	2,36509	0,151763	0,389567	70	2,261	11,18905	CV
3em	12	2,18316	0,140089	0,374284	65	2,261	12,04974	CV
4em	11	2,00123	0,128415	0,35835	65	2,261	12,04974	CV
5em	10	1,8193	0,11674	0,341673	60	2,261	13,05389	CV
6em	9	1,63737	0,105066	0,32414	60	2,261	13,05389	CV
7em	8	1,45544	0,093392	0,305602	55	2,261	14,24061	CV
8em	7	1,27351	0,081718	0,285864	55	2,261	14,24061	CV
9em	6	1,09158	0,070044	0,264659	50	2,261	15,66467	CV
10em	5	0,90965	0,05837	0,241599	50	2,261	15,66467	CV
11em	4	0,72772	0,046696	0,216093	,45	2,261	17,40519	CV
12em	3	0,54579	0,035022	0,187142	45	2,261	17,40519	CV
13em	2	0,36386	0,023348	0,152801	40	2,261	19,58083	CV
14em	1	0,18193	0,011674	0,108047	40	2,261	19,58083	CV

II .1.2.3.Les voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

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

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

**Figure II .2.**Coupe de voile en élévation

Le R.P.A .99 V 2003 considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\begin{cases} L \geq 4a \\ a \geq h_e / 20 \end{cases}$$

Avec :

- **L** : longueur du voile.
- **a** : épaisseur des voiles (a min =15 cm).
- **he** : hauteur libre d'étage.

On à :

$$he = 3,06 \text{ m} \rightarrow a \geq \frac{3,06}{20} = 0,15 \rightarrow \text{pour le sous sol.}$$

$$he = 3,57 \text{ m} \rightarrow a \geq \frac{3,57}{20} = 0,17 \rightarrow \text{pour le RDC.}$$

$$he = 3,23 \text{ m} \rightarrow a \geq \frac{3,23}{20} = 0,16 \rightarrow \text{pour les étages.}$$

Donc on adopte :

- **a = 20 cm** → pour le sous sol.
- **a = 20 cm** → pour le RDC.
- **a = 20 cm** → pour les étages.

I .1.2.4.Détermination de l'épaisseur du plancher :

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux, ils n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

L'épaisseur de plancher est conditionnée par : $h \geq \frac{l}{22,5}$

l : plus grande portée dans le sens considéré.

$$h \geq \frac{3,69}{22,5} = 0,16 \text{ m} = 16 \text{ cm}$$

On prend : **h = 21 cm**

$$h = (16 +5) \text{ cm}$$

16 cm pour le corps creux.

5 cm pour la dalle de compression.

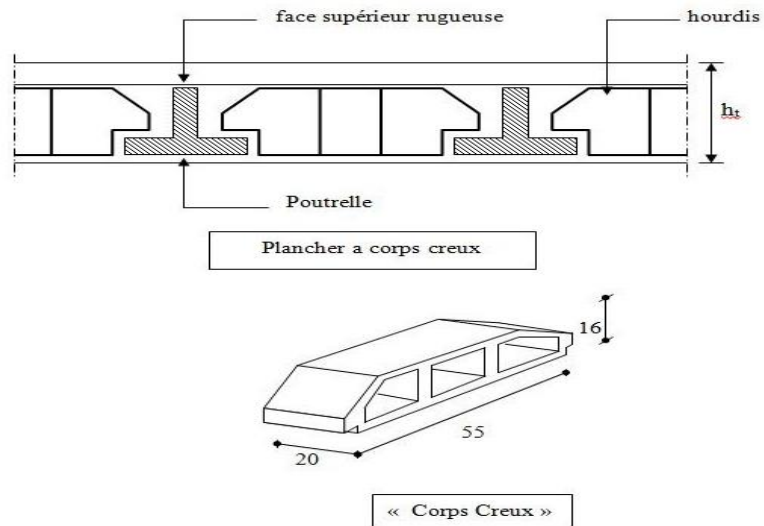


Figure II .3. Plancher à corps creux

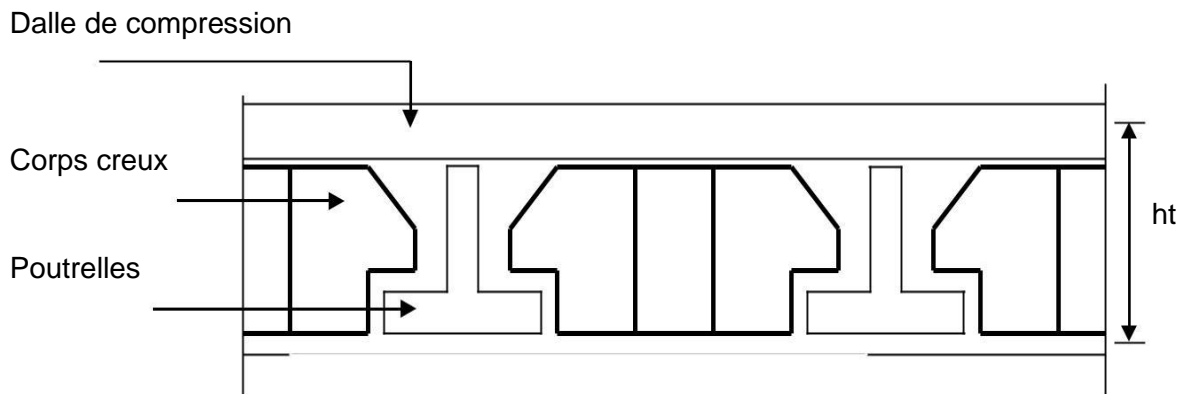


Figure II .4.Dalle à corps creux.

II.2.Descente de charge :

II .2.1.Plancher terrasse inaccessible :

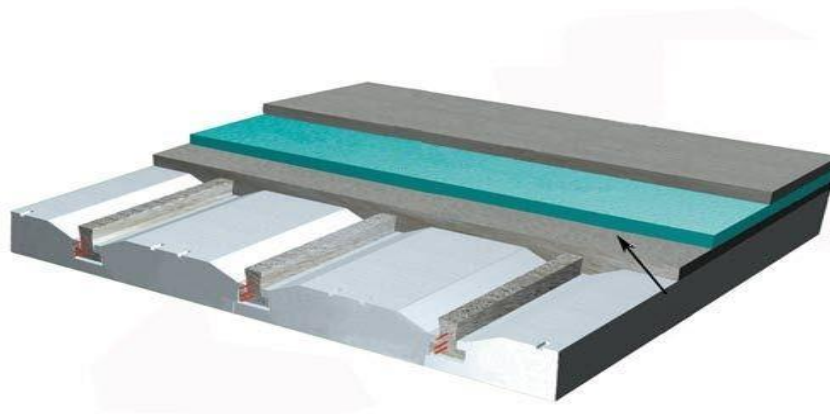
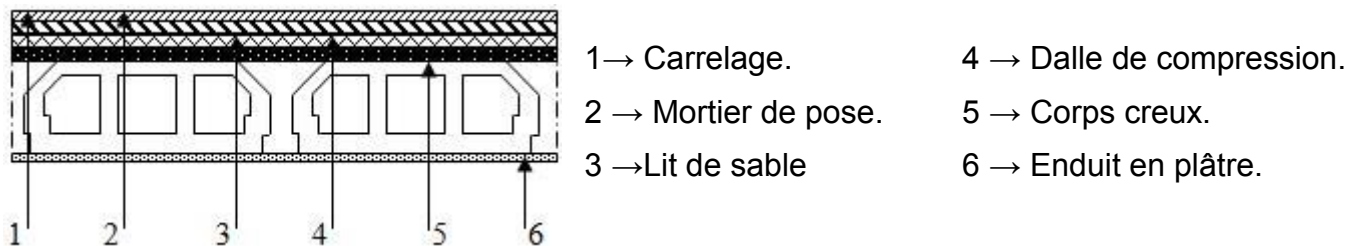


Figure II .5.Plancher type terrasse inaccessible

Tableau II .2.Charge de la terrasse inaccessible due aux plancher en polystyrène

Désignation	ρ (kg/m ³)	ep(m)	G (KN/m ²)
Protection gravillon	1700	0,05	0,85
polyuréthane d'étanchéité circulaire	/	0,02	0,052
Forme de pente	2200	0,1	2,20
Isolation thermique en liège	400	0,04	0,16
Plancher avec entrevous en polystyrène	830	0,21	1,74
Enduit en plâtre	1000	0,02	0,20
G	5,202 KN/m ²		
Q	1,00 KN/m ²		

II .2.2.Plancher étage courant :**Figure II .6.**Plancher étage courant**Tableau II .3.**Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

Désignation	ρ (kg/m ³)	ep(m)	G (KN/m ²)
Carrelage	2200	0,02	0,44
Mortier de pose	2000	0,02	0,40
Lit de sable	1800	0,02	0,36
plancher en corps creux (16+5)		0,21	3,10
Enduit en plâtre	1000	0,02	0,2
Cloisons intérieures	1000	0,1	1,00
G	5,5 KN/m ²		
Q	1,5 KN/m ²		

II .2.3.Balcons :

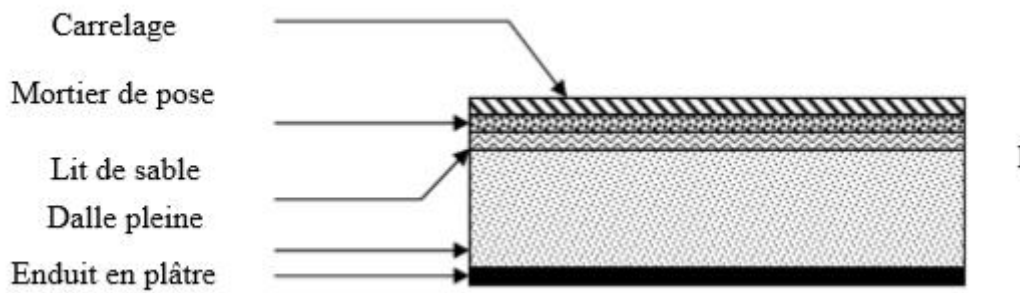


Figure II .7.Balcon

Tableau II .4.Descente des charges des balcons

Désignation	ρ (kg/m ³)	ep(m)	G (KN/m ²)
Carrelage	2200	0,02	0,44
Mortier de pose	2000	0,02	0,40
Lit de sable	1800	0,02	0,36
Dalle en BA (dalle pleine)	2500	0,15	3,75
Enduit en plâtre	1000	0,02	0,20
G			5,15 KN/m ²
Q			3,50 KN/m ²

II .2.4.Murs extérieures :

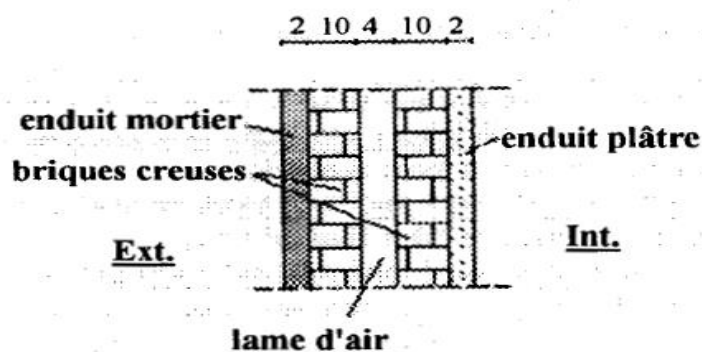
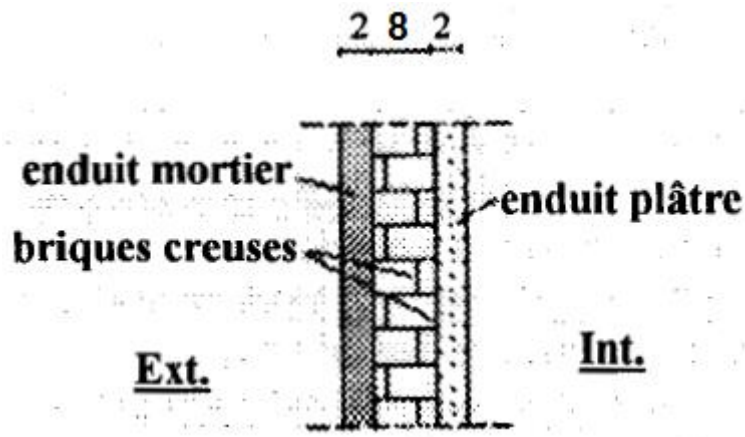


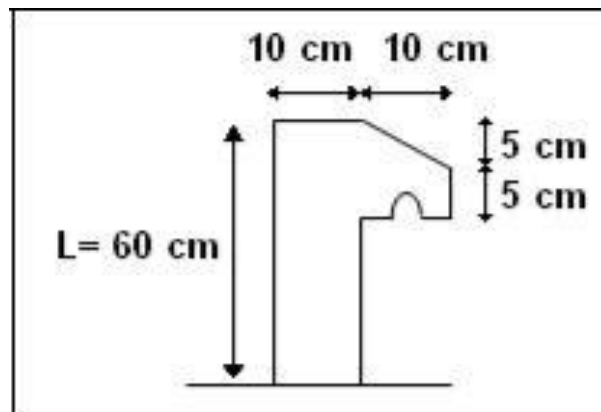
Figure II .8.Coupe transversale du mur extérieur

Tableau II .5.Charge permanente des murs extérieurs

Désignation	ρ (kg/m^3)	ep(m)	G (KN/m^2)
Enduit extérieur	1200	0,02	0,24
Brique creuse	900	0,10	0,90
Brique creuse	900	0,10	0,90
Enduit intérieur	1200	0,02	0,24
G	2,28 KN/m^2		

II .2.5.Murs intérieures :**Figure II .9.** Coupe transversale du mur intérieur**Tableau II .6.**Descente des charges

N°	Désignation	ep(m)	G (KN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0,02	0,18
2	Briques creuses (8 cm)	0,80	0,72
3	Enduit en plâtre	0,02	0,18
G	1,08 KN/m^2		

II .2.6.L'acrotère :**Figure II .10.**Dimension de l'acrotère

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

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

La charge horizontale :

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

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

$W_p = 1,6875 \text{ KN/ml}$: poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8$: facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 1,6875 = 0,54 \text{ KN/ml.}$$

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

II .3. Conclusion :

Le pré dimensionnement est une étape importante, pour arriver à déterminer une épaisseur économique, afin éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après les vérifications dans les chapitres suivants.

La descente de charges nous a aidé à évaluer, niveau par niveau les charges et les surcharges des différents éléments de la structure.

III.1.Etude de poutrelles :

III.1.1.Introduction :

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

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction :

- Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux. Ils sont infiniment rigides dans leurs plans.
- Celle d'isolation thermique et acoustique : Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

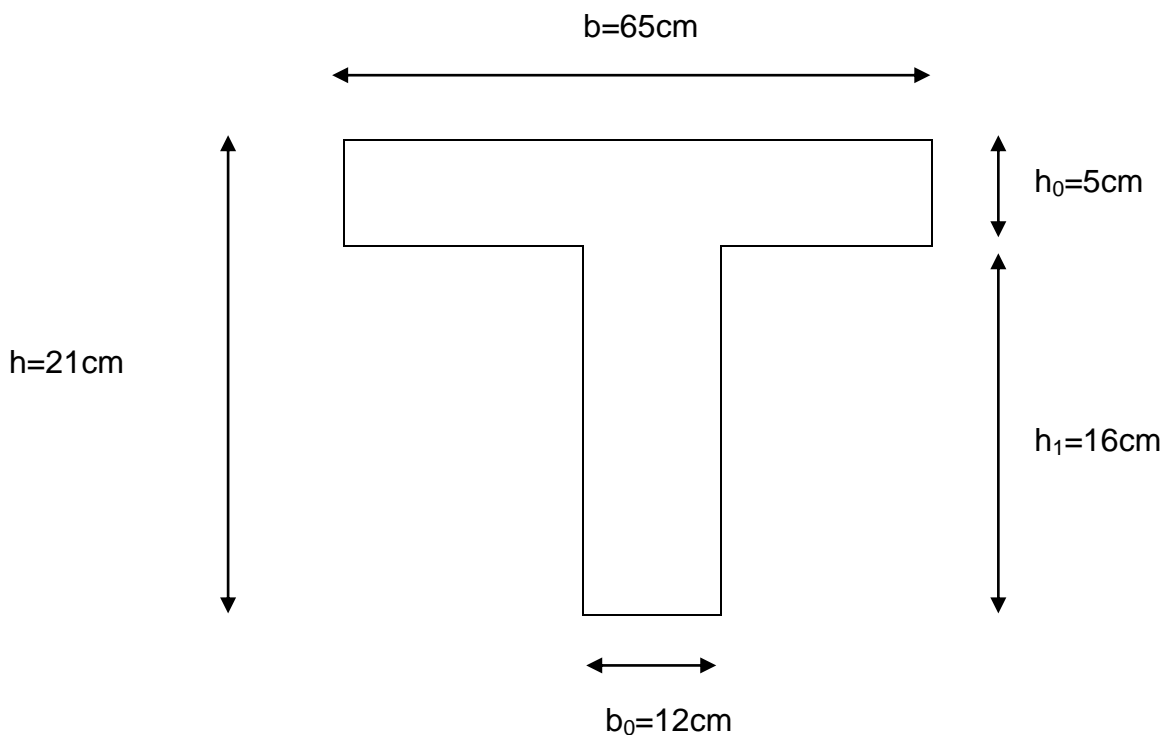


Figure III .1.Dimensionnement des poutrelles

III.1.2.Méthode de calcul :

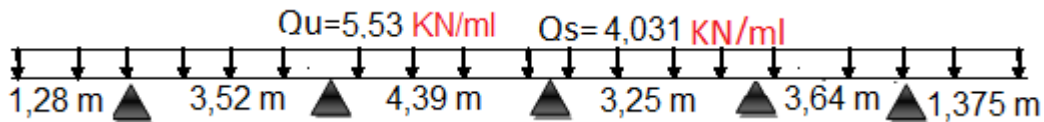
D'après le **B.A.E.L 91** il existe trois méthodes pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles :

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

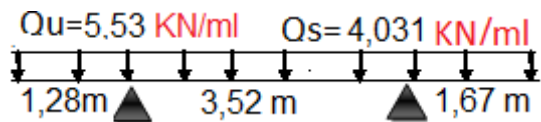
III.1.3.Types des poutrelles :

- **Terrasse inaccessible (polystyrène) :**

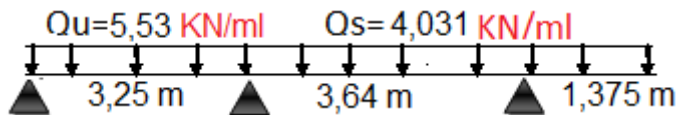
Type1 :



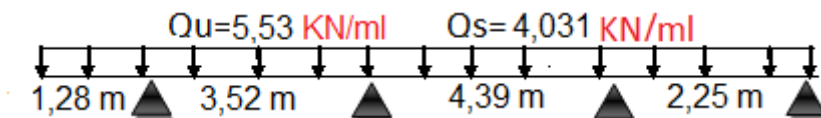
Type2 :



Type3 :

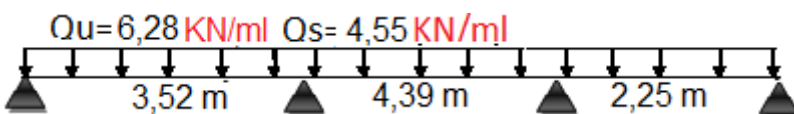


Type4 :

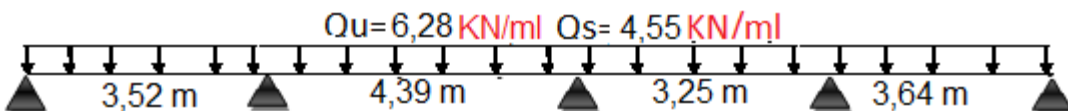


- **Etage courante :**

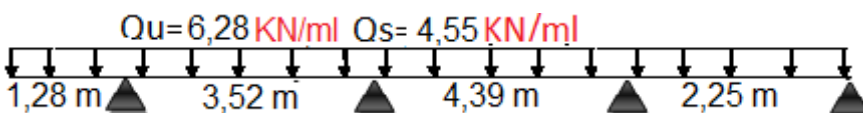
Type1 :



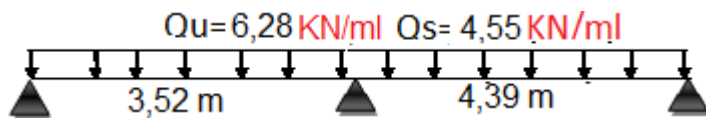
Type2 :



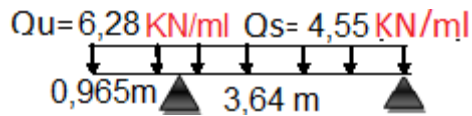
Type3 :



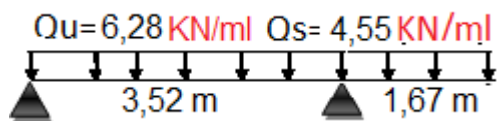
Type4 :



Type5 :

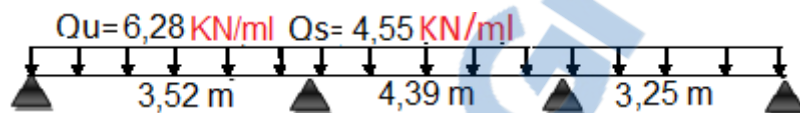


Type6 :

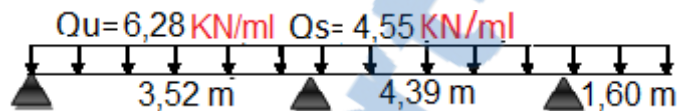


- RDC :

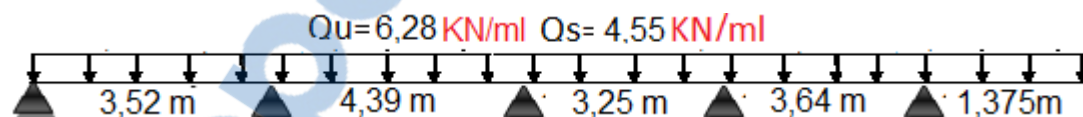
Type1 :



Type2 :



Type3 :



Type4 :

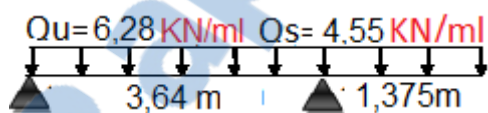


Figure III .2.Types des poutrelles

III.1.4.Descente de charge :

Tableau III .1.Descente de charge des poutrelles

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	ELU (KN/m) (1,35G+1,5Q)×b	ELS (KN/m) (G+Q) × b
Terrasse inaccessible	5,202	1	0,65	5,539	4,031
Etage courant et RDC	5,5	1,5	0,65	6,288	4,55

Remarque :

- Vérification de la méthode Forfaitaire :

Selon **C.B.A93** → On applique la méthode forfaitaire si les conditions suivantes (1, 2, 3, 4) sont vérifiées :

1. La charge d'exploitation doit vérifier la condition suivante :

$$Q \leq (2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

2. Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité.

3. Le rapport des travées successives doit vérifier la condition : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$



4. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Si une de ces conditions ne vérifie pas, il faut passer à la méthode de Caquot ou la méthode de trois moments.

➤ **Justification :**

On prend un exemple de calcul (Type 1 de RDC).

1. $Q \leq (2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1,5 \leq (2 \times 5,5 ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1,5 \leq (11 ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow \text{CV}$

2. La section des poutrelles est constante dans tous les types et tous les niveaux → donc : Les inerties sont constantes → Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité → **CV**

3. $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq \frac{4,39}{3,25} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 1,35 \leq 1,25 \rightarrow \text{CNV}$

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée → donc : on passe à la méthode de Caquot.

- **Vérification de la méthode de Caquot :**

Selon **C.B.A93** → On applique la méthode de Caquot si la condition 1 non vérifiée et 2, 3 et 4 vérifiées.

La 1^{ère} condition est vérifiée, et la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée → donc : on passe à la méthode des trois moments.

III.1.5. Calcul des efforts internes :

Nous allons calculer une poutrelle par la méthode des trois moments et nous avons utilisé le **SAP 2000** pour les autres types.

On prend un exemple de calcul (Type 1 de RDC).

- **ELU :**

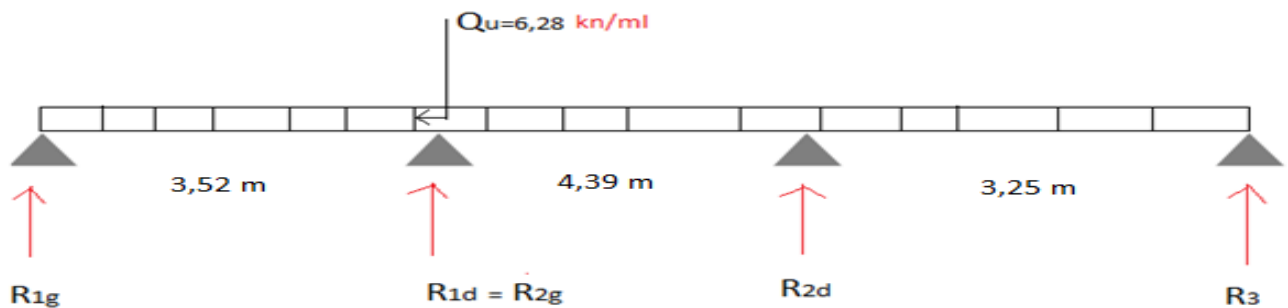


Figure III .3. Poutrelle type 1 (RDC) à l'ELU

➤ **Méthode de trois moments :**

$$R_{1g} = \frac{1}{24} \times 6,288 \times 3,52^3 = 11,4269 \text{ KN}$$

$$R_{1d} = \frac{1}{24} \times 6,288 \times 4,39^3 = 22,1663 \text{ KN}$$

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

$$= 11,4269 + 22,1663$$

$$A_1 = 33,5932 \text{ KN}$$

$$R_{2g} = R_{1d} = 22,1663 \text{ KN}$$

$$R_{2d} = \frac{1}{24} \times 6,288 \times 3,25^3 = 8,9939 \text{ KN}$$

$$A_2 = R_{2g} + R_{2d}$$

$$= 22,1663 + 8,9939$$

$$A_2 = 31,1602 \text{ KN}$$



➤ **Systemes d'équations :**

$$\begin{cases} 15,82 \times M1 + 4,39 \times M2 = - 6 \times 33,5932 \\ 4,39 \times M1 + 15,28 \times M2 = - 6 \times 31,1602 \end{cases}$$

➤ **On résoudre ce système d'équation et on trouve :**

$$\begin{cases} M1 = - 10,1550 \text{ KN.m} \\ M2 = - 9,3181 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$R0 \times 3,52 - 6,288 \times \frac{3,52^2}{2} - (-10,155) = 0$$

$$R0 \times 3,52 - 28,8004 = 0$$

$$R0 = - 8,1819 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de R1 :**

$$R0 + R1 - Q = 0$$

$$R1 = - R0 + Q$$

$$= - 8,1819 + 6,288 \times (3,52)$$

$$R1 = 13,9518 \text{ KN}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(3,52) = - 10,1550 \text{ KN.m}$$

$$X = \frac{8,1819}{6,288} = 1,3011 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 8,1819 \times (1,3011) - 6,288 \times \frac{1,3011^2}{2}$$

$$M_{\max} = 5,3231 \text{ KN.m}$$

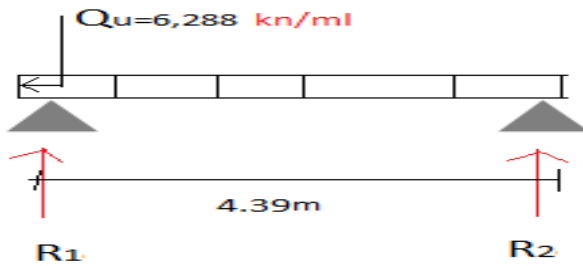
$$T(0) = 8,1819 - 6,288 \times (0)$$

$$T(0) = 8,1819 \text{ KN}$$

$$T(3,52) = 8,1819 - 6,288 \times (3,52)$$

$$T(3,52) = - 13,9518 \text{ KN}$$

- Travée 2 :
- Calcul de R1 :



$$- R1 \times 4,39 + 6,288 \times \frac{4,39^2}{2} - (-10,155) + (-9,3181) = 0$$

$$- R1 \times 4,39 + 61,4283 = 0$$

$$R1 = \frac{61,4283}{4,39}$$

$$R1 = 13,9927 \text{ KN}$$

- Calcul de R2 :

$$R1 + R2 - Q = 0$$

$$R2 = Q - R1$$

$$R2 = 27,6043 - 13,9927$$

$$R2 = 13,6116 \text{ KN}$$

- Calcul de moment :

$$M(0) = -10,155 + 13,9927 \times (0) - 6,288 \times \frac{0^2}{2}$$

$$M(0) = -10,155 \text{ KN.m}$$

$$M(4,39) = -9,3185 \text{ KN.m}$$

- Calcul de x :

$$X = \frac{13,9927}{6,28}$$

$$X = 2,2253 \text{ m}$$

- Calcul de Mmax :

$$M_{\max} = M(2,2253) = 5,4139 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

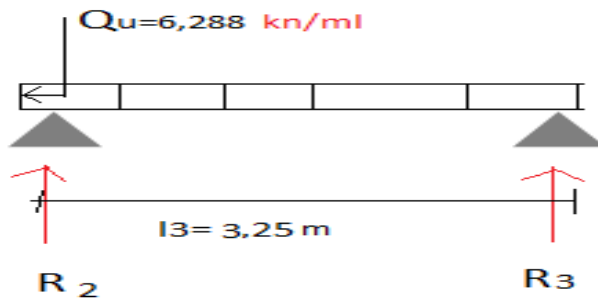
$$T(0) = R_1 = 13,9927 \text{ KN}$$

$$T(4,39) = 13,9927 - 6,288 \times 4,39$$

$$T(4,39) = - 13,6116 \text{ KN}$$

➤ **Travée 3 :**

➤ **Calcul de R2 :**



$$R_2 \times 3,25 - 6,288 \times \frac{3,25^2}{2} - (-9,3181) - 0 = 0$$

$$R_2 = \frac{42,5266}{3,25}$$

$$R_2 = 13,0851 \text{ KN}$$

• **Calcul de R3 :**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$R_3 + R_2 - q_u \times l_3 = 0$$

$$R_3 = -R_2 + q_u \times l_3$$

$$R_3 = -13,0851 + 6,288 \times 3,25$$

$$R_3 = 7,3509 \text{ KN}$$

• **Calcul de moment :**

$$M(0) = -9,3181 + 13,0851 \times (0) - 6,288 \times \frac{0^2}{2}$$

$$M(0) = -9,3181 \text{ KN.m}$$

$$M(3,25) = -0,0000025 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de x :**

$$X = \frac{13,9927}{6,28}$$

$$X = 2,2253 \text{ m}$$

- **Calcul de Mmax :**

$$M_{\max} = M(2,482) = -9,3181 + 13,0851 \times (2,2253) - 6,288 \times \frac{2,2253^2}{2}$$

$$M_{\max} = 4,2312 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

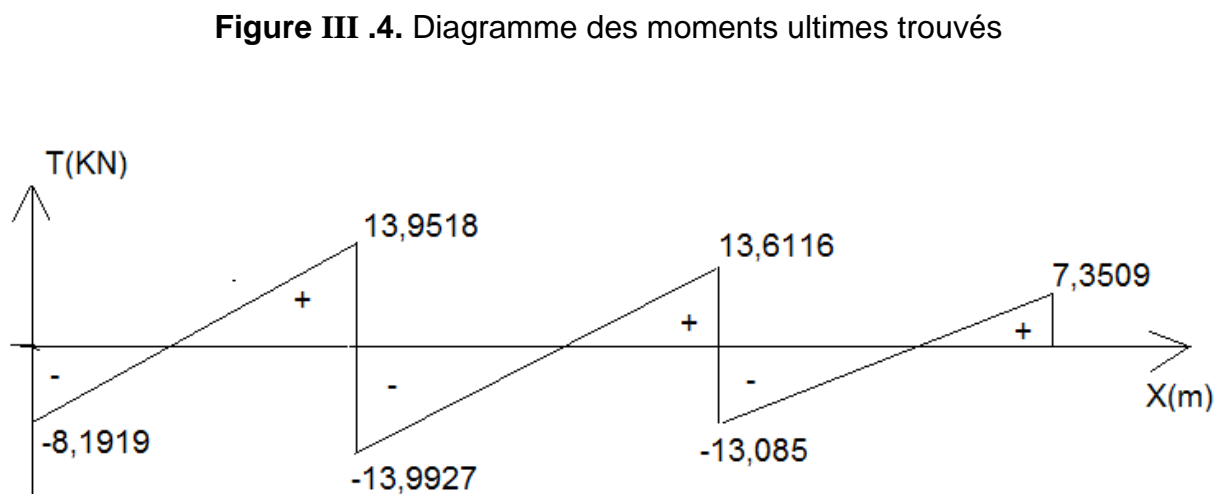
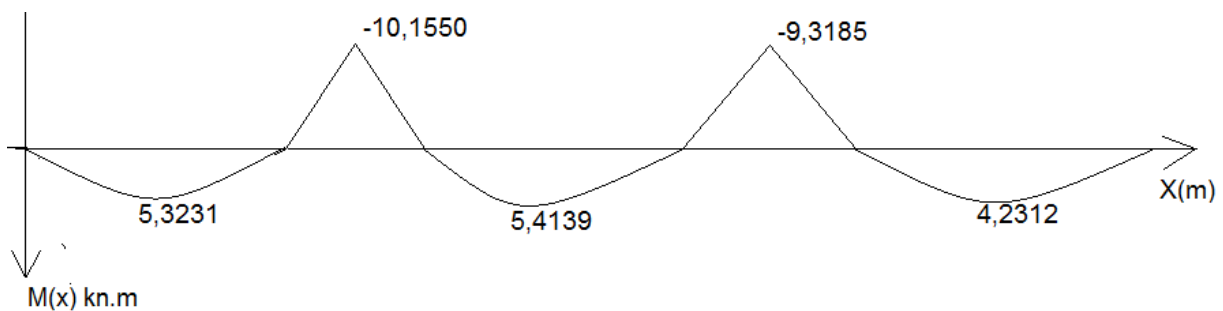
$$T(0) = R_2 - q_u \times 0$$

$$T(0) = 13,0851$$

$$T(3,25) = 13,0851 - 6,28 \times 3,25$$

$$T(3,25) = -7,3509 \text{ KN}$$

Voici les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchant à partir de résultats précédents :



Voici les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchant à partir de logiciel **SAP2000** :

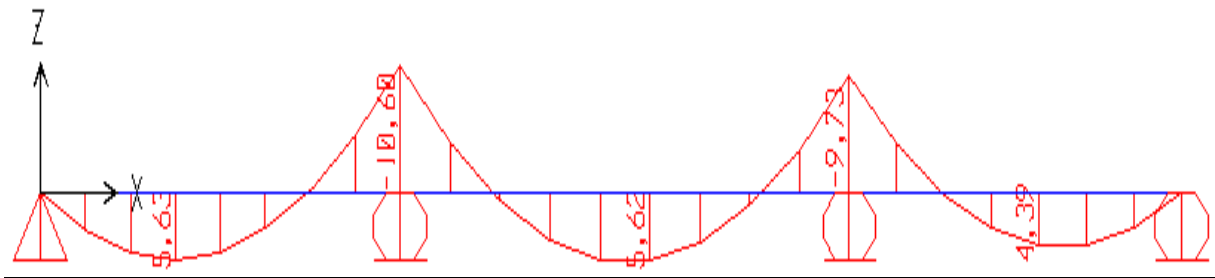


Figure III .6. Diagramme des moments ultimes trouvés par le SAP 2000

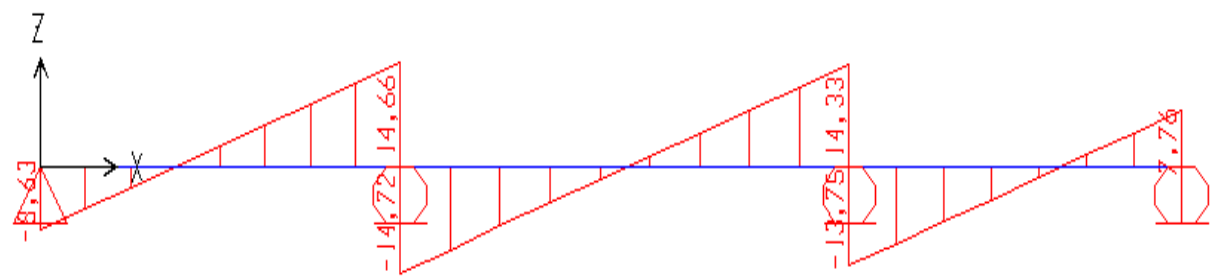


Figure III .7. Diagramme des efforts tranchants ultimes trouvés par le SAP 2000

- **ELS :**

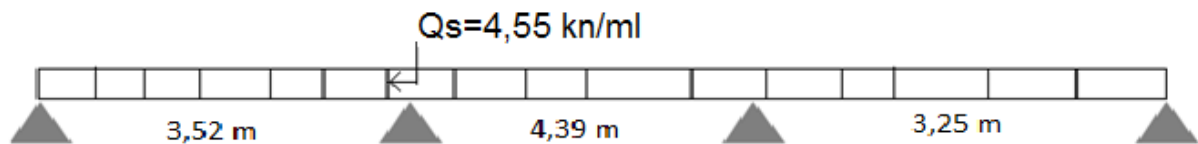


Figure III .8. Poutrelle type 1 (RDC) à l'ELS

- **Méthode de trois moments :**

$$R1g = \frac{1}{24} \times 4,55 \times 3,52^3 = 8,268 \text{ KN}$$

$$R1d = \frac{1}{24} \times 4,55 \times 4,39^3 = 16,039 \text{ KN}$$

$$A1 = R1g + R1d$$

$$= 8,268 + 16,039$$

$$A1 = 24,307 \text{ KN}$$

$$R2g = R1d = 16,039 \text{ KN}$$

$$R2d = \frac{1}{24} \times 4,55 \times 3,25^3 = 6,508 \text{ KN}$$

$$A2 = R2g + R2d$$

$$= 16,039 + 6,508$$

$$A2 = 22,547 \text{ KN}$$

➤ **Systèmes d'équations :**

$$\begin{cases} 15,82 \times M1 + 4,39 \times M2 = - 6 \times 24,307 \\ 4,39 \times M1 + 15,28 \times M2 = - 6 \times 22,547 \end{cases}$$

➤ **On résoudre ce système d'équation et on trouve :**

$$\begin{cases} M1 = - 7,417 \text{ KN.m} \\ M2 = - 6,4931 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$R0 \times 3,52 - 4,55 \times \frac{3,52^2}{2} - (-7,417) = 0$$

$$R0 \times 3,52 - 20,7711 = 0$$

$$R0 = - 5,90 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de R1 :**

$$R0 + R1 - Q = 0$$

$$R1 = - R0 + Q$$

$$= - 5,9 + 4,55 \times (3,52)$$

$$R1 = 10,116 \text{ KN}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(3,52) = - 7,417 \text{ KN.m}$$

$$X = \frac{5,9}{4,55} = 1,2967 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 5,9 \times (1,2967) - 4,55 \times \frac{1,2967^2}{2}$$

$$M_{\max} = 3,8199 \text{ KN.m}$$

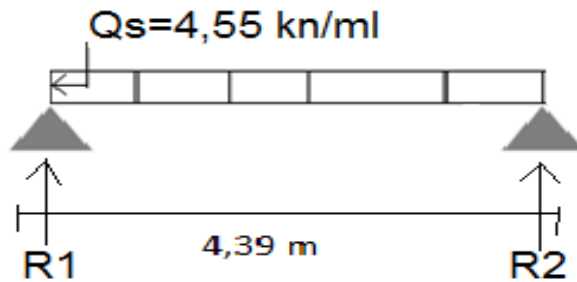
$$T(0) = - 5,9 + 4, \times (0)$$

$$T(0) = - 5,9 \text{ KN}$$

$$T(3,52) = - 5,9 + 4,55 \times (3,52)$$

$$T(3,52) = 10,116 \text{ KN}$$

- Travée 2 :
- Calcul de R1 :



$$- R1 \times 4,39 + 4,55 \times \frac{4,39^2}{2} - (-7,417) + (-6,4931) = 0$$

$$- R1 \times 4,39 + 44,7679 = 0$$

$$R1 = \frac{44,7679}{4,39}$$

$$R1 = 10,1976 \text{ KN}$$

- Calcul de R2 :

$$R1 + R2 - Q = 0$$

$$R2 = Q - R1$$

$$R2 = 19,9745 - 10,1976$$

$$R2 = 9,7769 \text{ KN}$$

- Calcul de moment :

$$M(0) = -7,417 + 10,1976 \times (0) - 4,55 \times \frac{0^2}{2}$$

$$M(0) = -7,417 \text{ KN.m}$$

$$M(4,39) = -6,4935 \text{ KN.m}$$

- Calcul de x :

$$X = \frac{10,1976}{4,55}$$

$$X = 2,241 \text{ m}$$

- Calcul de Mmax :

$$M_{\max} = M(2,241) = 4,0105 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

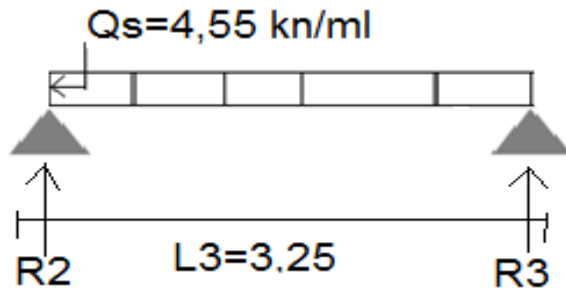
$$T(0) = -R_1 = -10,1976 \text{ KN}$$

$$T(4,39) = -10,1976 + 4,55 \times 4,39$$

$$T(4,39) = 9,7769 \text{ KN}$$

➤ **Travée 3 :**

➤ **Calcul de R2 :**



$$R_2 \times 3,25 - 4,55 \times \frac{3,25^2}{2} - (-6,4931) - 0 = 0$$

$$R_2 = \frac{30,5227}{3,25}$$

$$R_2 = 9,391 \text{ KN}$$

• **Calcul de R3 :**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$R_3 + R_2 - q_u \times l_3 = 0$$

$$R_3 = -R_2 + q_u \times l_3$$

$$R_3 = -9,3916 + 4,55 \times 3,25$$

$$R_3 = 5,3959 \text{ KN}$$

• **Calcul de moment :**

$$M(0) = -6,4931 + 9,3916 \times (0) - 4,55 \times \frac{0^2}{2}$$

$$M(0) = -6,4931 \text{ KN.m}$$

$$M(3,25) = -0,0000875 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de x :**

$$X = \frac{10,1976}{4,55}$$

$$X = 2,2412 \text{ m}$$

- **Calcul de Mmax :**

$$M_{\max} = M(2,2412) = -6,4931 + 9,3916 \times (2,2412) - 4,55 \times \frac{2,2412^2}{2}$$

$$M_{\max} = 3,1280 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T(0) = R_2 - q_u \times 0$$

$$T(0) = -9,0851$$

$$T(3,25) = -9,3961 + 4,55 \times 3,25$$

$$T(3,25) = -5,3914 \text{ KN}$$

Voici les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchant à partir de résultats précédents :

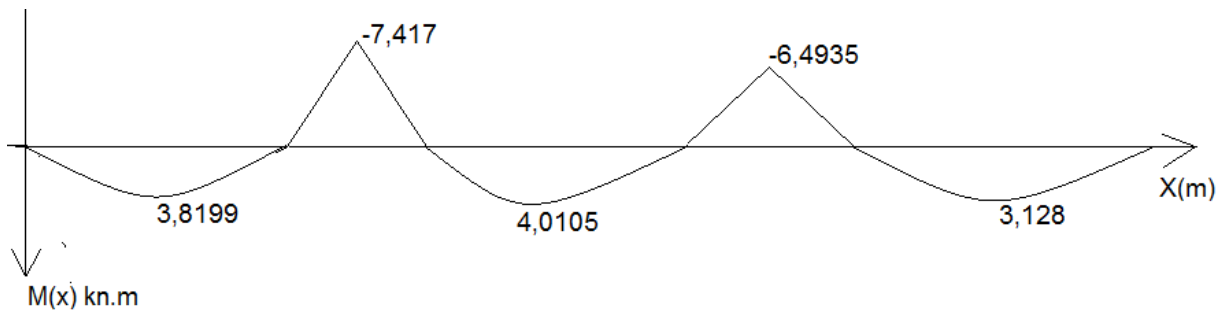


Figure III .9. Diagramme des moments de service trouvés

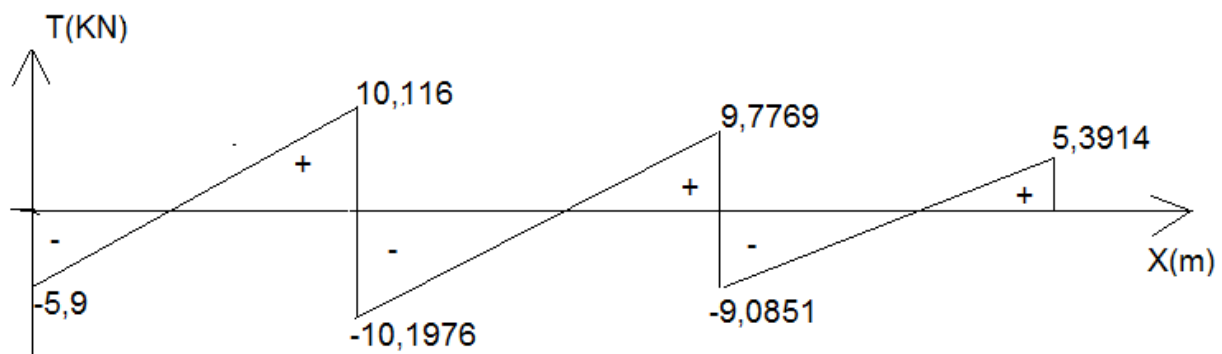


Figure III .10. Diagramme des efforts tranchant de service trouvés

Voici les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchant à partir de logiciel **SAP2000** :

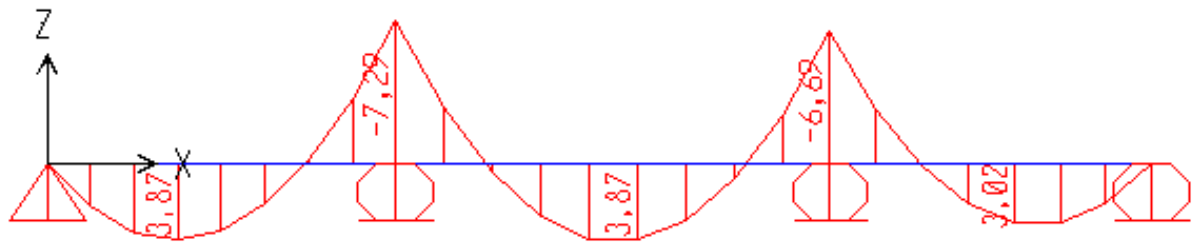


Figure III .11. Diagramme des moments de service trouvés par le SAP 2000

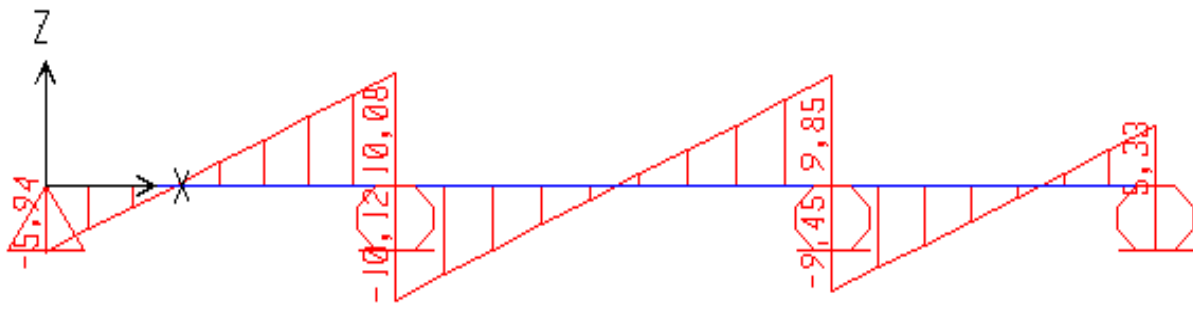


Figure III .12. Diagramme des efforts tranchant de service trouvés par le SAP 2000

Tableau III .2.Récapitulatif des sollicitations des poutrelles

Niveaux	Types	ELU			ELS		
		Mt (KN.m)	Mapp (KN.m)	V (KN)	Mt (KN.m)	Mapp (KN.m)	V (KN)
RDC	1	6,21	10,96	15,11	4,58	8,08	11,14
	2	9,20	12,77	9,41	6,79	6,79	12,59
	3	6,27	8	13,76	4,62	5,90	13,76
	4	5,63	10,60	14,72	4,15	7,81	10,85
Etage courant	1	6,29	10,99	15,14	4,33	7,57	10,43
	2	7,29	11,03	15,16	5,02	7,60	10,46
	3	6,62	9,76	14,77	4,56	6,72	10,17
	4	9,87	13,16	17,50	4,80	9,06	12,05
	5	9,41	3,08	12,87	6,48	2,12	8,86
	6	6,14	9,21	14,25	4,23	6,34	9,81
Terrasse	1	5,82	8,63	13,08	4,33	6,41	9,72
	2	2,59	8,18	11,29	1,78	5,62	7,75
	3	4,49	7,22	11,76	3,09	4,96	8,08
	4	5,88	8,66	13,12	4,04	5,95	9,01

III.1.6.Calcul le ferrailage longitudinal :

On prend l'exemple de la poutrelle n°4 d'étage courant.

III.1.6.1.En travée :

- ELU :

On a : $b = 65 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 21 \text{ cm}$



$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,1666 \text{ Mpa}$$

- **Calcul de M_t :**

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,1666 \times (0,189 - 0,025) = 0,0755 \text{ MN.m}$$

- **Calcul de d :**

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

$$M_{u \max} = 9,87 \text{ KN.m} = 0,00987 \text{ MN.m}$$

$$M_{u \max} = 0,00987 \text{ MN.m} < M_t = 0,0755 \text{ MN.m}$$

Donc : le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire
($b \times h$) = (65×21) cm²

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_{u \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,00987}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,1666} = 0,03$$

$\mu_u < \mu_r = 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

\rightarrow Section simple armatures $\rightarrow A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03}) = 0,038$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,189 \times (1 - 0,4 \times 0,038) = 0,1861 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0,00987}{0,1861 \times 347,826} = 1,5247 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,5247 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0,5}{100} + b_0 \times (h - h_0) + b \times h_0 = \frac{0,5}{100} + 12 \times (21 - 5) + 65 \times 5$$

$$A_{\min} = 2,585 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{4}{100} + b_0 \times (h - h_0) + b \times h_0 = \frac{4}{100} + 12 \times (21 - 5) + 65 \times 5$$

$$A_{\max} = 20,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,5247 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 2,585 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st \text{ choisi}} = 3,08 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T14$

$$A_{sc'} = 1,13 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\text{T}12$$

$$A_{\min} = 2,585 \text{ cm}^2 < A_{\text{st choisi}} + A_{sc'} < A_{\max} = 20,68 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{st}} = 3,08 \text{ cm}^2 \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$$

$$\rightarrow = 1,4834 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

- **ELS :**

- **Position d'axe neutre :**

$$n = 15$$

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times (x - d') - n \times A_{\text{st}} \times (d - x) = 0$$

Le résoudre d'équation est :

$$x = n \times \frac{A_{\text{st choisi}} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{\text{st choisi}} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{\text{st choisi}} - A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 \times \frac{3,08 \times 10^{-4} + 0}{0,65} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,65 \times 0,189 \times 3,08 \times 10^{-4} + 0,021 \times 0}{15 \times (3,08 \times 10^{-4} - 0)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 0,04521 \text{ m}$$

⇒ x est inférieur à h_0 donc l'axe neutre dans la table.

- **Calcul le moment d'inertie de la section I :**

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{sc} \times (x - d')^2 + n \times A_{\text{st}} \times (d - x)^2$$

$$A_{sc} = 0$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{\text{st}} \times (d - x)^2$$

$$b = 0,65 \text{ m} ; n = 15 ; x = 0,04521 \text{ m} ; d = 0,189 \text{ m} ; A_{\text{st choisi}} = 3,08 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$I = 0,65 \times \frac{0,04521^3}{3} + 15 \times 3,08 \times 10^{-4} \times (0,189 - 0,04521)^2$$

$$I = 1,1554 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

Calcul de σ_{bc} :

$$M_{\text{els max}} = 8,84 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{8,84 \times 10^{-3} \times 0,0452}{1,1554 \times 10^{-4}} = 3,4582 \text{ MPa}$$

Calcul de $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,4582 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

Calcul de σ_{st} :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s \times (d-x)}{I} = 15 \times \frac{8,84 \times 10^{-3} \times (0,189 - 0,0452)}{1,1554 \times 10^{-4}} = 165,03 \text{ MPa}$$

Calcul de $\bar{\sigma}_{st}$:

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{n} \times f_{t28} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$= 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 165,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

III.1.6.2. En appui :

- **ELU :**

$$M_{u \max} = 0,01316 \text{ MN.m}$$

$$M_a = 0,0755 \text{ MN.m}$$

Avec :

$M_{u \max}$: moment maximal de poutrelle trouvée par le **SAP2000**

$$f_{bc} = 14,1666 \text{ Mpa}$$

$$M_{u \max} = 0,01316 \text{ MN.m} < M_t = 0,0755 \text{ MN.m}$$

On à : les armatures tendue.

Donc : le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12 × 21) cm².

- **Calcul de d :**

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

- **Calcul de d' :**

$$d' = 0,1 \times 0,21 = 0,021 \text{ m}$$

Section rectangulaire ($b_0 \times h$)

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,01316}{0,12 \times 0,189^2 \times 14,1666} = 0,2167$$

$\mu_u = 0,215 < \mu_R \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

\rightarrow Section simple armatures $\rightarrow A_{sc}=0$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,2167}) = 0,309$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,189 \times (1 - 0,4 \times 0,309) = 0,1656 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_{sa} = \frac{0,01316}{0,1657 \times 347,826} = 2,2847 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0,5}{100} + b_0 \times (h - h_0) + b \times h_0 = \frac{0,5}{100} + 12 \times (21 - 5) + 65 \times 5$$

$$A_{\min} = 2,585 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{4}{100} + b_0 \times (h - h_0) + b \times h_0 = \frac{4}{100} + 12 \times (21 - 5) + 65 \times 5$$

$$A_{\max} = 20,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 2,2711 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 2,585 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sa \text{ choisi}} = 1T14 + 1T12 = 1,54 + 1,13 = 2,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2,585 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ choisi}} = 2,67 < A_{\max} = 20,68 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 2,2847 \text{ cm}^2 \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$$

$$= 0,2738 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

• **ELS :**

$$A_{sa \text{ choisi}} = 1T14 + 1T12 = 1,54 + 1,13 = 2,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

\Rightarrow On suit l'organigramme de calcul du ferrailage d'une section rectangulaire en flexion simple à ELS.

➤ **position d'axe neutre :**

$$n = 15$$

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times (x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

Le résoudre d'équation est :

$$x = n \times \frac{A_{sa \text{ choix}} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{sa \text{ choix}} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{sa \text{ choix}} - A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 \times \frac{2,67 \times 10^{-4} + 0}{0,65} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,65 \times 0,189 \times 2,67 \times 10^{-4} + \times 0}{15 \times (2,67 \times 10^{-4} - 0)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 0,0424 \text{ m}$$

⇒ x est inférieur à h₀ donc l'axe neutre dans la table.

➤ **Calcul de moment d'inertie de la section I :**

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{sc} \times (x - d') + n \times A_{st} \times (d - x)^2$$

$$A_{sc} = 0$$

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

$$b = 0,65 \text{ m} ; n = 15 ; x = 0,0424 \text{ m} ; d = 0,189 \text{ m} ; A_{sa \text{ choix}} = 2,67 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$I = 0,65 \times \frac{0,0424^3}{3} + 15 \times 2,67 \times 10^{-4} \times (0,189 - 0,0424)^2$$

$$I = 8,77 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Calcul de σ_{bc} :

$$M_{els \text{ max}} = 9,06 \times 10^{-3} \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{9,06 \times 10^{-3} \times 0,0424}{8,77 \times 10^{-4}} = 0,438 \text{ MPa}$$

Calcul de $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,438 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

Calcul de σ_{st} :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s \times (d - x)}{I} = 15 \times \frac{9,06 \times 10^{-3} \times (0,189 - 0,0424)}{8,77 \times 10^{-4}} = 22,72 \text{ MPa}$$

Calcul de $\bar{\sigma}_{st}$:

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$= 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 22,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \cdot d} = \frac{17,50 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} = 0,77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

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

- **Vérification au glissement :**

$$T_{\text{umax}} - \frac{M_{app}}{0,9 \times h} \leq 0$$

$$\rightarrow 17,5 - \frac{13,16}{0,9 \times 0,21} = -52,13 < 0 \rightarrow \text{CV}$$

- **Vérification de la flèche :**

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

$$\text{Avec : } f_{\text{admissible}} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow f_{\text{admissible}} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} = \frac{439}{1000} + 0,5 = 0,939 \text{ cm}$$

Calcul de f :

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

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{Mts}{Ei \times If_i} ; If_i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} ; E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,1951 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \text{ Ast} \left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15 \times 3,08 \times 10^{-4} \left(\frac{0,21}{2} - 0,021 \right)$$

$$I_0 = 5,566 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\varphi (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})}$$

$$\varphi = \frac{\text{Ast}}{d \times b_0} = \frac{3,08 \times 10^{-4}}{0,189 \times 0,12} = 0,0135$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0135 (2+3 \times \frac{0,12}{0,65})} = 3,045$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times \varphi \times \sigma_{st}) + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,0135 \times 347,83) + 2,1} = 0,6355$$

$$\rightarrow I_f = \frac{1,1 \times 5,566 \times 10^{-4}}{1 + 3,045 \times 0,6355} = 2,08 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rightarrow \frac{1}{\gamma} = \frac{6,80 \times 10^{-3}}{32164,1951 \times 2,08 \times 10^{-4}} = 1,0164 \times 10^{-3}$$

$$\text{Donc : } f = \frac{4,39^2}{10} \times 1,0164 \times 10^{-3} = 0,00195 \text{ m} < f_{\text{admissible}} = 0,00959 \text{ m} \rightarrow \text{CV}$$

III.1.7.Calcul des armatures transversale :

$$\varnothing t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varnothing_{\text{min}}; \frac{b_0}{10} \right) \rightarrow \varnothing t \leq \min \left(\frac{21}{35}; 1,2; \frac{12}{10} \right) \rightarrow \varnothing t \leq \min (0,6; 1,2; 1,2)$$

$$\rightarrow \varnothing t \leq 0,6 \text{ cm}$$

On prend : $\varnothing t = 6 \text{ mm}$

III.1.8.Espacement St :

D'après R.P.A.99 V 2003 :

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_{\text{min}}; 30 \text{ cm} \right) \rightarrow St \leq \min (5,25; 7,2; 30 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 5,25 \text{ cm}$$

On prend : **St = 5 cm**

- **Zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} \rightarrow St \leq \frac{21}{2} \rightarrow St \leq 10,5 \text{ cm}$$

On prend : **St = 10 cm**

III.1.9.Ancrage des armatures :

Pour la méthode de calcul (voir annexe D).

- ✓ **Contrainte limite d'adhérence :**

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

Avec : $\psi_s = 1,5 \rightarrow$ armature HA

$$\rightarrow \tau_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

✓ **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\varnothing_{\min} \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

✓ **Rayon de fibre moyenne R :**

On a : $R \geq 5,5\varnothing_{\min} \rightarrow$ pour armature HA

$$\rightarrow R \geq 5,5 \times 1,2 \rightarrow R \geq 6,6 \text{ cm}$$

On prend : **R = 8 cm**

✓ **Calcul de longueurs rectilignes L_1 et L_2 :**

On prend l'angle de l'ancrage $\theta = 135^\circ \rightarrow \alpha = 2,57$ et $\beta = 3,92$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\varnothing_{\min}}{2} + R \right) = 18,9 - \left(3 + \frac{1,2}{2} + 8 \right) = 7,3 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - \beta R - L_2}{\alpha} = \frac{42,33 - 3,92 \times 6,6 - 7,3}{2,57} = 3,56 \text{ cm}$$

✓ **Calcul la longueur total L :**

$$L = L_2 + R + \frac{\varnothing_{\min}}{2} = 7,3 + 6,6 + \frac{1,2}{2} = 14,5 \text{ cm}$$

III.1.10.Ferraillage de la dalle de compression :

Selon le **C.B.A93** $\rightarrow A1 \geq \frac{4 \times L}{f_e}$

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

$$\rightarrow A1 \geq \frac{4 \times 0,65}{400} \rightarrow A1 \geq 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A2 = \frac{A1}{2} = \frac{0,65}{2} \rightarrow A2 = 0,325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Les résultats de ferraillage des poutrelles sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau III .3.Récapitulatif du ferrailage des poutrelles en travées

Niveaux	Types	μ_u	α	Z (m)	$A_{st} \text{ Calculé}$ (cm^2)	$A_{st} \text{ choix}$ (cm^2/ml)	$A'_{sa \text{ choix}}$ (cm^2/ml)
RDC	1	0,0188	0,0237	0,1872	0,9537	2T14 = 3,08	1T12 = 1,13
	2	0,0279	0,0353	0,1863	1,4197	2T14 = 3,08	1T12 = 1,13
	3	0,0190	0,0239	0,1871	0,9634	2T14 = 3,08	1T12 = 1,13
	4	0,0171	0,0215	0,1873	0,8641	2T14 = 3,08	1T12 = 1,13
Etage courant	1	0,0191	0,0241	0,1871	0,9665	2T14 = 3,08	1T12 = 1,13
	2	0,0279	0,0279	0,1868	1,1219	2T14 = 3,08	1T12 = 1,13
	3	0,0201	0,0253	0,1870	1,0177	2T14 = 3,08	1T12 = 1,13
	4	0,0300	0,038	0,1861	1,5247	2T14 = 3,08	1T12 = 1,13
	5	0,0286	0,0362	0,1862	1,4529	2T14 = 3,08	1T12 = 1,13
	6	0,0186	0,0234	0,1872	0,9429	2T14 = 3,08	1T12 = 1,13
Terrasse	1	0,0176	0,0221	0,1873	0,8933	2T14 = 3,08	1T12 = 1,13
	2	0,0078	0,0098	0,1882	0,3956	2T14 = 3,08	1T12 = 1,13
	3	0,0136	0,0171	0,1877	0,6877	2T14 = 3,08	1T12 = 1,13
	4	0,0178	0,0224	0,1873	0,9025	2T14 = 3,08	1T12 = 1,13

Tableau III .4.Récapitulatif du ferrailage des poutrelles en appui

Niveaux	Types	μ_u	α	Z (m)	$A_{st} \text{ Calculé}$ (cm^2)	$A_{st} \text{ choix}$ (cm^2/ml)	$A'_{sa \text{ choix}}$ (cm^2/ml)
RDC	1	0,1804	0,2506	0,17	1,8535	2T14=3,08	1T12+1T14=2,67
	2	0,2102	0,2983	0,1664	2,2063	2T14=3,08	1T12+1T14=2,67
	3	0,1317	0,1771	0,1756	1,3097	2T14=3,08	1T12+1T14=2,67
	4	0,1755	0,2429	0,1706	1,7863	2T14=3,08	1T12+1T14=2,67
Etage courant	1	0,1809	0,2514	0,1699	1,8596	2T14=3,08	1T12+1T14=2,67
	2	0,1816	0,2525	0,1699	1,9	2T14=3,08	1T12+1T14=2,67
	3	0,1607	0,2202	0,1723	1,6285	2T14=3,08	1T12+1T14=2,67
	4	0,2167	0,309	0,1656	2,2847	2T14=3,08	1T12+1T14=2,67
	5	0,0507	0,065	0,184	0,4812	2T14=3,08	1T12+1T14=2,67
	6	0,1516	0,2065	0,1733	1,5277	2T14=3,08	1T12+1T14=2,67
Terrasse	1	0,1421	0,1782	0,1755	1,4137	2T14=3,08	1T12+1T14=2,67
	2	0,1347	0,1815	0,1752	1,3423	2T14=3,08	1T12+1T14=2,67
	3	0,1188	0,1586	0,177	1,1727	2T14=3,08	1T12+1T14=2,67
	4	0,1426	0,1932	0,1744	1,4276	2T14=3,08	1T12+1T14=2,67

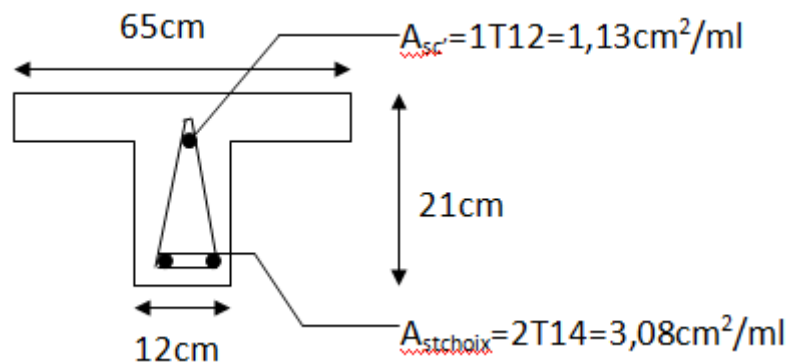


Figure III .13.Ferrailage en travée de Poutrelle n°4 de (Etage courant)

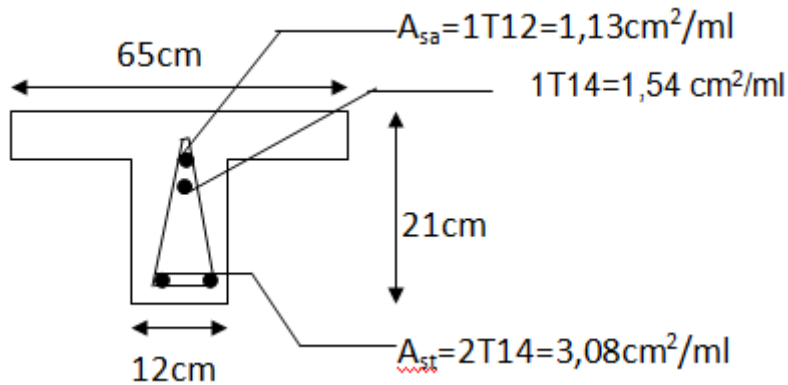


Figure III .14.Ferrailage en appui de la Poutrelle n°4 de l'Etage courant

III.2.Etude des escaliers :

III.2.1.Introduction :

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

III.2.2.Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur décharge. Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

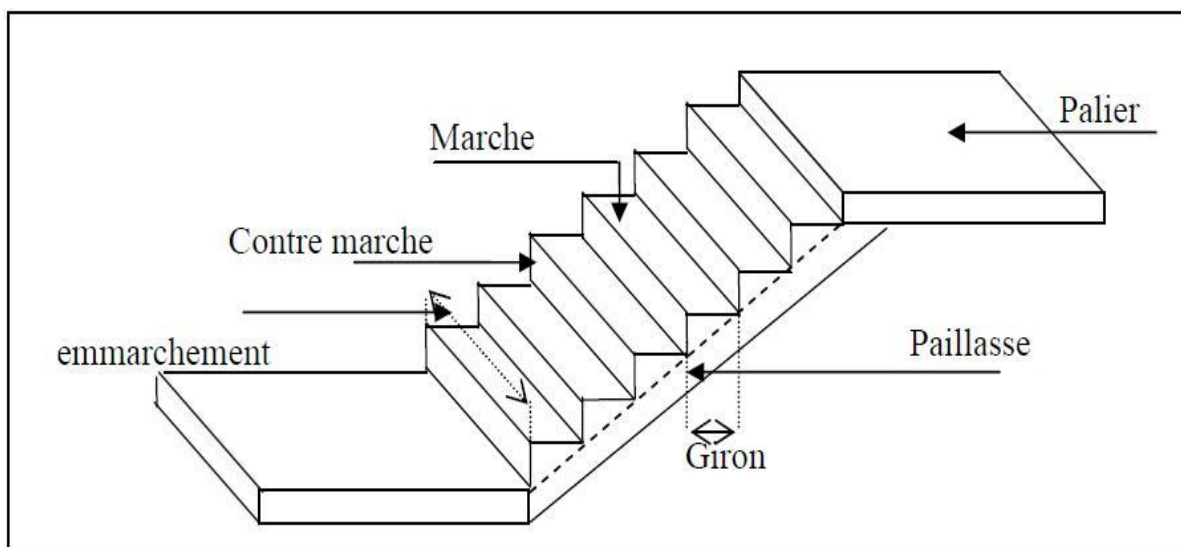


Figure III .15. Schéma d'un escalier



III.2.3. Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise la formule de **BLONDEL**:

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

On obtient le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$\begin{cases} n \times h = H \\ (n - 1) \times g = L \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche (giron).

n : Le nombre des contre marches.

(n-1) : Le nombre des marches.

L : La longueur horizontale de la paillasse.

H : La hauteur verticale de la paillasse.

Il existe trois types d'escaliers :

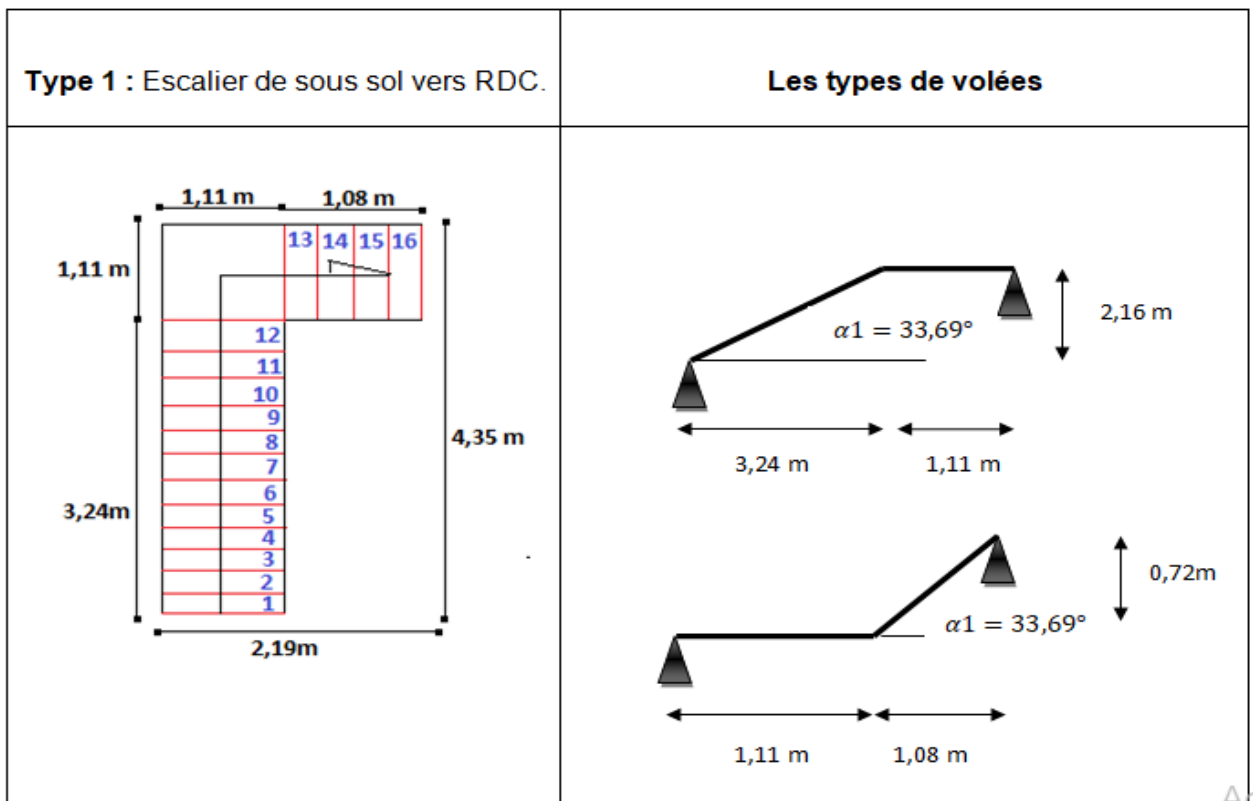


Figure III .16. Schéma de 1^{er} type d'escalier

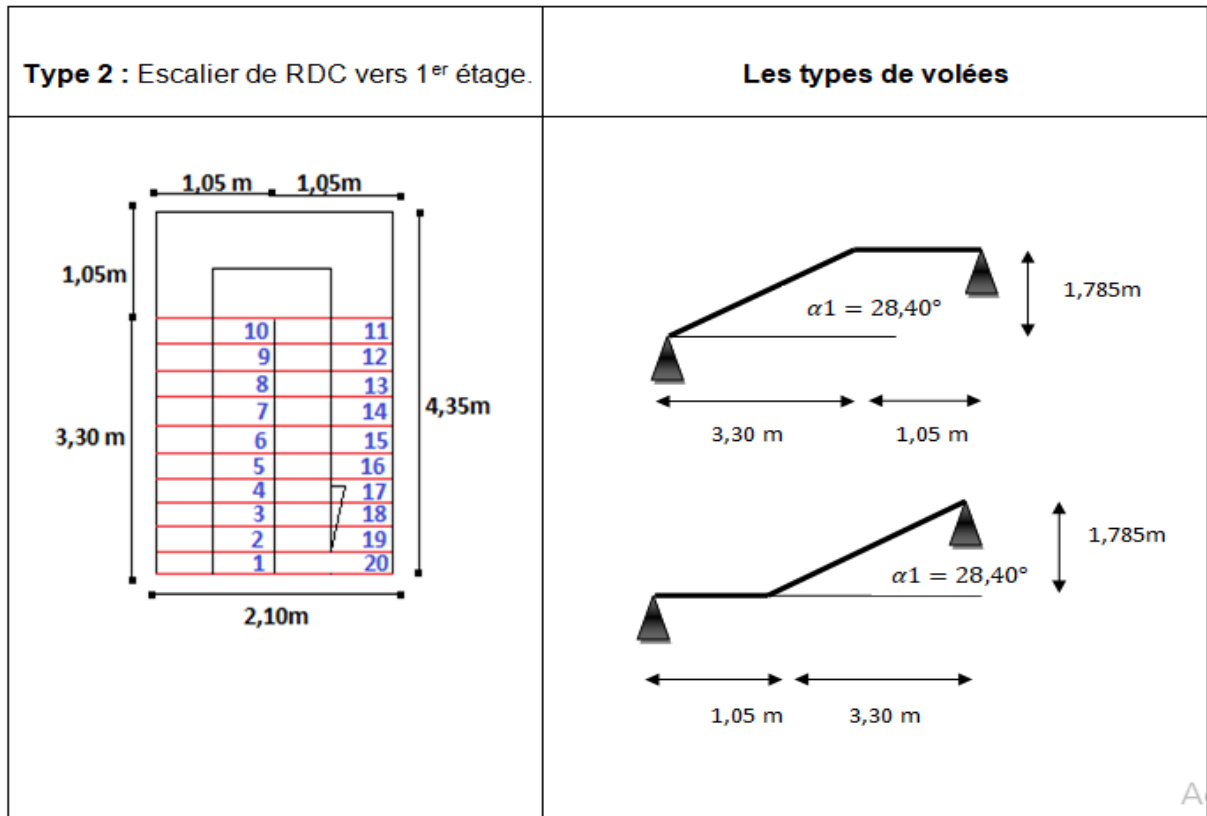


Figure III .17. Schéma de 2^{ème} type d'escalier

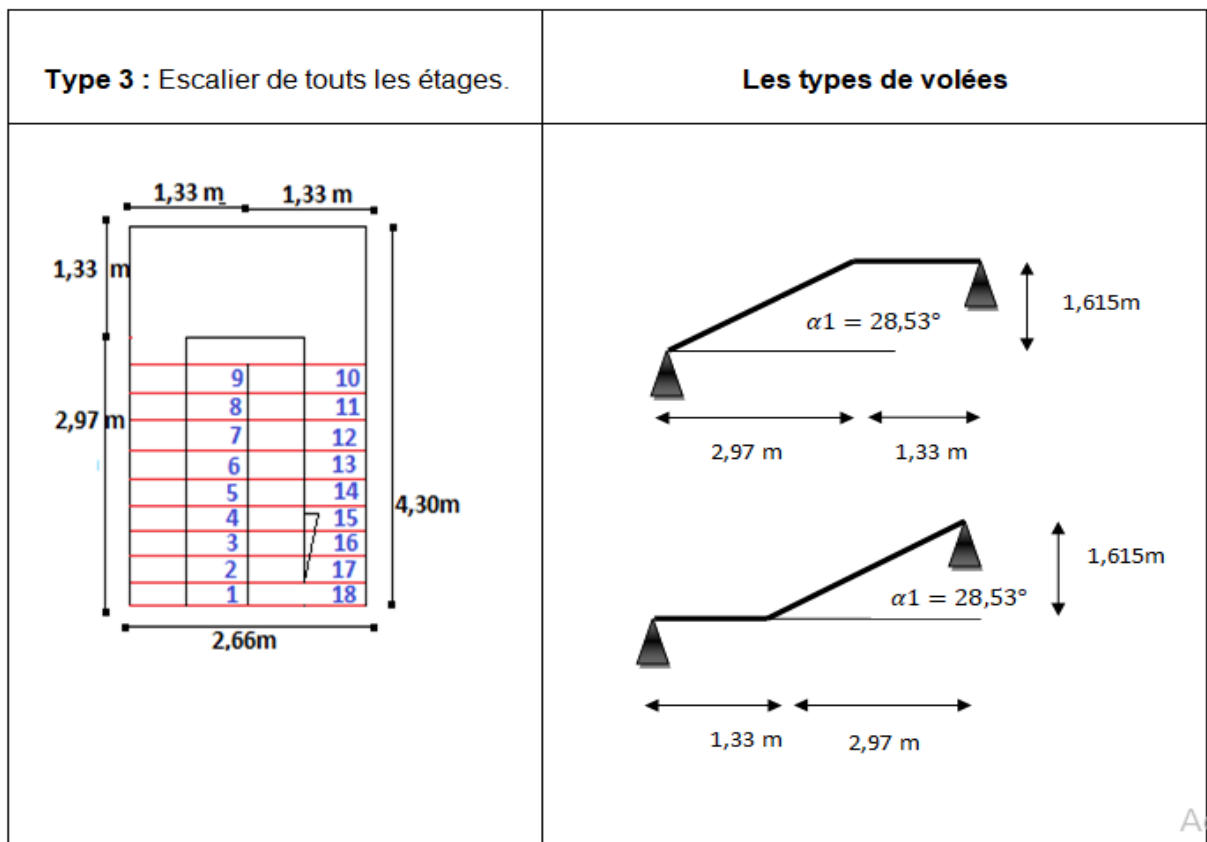


Figure III .18. Schéma de 3^{ème} type d'escalier

Type 1 : Escalier de sous sol vers RDC.

On à la hauteur de la marche est comprise entre : $16 \leq h \leq 18$ cm

Et le giron : $27 \leq g \leq 34$ cm.

On prend :

- **h = 18 cm.**
- **g = 27 cm.**
- ❖ Vérification la formule de **BLONDEL** :

$$59 \leq 2 \times 18 + 27 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 59 \leq 63 \leq 66 \rightarrow \text{CV}$$

- ❖ Nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h} = \frac{3,06}{18} = 17$.
- ❖ Nombre de marche : $n' = n - 1 = 17 - 1 = 16$.
- ❖ L'inclinaison de la paillasse (volée 1) : $\alpha_1 = \arctan \frac{H_1}{L_1} = \arctan \frac{216}{324} = 33,69^\circ$
- ❖ Epaisseur de la paillasse (volée 1) : $\frac{L}{30} \leq ev \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{324}{30} \leq ev \leq \frac{324}{20}$
 $\rightarrow 10,8 \leq ev \leq 16,20 \text{ cm} \rightarrow \text{ev} = 12 \text{ cm}.$

- ❖ Epaisseur de palier (volée 1 et 2) : $\frac{L}{20} \leq ep \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{111}{20} \leq ep \leq \frac{111}{15}$
 $\rightarrow 5,55 \leq ev \leq 7,40 \text{ cm} \rightarrow \text{ep} = 12 \text{ cm}$

- ❖ L'inclinaison de la paillasse (volée 2) : $\alpha_2 = \arctan \frac{H_2}{L_2} = \arctan \frac{72}{108} = 33,69^\circ$
- ❖ Epaisseur de la paillasse (volée 2) : $\frac{L}{30} \leq ev \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{108}{30} \leq ev \leq \frac{108}{20}$
 $\rightarrow 3,60 \leq ev \leq 5,40 \text{ cm} \rightarrow \text{ev} = 12 \text{ cm}.$

Type 2 : Escalier de RDC vers 1^{er} étage.

On à la hauteur de la marche est comprise entre : $16 \leq h \leq 18$ cm

Et le giron : $27 \leq g \leq 34$ cm.

On prend :

- **h = 16,22 cm.**
- **g = 33 cm.**
- ❖ Vérification la formule de **BLONDEL** :

$$59 \leq 2 \times 16,22 + 33 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 59 \leq 65,44 \leq 66 \rightarrow \text{CV}$$

On à la hauteur de RDC : $H = 3,57 \text{ m} \rightarrow H_1 = H_2 = 1,785 \text{ m}.$

- ❖ Nombre de contre marche (volée 1 et 2) : $n = \frac{H1}{h} = \frac{H2}{h} = \frac{1,785}{0,1622} = 11$.
- ❖ Nombre de marche : $n' = n - 1 = 11 - 1 = 10$.
- ❖ L'inclinaison de la paillasse (volée 1) : $\alpha 1 = \arctan \frac{H1}{L1} = \arctan \frac{1,785}{3,30} = 28,40^\circ$
- ❖ Epaisseur de la paillasse (volée 1) : $\frac{L}{30} \leq ev \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{330}{30} \leq ev \leq \frac{330}{20}$
 $\rightarrow 11 \leq ev \leq 16,50 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{ev = 15 \text{ cm}}$.
- ❖ Epaisseur de palier (volée 1 et 2) : $\frac{L}{20} \leq ep \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{105}{20} \leq ep \leq \frac{105}{15}$
 $\rightarrow 5,25 \leq ev \leq 7,00 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{ep = 15 \text{ cm}}$
- ❖ L'inclinaison de la paillasse (volée 2) : $\alpha 2 = \arctan \frac{H2}{L2} = \arctan \frac{1,785}{3,30} = 28,40^\circ$
- ❖ Epaisseur de la paillasse (volée 2) : $\frac{L}{30} \leq ev \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{330}{30} \leq ev \leq \frac{330}{20}$
 $\rightarrow 11 \leq ev \leq 16,50 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{ev = 15 \text{ cm}}$.

Type 3 : Escalier de tous les étages.

On à la hauteur de la marche est comprise entre : $16 \leq h \leq 18 \text{ cm}$

Et le giron : $27 \leq g \leq 34 \text{ cm}$.

On prend :

- **h = 16,15 cm.**
- **g = 33 cm.**
- ❖ Vérification la formule de **BLONDEL** :

$$59 \leq 2 \times 16,15 + 33 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 59 \leq 65,30 \leq 66 \rightarrow \mathbf{CV}$$

On à la hauteur de RDC : $H = 3,23 \text{ m} \rightarrow H1 = H2 = 1,615 \text{ m}$.

- ❖ Nombre de contre marche (volée 1 et 2) : $n = \frac{H1}{h} = \frac{H2}{h} = \frac{1,615}{0,1615} = 10$.
- ❖ Nombre de marche : $n' = n - 1 = 10 - 1 = 9$.
- ❖ L'inclinaison de la paillasse (volée 1) : $\alpha 1 = \arctan \frac{H1}{L1} = \arctan \frac{1,615}{2,97} = 28,53^\circ$
- ❖ Epaisseur de la paillasse (volée 1) : $\frac{L}{30} \leq ev \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{297}{30} \leq ev \leq \frac{297}{20}$
 $\rightarrow 9,90 \leq ev \leq 14,85 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{ev = 15 \text{ cm}}$.
- ❖ Epaisseur de palier (volée 1 et 2) : $\frac{L}{20} \leq ep \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{133}{20} \leq ep \leq \frac{133}{15}$
 $\rightarrow 6,65 \leq ev \leq 8,86 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{ep = 15 \text{ cm}}$

- ❖ L'inclinaison de la paillasse (volée 2) : $\alpha_2 = \arctan \frac{H_2}{L_2} = \arctan \frac{1,615}{2,97} = 28,53^\circ$
- ❖ Epaisseur de la paillasse (volée 2) : $\frac{L}{30} \leq ev \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{297}{30} \leq ev \leq \frac{297}{20}$
 $\rightarrow 9,90 \leq ev \leq 14,85 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{ev = 15 \text{ cm.}}$

III.2.4.La descente de charge d'escalier :

III.2.4.1.Palier :

Tableau III .5. La descente de charge pour le palier

Désignation	Epaisseur (m)	La masse volumique (KN/m ³)	Le poids (KN/m ²)
Poids propre de palier	/	25	3,75
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
G	/		
Q	2,5 KN/m ²		

III.2.4.2.Paillasse :

Tableau III .6. La descente de charge pour le paillasse

Désignation	Epaisseur (m)	La masse volumique (KN/m ³)	Le poids (KN/m ²)
Poids propre de paillasse (ep×25/cos α)	/	25/cos α	/
Carrelage horizontal	0,02	22	0,44
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,40
Carrelage vertical (ep×22×h/g)	0,02	/	/
Mortier de pose vertical (ep×20×h/g)	0,02	/	/
Poids propre des marches (22×h/2)	/	22	/
Gard corps	/	/	0,10
Enduit en plâtre	0,02	10/cos α	/
G	/		
Q	2,5 KN/m ²		

III.2.5.Les caractéristiques des escaliers :

III.2.5.1.Les dimensions :

Tableau III .7. Les dimensions des escaliers

Types	N° Volées	L (m)	H (m)	α (°)	ev (cm)	ep (cm)	n=H/h	n' = n - 1
1	1	3,24	2,16	33,69	12	12	13	12
	2	1,08	0,72	33,69	12	12	5	4
2	1	3,30	1,785	28,40	15	15	11	10
	2	3,30	1,785	28,40	15	15	11	10
3	1	2,97	1,615	28,53	15	15	10	9
	2	2,97	1,615	28,53	15	15	10	9

III.2.5.2.Les charges :

Tableau III .8. Les charges des escaliers

Types	N° Volées	Gv (KN/m ²)	Qv (KN/m ²)	Gp (KN/m ²)	Qp (KN/m ²)
1	1	7,14	2,50	5,15	2,50
	2	7,14	2,50	5,15	2,50
2	1	7,78	2,50	5,15	2,50
	2	7,78	2,50	5,15	2,50
3	1	7,79	2,50	5,15	2,50
	2	7,79	2,50	5,15	2,50

III.2.6.Calcul des efforts internes :

On prend l'exemple de type 1 volée 1 pour calculer les efforts internes.

III.2.6.1.ELU :

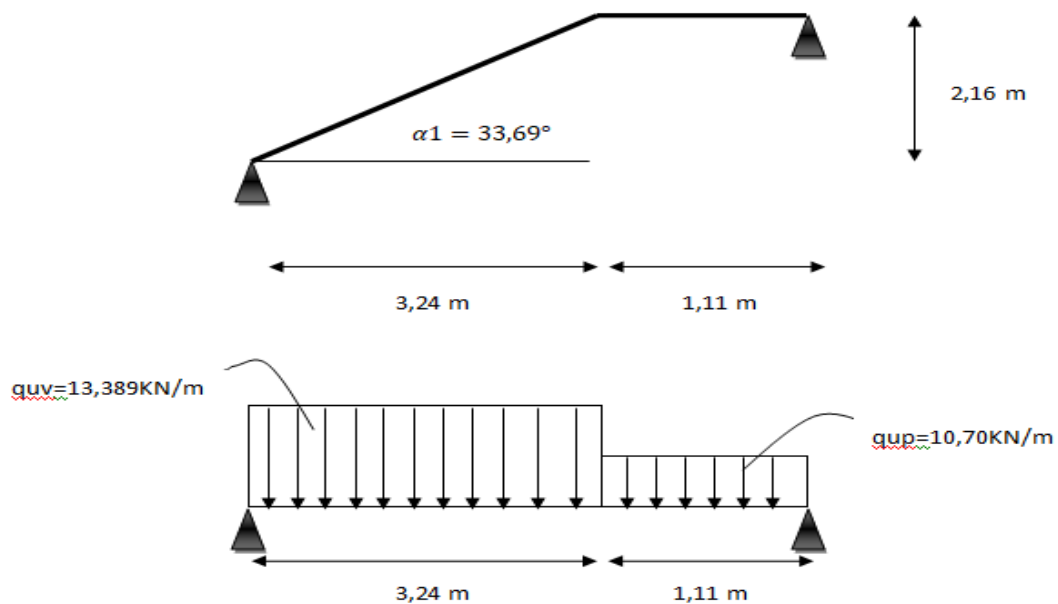


Figure III .19. Schéma statique d'une volée d'escalier à l'ELU

$$q_{uv} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 7,14 + 1,5 \times 2,5 = 13,382 \text{ KN/m}$$

$$q_{up} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 5,15 + 1,5 \times 2,5 = 10,70 \text{ KN/m}$$

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B - q_{uv} \times 3,24 - q_{up} \times 1,11 = 0$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 55,26 \text{ KN}$$

$$\sum M /_B = 0 \rightarrow R_A \times 4,35 - q_{uv} \times 3,24 \times 2,73 - q_{up} \times 1,11 \times 0,555 = 0$$

$$\rightarrow R_A = 28,74 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_B = 26,52 \text{ KN}$$

✓ **Section 1-1** : $0 \leq x \leq 3,24 \text{ m}$

$$M(x) = R_A \times x - q_{uv} \times \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(3,24) = 22,85 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_A - q_{uv} \times x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 28,74 \text{ KN} \\ T(3,24) = -14,64 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ **Section 2-2** : $0 \leq x \leq 1,11 \text{ m}$

$$M(x) = R_B \times x - q_{up} \times \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1,11) = 22,85 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_B - q_{up} \times x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 26,52 \text{ KN} \\ T(1,11) = 14,64 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Les diagrammes des efforts internes à l'ELU par **SAP2000** :



Figure III .20. Diagramme de moment à l'ELU

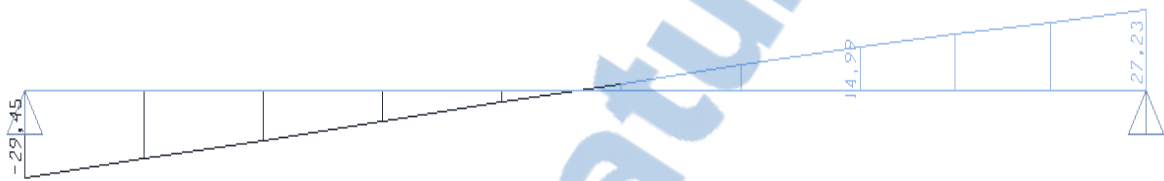


Figure III .21. Diagramme d'effort tranchant à l'ELU

III.2.6.2.ELS :

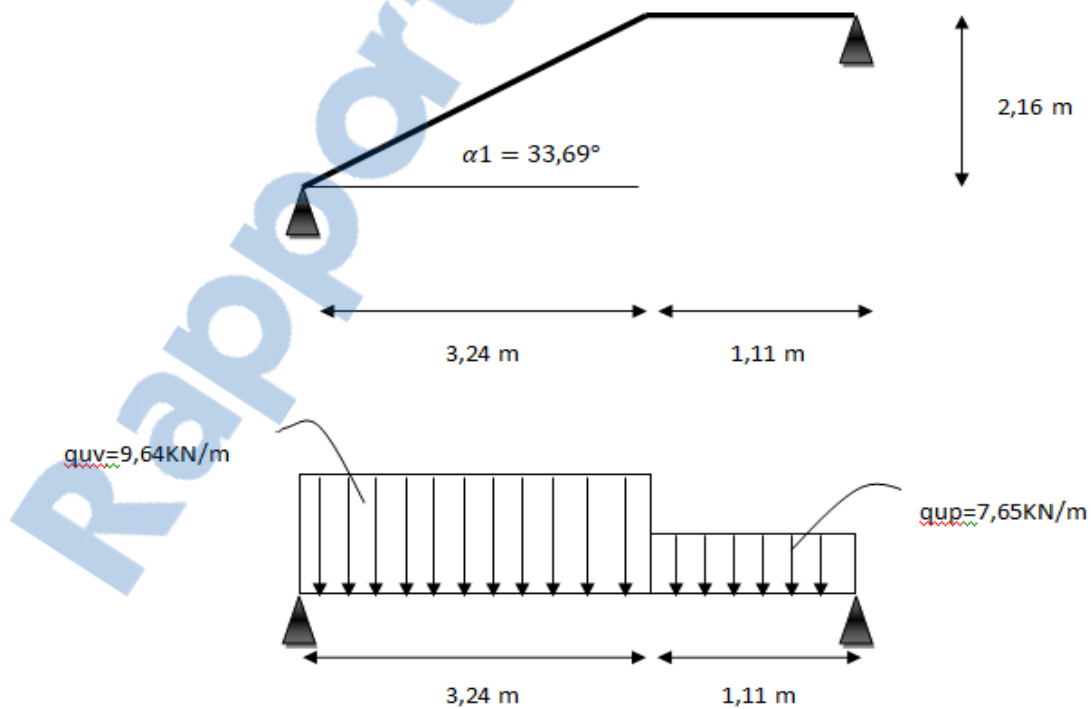


Figure III .22. Schéma statique d'une volée d'escalier à l'ELS

$$q_{uv} = G + Q = 7,14 + 2,5 = 9,6 \text{ KN/m}$$

$$q_{up} = G + Q = 5,15 + 2,5 = 7,65 \text{ KN/m}$$

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B - q_{uv} \times 3,24 - q_{up} \times 1,11 = 0$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 39,7251 \text{ KN}$$

$$\sum M /_B = 0 \rightarrow R_A \times 4,35 - q_{uv} \times 3,24 \times 2,73 - q_{up} \times 1,11 \times 0,555 = 0$$

$$\rightarrow R_A = 20,69 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_B = 19,04 \text{ KN}$$

✓ **Section 1-1** : $0 \leq x \leq 3,24 \text{ m}$

$$M(x) = R_A \times x - q_{uv} \times \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(3,24) = 16,44 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_A - q_{uv} \times x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 20,69 \text{ KN} \\ T(3,24) = - 10,54 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ **Section 2-2** : $0 \leq x \leq 1,11 \text{ m}$

$$M(x) = R_B \times x - q_{up} \times \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1,11) = 16,44 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_B - q_{up} \times x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 19,04 \text{ KN} \\ T(1,11) = 10,54 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Les diagrammes des efforts internes à l'ELS par **SAP2000** :



Figure III .23. Diagramme de moment à l'ELS

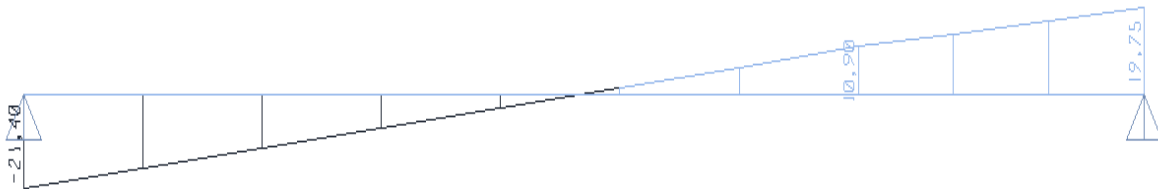


Figure III .24. Diagramme d'effort tranchant à l'ELS

Tableau III .9. Les efforts internes

Type	N° volée	ELU		ELS		ELU		ELS	
		Mmax (KN.m)	Tmax (KN)	Mmax (KN.m)	Tmax (KN)	Mut (KN.m)	Mua (KN.m)	Mst (KN.m)	Msa (KN.m)
1	1	31,43	29,45	22,83	21,40	26,72	15,72	19,41	11,42
	2	7,41	14,26	5,37	10,36	6,30	3,71	4,56	2,69
2	1	33,18	31,26	24,13	22,74	28,20	16,59	20,51	12,07
	2	33,18	31,26	24,13	22,74	28,20	16,59	20,51	12,07
3	1	32,08	30,65	23,31	22,29	27,69	16,04	19,81	11,66
	2	32,08	30,65	23,31	22,29	27,69	16,04	19,81	11,66

III.2.7.Calcul de ferrailage :

On prend l'exemple de type 1 volée 1 pour calculer le ferrailage.

III.2.7.1.ELU :

III.2.7.1.1.En travée :

On a : $M_{max} = 31,43 \text{ KN.m}$

$$\rightarrow M_u = 0,85 \times 31,43 = 26,72 \text{ KN.m}$$



✓ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,12 = 0,108 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{26,72 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108^2 \times 14,17} = 0,162 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → Asc = 0

✓ **Calcul de Ast :**

$$Ast = \frac{Mu}{Z \times \delta_{st}}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,162}) = 0,22$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,108 (1 - 0,4 \times 0,22) = 0,0984 \text{ m}$$

$$Ast = \frac{26,72 \times 10^{-3}}{0,0984 \times 347,82} = 7,81 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$Ast \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,108 \times \frac{2,1}{400}$$

$$Ast \geq 1,3041 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Section minimum RPA 99 V 2003 :**

$$Ast_{\min} = 0,5\% \times B = 0,005 \times 1 \times 0,12 = 6 \text{ cm}^2$$

On à : Ast > Ast_{min}

Le ferrailage choisi est : Ast = 9,03 cm² /ml → 8T12

✓ **Armature de répartition :**

$$Ar = \frac{Ast}{4} = \frac{9,03}{4} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage choisi est : Ast = 3,14 cm² /ml → 4T10

✓ **Espacement :**D'après **B.A.E.L.91** :

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (3 \times 12 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \rightarrow St = 13 \text{ cm}$$

III.2.7.1.2.En appui :On à : $M_{\max} = 31,43 \text{ KN.m}$

$$\rightarrow Mu = 0,50 \times 31,43 = 15,72 \text{ KN.m}$$

✓ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,12 = 0,108 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{15,72 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108^2 \times 14,17} = 0,095 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → $Asc = 0$ ✓ **Calcul de A_{sa} :**

$$A_{sa} = \frac{Mu}{Z \times \delta_{st}}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,095}) = 0,125$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,108 (1 - 0,4 \times 0,125) = 0,102 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{15,72 \times 10^{-3}}{0,102 \times 347,82} = 4,43 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{sa} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,108 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{sa} \geq 1,3041 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Section minimum RPA 99 V 2003 :**

$$A_{st_{min}} = 0,5\% \times B = 0,005 \times 1 \times 0,12 = 6 \text{ cm}^2$$

On a : $A_s < A_{st_{min}}$

Le ferrailage choisi est : $A_s = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 6T12$

✓ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,697 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage choisi est : $A_r = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 4T10$

✓ **Espacement :**

D'après **B.A.E.L.91** :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 12 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 13 \text{ cm}$$

III.2.7.2.ELS :

III.2.7.2.1.En travée :

On a : $M_{max} = 22,83 \text{ KN.m}$

$$\rightarrow M_s = 0,85 \times 22,83 = 19,41 \text{ KN.m}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} (d - x) = 0$$

$$0,5 \times x^2 - 15 \times 9,03 \times 10^{-4} (0,108 - x) = 0$$

$$\Delta = 3,11 \times 10^{-3} \rightarrow \sqrt{\Delta} = 55,74 \times 10^{-3}$$

$$x = 0,0421 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$= \frac{1 \times 0,0421^3}{3} + 15 \times 9,03 \times 10^{-4} (0,108 - 0,0421)^2$$

$$I = 8,36 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{19,41 \times 10^{-3} \times 0,0421}{8,36 \times 10^{-5}} = 9,77 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{Ms(d-y)}{I} = 15 \times \frac{19,41 \times 10^{-3}(0,108-0,0421)}{8,36 \times 10^{-5}}$$

$$\sigma_{st} = 229,51 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa} \rightarrow (\text{fissuration peu préjudiciable})$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

III.2.7.2.2.En appui :

On à : $M_{\max} = 22,83 \text{ KN.m}$

$$\rightarrow Ms = 0,50 \times 22,83 = 11,42 \text{ KN.m}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times Ast(d-x) = 0$$

$$0,5 \times x^2 - 15 \times 6,26 \times 10^{-4}(0,108 - x) = 0$$

$$\Delta = 2,116 \times 10^{-3} \rightarrow \sqrt{\Delta} = 46 \times 10^{-3}$$

$$x = 0,03661 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times Ast(d-x)^2$$

$$= \frac{1 \times 0,03661^3}{3} + 15 \times 6,26 \times 10^{-4}(0,108 - 0,03661)^2$$

$$I = 6,42 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{11,42 \times 10^{-3} \times 0,03661}{6,42 \times 10^{-5}} = 6,51 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{Ms(d-y)}{I} = 15 \times \frac{11,42 \times 10^{-3}(0,108-0,03661)}{6,42 \times 10^{-5}}$$

$$\sigma_{st} = 190,48 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa} \rightarrow (\text{fissuration peu préjudiciable})$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Vérification de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{29,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108} = 0,272 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

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

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{3,06}{4,35} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,70 > 0,0625 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Ms}{10 \times M_{max}} \rightarrow \frac{3,06}{4,35} \geq \frac{19,41}{10 \times 22,83} \rightarrow 0,70 > 0,085 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \rightarrow \frac{9,03 \times 10^{-4}}{1 \times 0,108} \leq \frac{4,20}{400} \rightarrow 8,36 \times 10^{-3} < 0,0105 \rightarrow \text{CV}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III .10. Récapitulation du ferrailage des escaliers

Type	Volée	Ast calculé (cm ² /ml)		Ast choisie (cm ² /ml)		Ar calculé (cm ² /ml)		Ar choisie (cm ² /ml)	
		travée	appui	travée	appui	travée	appui	travée	appui
1	1	7,81	4,43	8T12	6T12	2,25	1,69	4T10	4T10
				9,03	6,79			3,14	3,14
1	2	1,71	0,99	6T12	6T12	1,69	1,69	4T10	4T10
				6,79	6,79			3,14	3,14
2	1 et 2	6,38	3,65	8T12	8T12	2,25	2,25	4T10	4T10
				9,03	9,03			3,14	3,14
3	1 et 2	6,17	3,53	8T12	8T12	2,25	2,25	4T10	4T10
				9,03	9,03			3,14	3,14

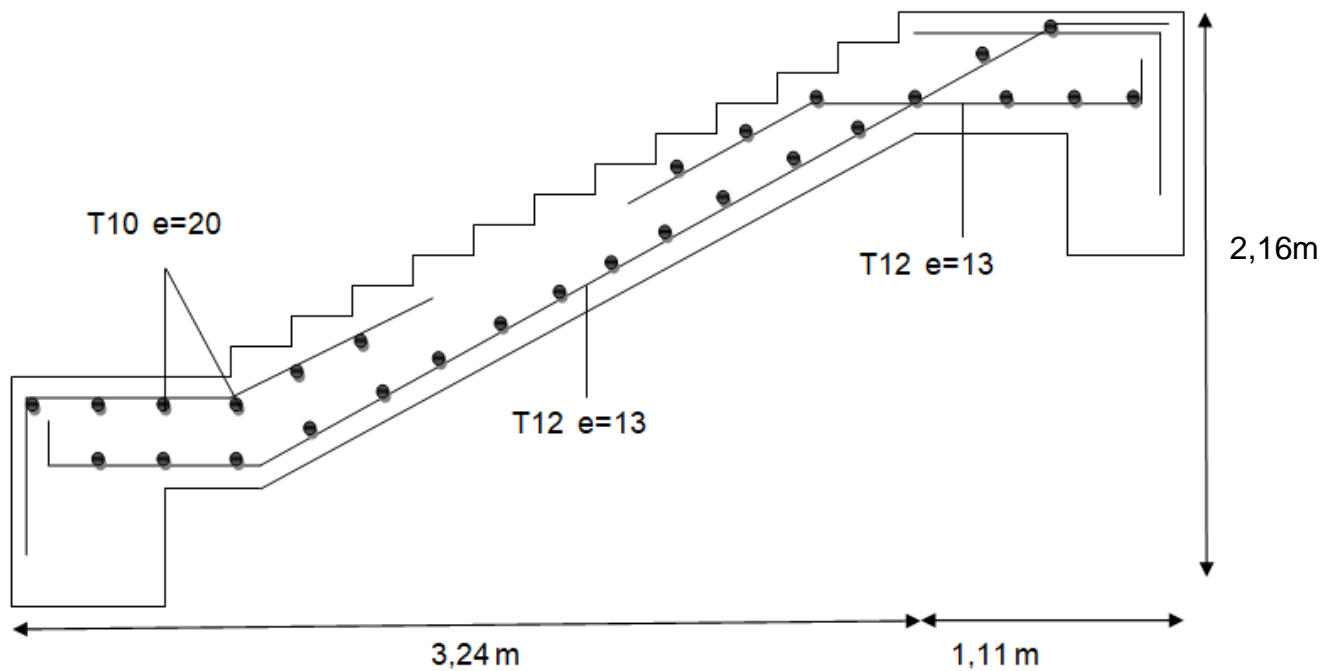


Figure III .25. Ferrailage d'escalier type1 volée1

III.2.8.Etude de la poutre palière :

III.2.8.1.Pré dimensionnement :

✓ Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right.$$

Avec : $L = 4,35$ m

$$\frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \rightarrow 29 \leq h \leq 43,5 \text{ cm}$$

On prend : **$h = 30$ cm**

$$0,3 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \rightarrow 9 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : **$b = 20$ cm**

✓ Selon le **R.P.A.99 V 2003**, les dimensions des poutres sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 30 \text{ cm} = \min_{\text{RPA}} \rightarrow \text{CV} \\ b = 20 \text{ cm} = \min_{\text{RPA}} \rightarrow \text{CV} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4 \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

III.2.8.2. La descente de charge :

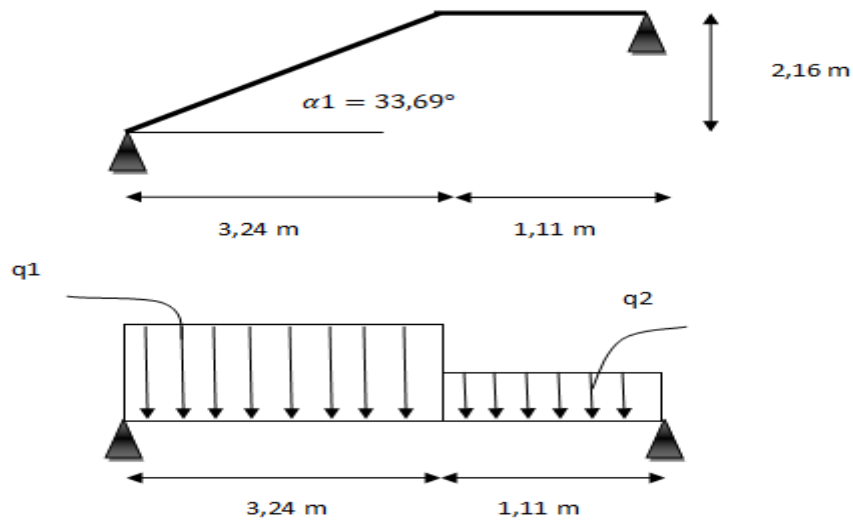


Figure III.26. Schéma statique de la poutre palière

✓ Poids propre de la poutre :

$$Pp_1 = 0,3 \times 0,2 \times 25 \times \frac{1}{\cos 33,69^\circ} = 1,80 \text{ KN/ml}$$

$$Pp_2 = 0,3 \times 0,2 \times 25 = 1,50 \text{ KN/ml}$$

✓ Poids du mur situé sur la poutre :

$$Pm_1 = 2,28 \left(\frac{1}{\cos 33,69^\circ} \right) \left(\frac{3,06}{2} + 0,3 \right) = 5,01 \text{ KN/ml}$$

$$Pm_2 = 2,28 \left(\frac{3,06}{2} - 0,3 \right) = 2,80 \text{ KN/ml}$$

✓ Réaction du palier sur la poutre :

$$R_b = \frac{2T}{L}$$

• ELU :

$$R_b = \frac{2 \times 29,45}{4,35} = 13,54 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u1} = 1,35 \times G + R_b + 1,5 \times Q$$

$$\text{Avec : } Q = 0$$

$$q_{u1} = 1,35 \times (1,80 + 5,01) + 13,54 = 22,73 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1,35 \times (1,50 + 2,80) + 13,54 = 19,345 \text{ KN/ml}$$

Les diagrammes des efforts internes à l'ELU par **SAP2000** :

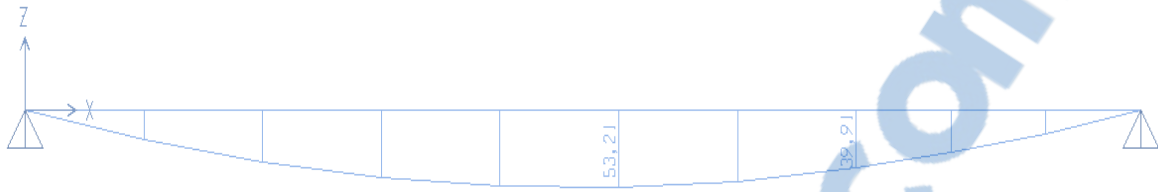


Figure III .27. Diagramme de moment à l'ELU

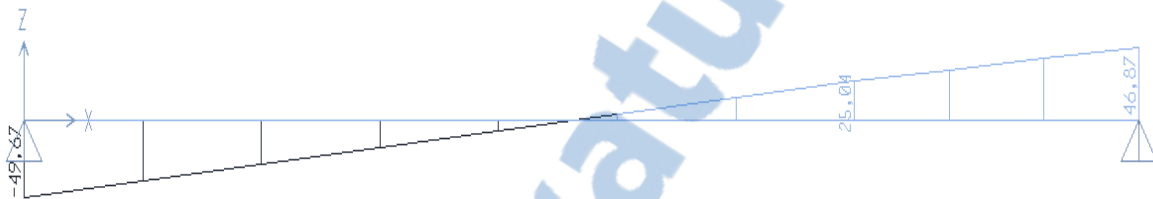


Figure III .28. Diagramme d'effort tranchant à l'ELU

- **ELS :**

$$R_b = \frac{2 \times 21,40}{4,35} = 9,84 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s1} = G + R_b + Q$$

$$\text{Avec : } Q = 0$$

$$q_{s1} = (1,80 + 5,01) + 9,84 = 16,65 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = (1,50 + 2,80) + 9,84 = 14,14 \text{ KN/ml}$$

Les diagrammes des efforts internes à l'ELS par **SAP2000** :



Figure III .29. Diagramme de moment à l'ELS

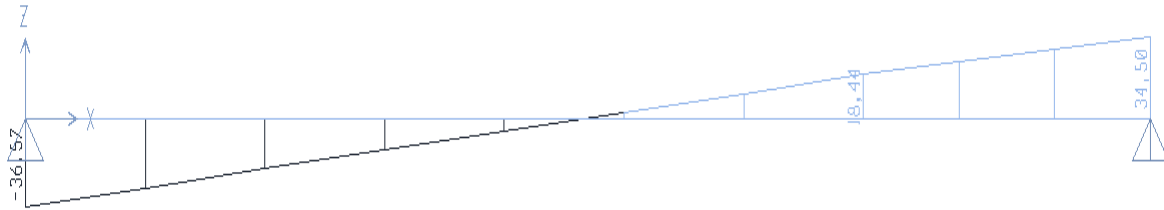


Figure III .30. Diagramme d'effort tranchant à l'ELS

Tableau III .11. Les efforts internes

	q_1 (KN/ml)	q_2 (KN/ml)	Mmax (KN.m)	Tmax (KN)
ELU	22,73	19,345	53,21	49,67
ELS	16,65	14,14	39,17	36,57

III.2.9.Calcul de ferrailage :

III.2.9.1.ELU :

III.2.9.1.1.En travée :

On a : Mmax = 53,21 KN.m

$$\rightarrow Mu = 0,85 \times 53,21 = 45,228 \text{ KN.m}$$

✓ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$b = 0,2 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{45,228 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,219 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → Asc = 0

✓ **Calcul de Ast :**

$$Ast = \frac{Mu}{Z \times \delta_{st}}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,219}) = 0,313$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,27 (1 - 0,4 \times 0,313) = 0,236 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{45,228 \times 10^{-3}}{0,236 \times 347,82} = 5,51 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,2 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 0,65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Section minimum RPA 99 V 2003 :**

$$A_{st_{\min}} = 0,5\% \times B = 0,005 \times 0,3 \times 0,2 = 3 \text{ cm}^2$$

On a : $A_{st} > A_{st_{\min}}$

Le ferrailage choisi est : $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 5T12$

III.2.9.1.2. En appui :

On a : $M_{\max} = 53,21 \text{ KN.m}$

$$\rightarrow M_u = 0,50 \times 53,21 = 26,605 \text{ KN.m}$$

✓ **Le moment réduit μ_u :**

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

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

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$b = 0,20 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{26,605 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,128 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → $A_{sc} = 0$

✓ **Calcul de A_{sa} :**

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z \times \delta_{st}}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,128}) = 0,172$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,27 (1 - 0,4 \times 0,172) = 0,25 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{26,605 \times 10^{-3}}{0,25 \times 347,82} = 3,06 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{sa} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,2 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{sa} \geq 0,65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Section minimum RPA 99 V 2003 :**

$$A_{st_{\min}} = 0,5\% \times B = 0,005 \times 0,3 \times 0,2 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_{st} + A_{sa} > A_{st_{\min}}$$

Le ferrailage choisi est : $A_{sa} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 3\text{T}12$

III.2.9.2.ELS :

III.2.9.2.1.En travée :

$$\text{On a : } M_{\max} = 39,17 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_s = 0,85 \times 39,17 = 33,29 \text{ KN.m}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} (d - x) = 0$$

$$0,1 \times x^2 - 15 \times 5,65 \times 10^{-4} (0,27 - x) = 0$$

$$\Delta = 9,87 \times 10^{-4} \rightarrow \sqrt{\Delta} = 31,42 \times 10^{-3}$$

$$x = 0,1147 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$= \frac{0,2 \times 0,1147^3}{3} + 15 \times 5,65 \times 10^{-4} (0,27 - 0,1147)^2$$

$$I = 3,05 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{33,29 \times 10^{-3} \times 0,1147}{3,05 \times 10^{-4}} = 12,51 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{Ms (d-y)}{I} = 15 \times \frac{33,29 \times 10^{-3} (0,27 - 0,1147)}{3,05 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 254,26 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa} \rightarrow (\text{fissuration peu préjudiciable})$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

III.2.9.2.2.En appui :

On à : $M_{\max} = 39,17 \text{ KN.m}$

$$\rightarrow Ms = 0,50 \times 39,17 = 19,585 \text{ KN.m}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times Ast (d - x) = 0$$

$$0,1 \times x^2 - 15 \times 3,39 \times 10^{-4} (0,27 - x) = 0$$

$$\Delta = 5,74 \times 10^{-4} \rightarrow \sqrt{\Delta} = 23,96 \times 10^{-3}$$

$$x = 94,37 \times 10^{-3} \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times Ast (d - x)^2$$

$$= \frac{0,2 \times (94,37 \times 10^{-3})^3}{3} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} (0,27 - 94,37 \times 10^{-3})^2$$

$$I = 2,12 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{19,585 \times 10^{-3} \times 94,37 \times 10^{-3}}{2,12 \times 10^{-4}} = 8,72 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \mathbf{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{Ms(d-y)}{I} = 15 \times \frac{19,585 \times 10^{-3}(0,27-94,37 \times 10^{-3})}{2,12 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 243,38 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa} \rightarrow (\text{fissuration peu préjudiciable})$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \mathbf{CV}$$

✓ **Vérification de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{49,67 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,27} = 0,92 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow \mathbf{CV}$$

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

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{3,06}{4,35} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,70 > 0,0625 \rightarrow \mathbf{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Ms}{10 \times M_{max}} \rightarrow \frac{3,06}{4,35} \geq \frac{33,29}{10 \times 39,17} \rightarrow 0,70 > 0,085 \rightarrow \mathbf{CV}$$

$$\frac{Ast}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \rightarrow \frac{5,65 \times 10^{-4}}{0,2 \times 0,27} \leq \frac{4,20}{400} \rightarrow 0,0104 < 0,0105 \rightarrow \mathbf{CV}$$

Les trois conditions sont vérifier, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.2.10.Calcul des armatures transversales :

✓ **Diamètre des armatures $\emptyset t$:**

$$\emptyset t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \emptyset_{min}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \emptyset t \leq \min\left(\frac{30}{35}; 1,4; \frac{20}{10}\right) \rightarrow \emptyset t \leq \min(0,86; 1,4; 2)$$

$$\rightarrow \emptyset t \leq 0,86 \text{ cm}$$

On prend : $\emptyset t = 6 \text{ mm}$

✓ **Espacement S_t :**

D'après R.P.A.99 V 2003 :

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}; 30 \text{ cm} \right) \rightarrow St \leq \min (7,5 ; 7,2 ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 7,2 \text{ cm}$$

On prend : **St = 7 cm**

- **Zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} \rightarrow St \leq \frac{30}{2} \rightarrow St \leq 15 \text{ cm}$$

On prend : **St = 15 cm**

III.2.11. Ancrage des armatures :

- ✓ **Contrainte limite d'adhérence :**

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} \quad (\text{voir annexe D})$$

Avec : $\psi_s = 1,5 \rightarrow$ armature HA

$$\rightarrow \tau_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

- ✓ **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\phi_{min} \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

- ✓ **Rayon de fibre moyenne R :**

On a : $R \geq 5,5\phi_{min} \rightarrow$ pour armature HA

$$\rightarrow R \geq 5,5 \times 1,4 \rightarrow R \geq 7,7 \text{ cm}$$

On prend : **R = 8 cm**

- ✓ **Calcul de longueurs rectilignes L_1 et L_2 :**

On prend l'angle de l'ancrage $\theta = 135^\circ \rightarrow \alpha = 2,57$ et $\beta = 3,92$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\phi_{min}}{2} + R \right) = 27 - \left(3 + \frac{1,4}{2} + 8 \right) = 15,3 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - \beta R - L_2}{\alpha} = \frac{49,38 - 3,92 \times 8 - 15,3}{2,57} = 1,06 \text{ cm}$$

- ✓ **Calcul la longueur total L :**

$$L = L_2 + R + \frac{\phi_{min}}{2} = 15,3 + 8 + \frac{1,4}{2} = 24 \text{ cm}$$

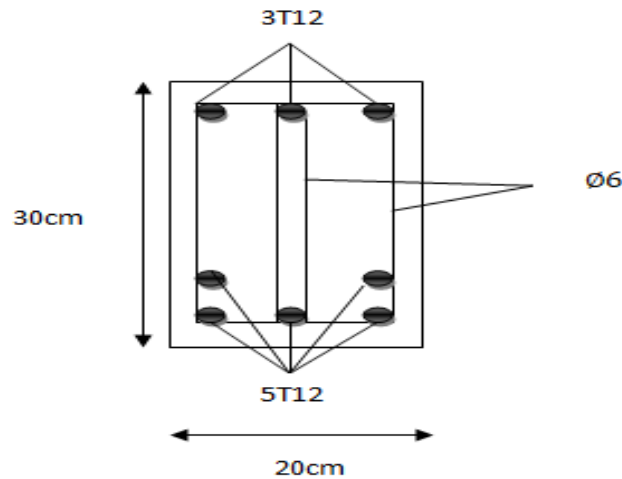


Figure III .31. Ferrailage de la poutre palière

III.3.Etude des balcons (dalle pleine) :

III.3.1.Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé.

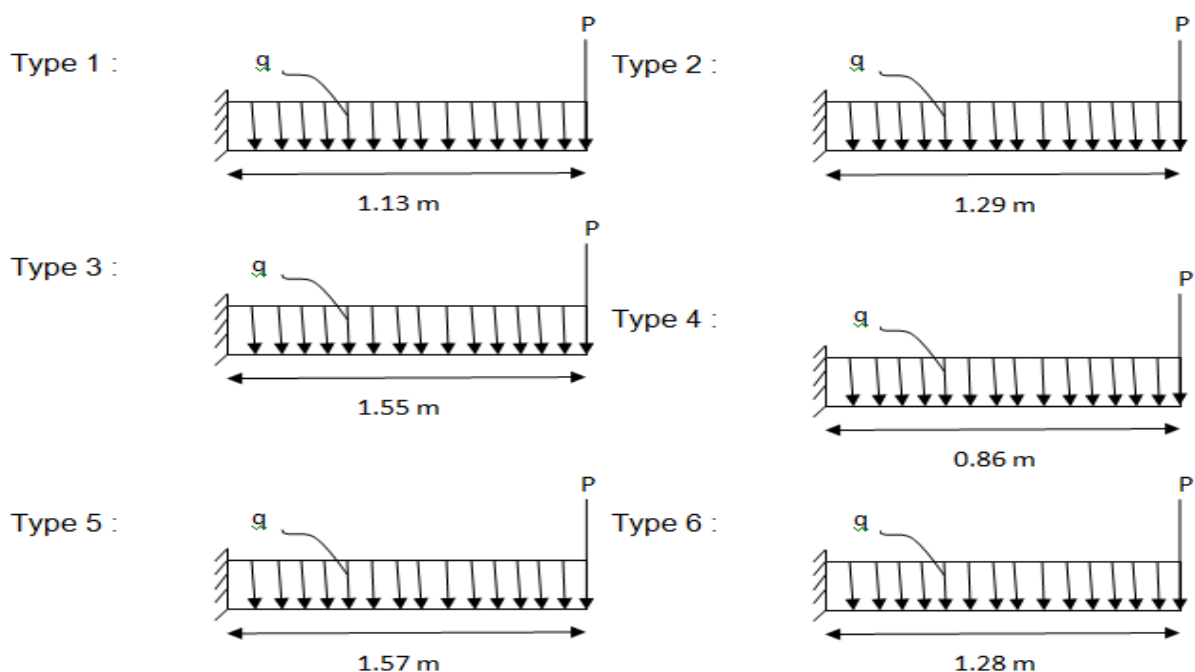
Le balcon se calcul comme une console soumise à :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de 1ml à la flexion simple.

III.3.2.Types des balcons :

Il ya 09 types :



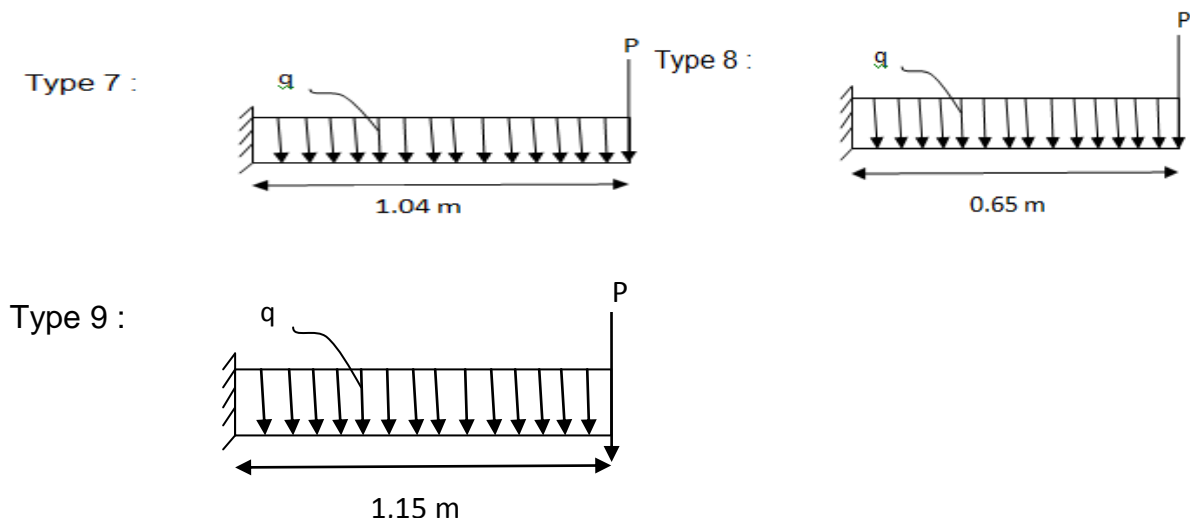


Figure III .32.Types des balcons

On prend type 05.

On a : $L = 1,57 \text{ m}$

- **L'épaisseur :**

$$e \geq \frac{L}{30} = \frac{157}{30} = 5,23 \text{ cm}$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

- **Combinaison des charges :**

On a : $G = 5,15 \text{ KN/m}^2$ et : $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

$$P = G_{\text{mur}} \times h_{\text{mur}} \times 1 \text{ ml}$$

P : charge de la maçonnerie (force ponctuelle)

$$\rightarrow P = 1,08 \times 1,1 \times 1 = 1,188 \text{ KN}$$

- **ELU :**

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 5,15 + 1,5 \times 3,5 = 12,2025 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 1,188 = 1,5093 \text{ KN}$$

- **ELS :**

$$q_s = G + Q = 5,15 + 3,5 = 8,65 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 1,188 \text{ KN}$$

- **Calcul les efforts internes :**
- **ELU :**

$$M(x) = \frac{-q_u \times x^2}{2} - P_u \cdot x = \frac{-12,2025 \times x^2}{2} - 1,5093 \cdot x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,57) = -17,4085 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -q_u \cdot x - P_u = -12,2025 \cdot x - 1,5093$$

$$\begin{cases} T(0) = -1,5093 \text{ KN} \\ T(1,57) = -20,6672 \text{ KN} \end{cases}$$

- **ELS :**

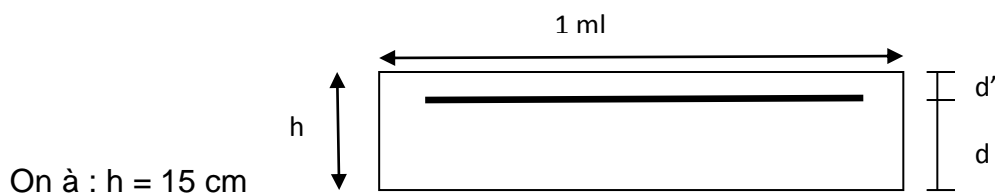
$$M(x) = \frac{-q_s \times x^2}{2} - P_s \cdot x = \frac{-8,65 \times x^2}{2} - 1,188 \cdot x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,57) = -12,5258 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -q_s \cdot x - P_s = -8,65 \cdot x - 1,188$$

$$\begin{cases} T(0) = -1,188 \text{ KN} \\ T(1,57) = -14,7685 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Calcul de ferrailage :**



$$d' = 0,1 \times h = 0,1 \times 15 = 1,5 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ ml}$$

- **ELU :**

On à : $M_{\max} = -17,4085 \text{ KN.m}$

- **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

$$\mu_u = \frac{17,4085 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,0674 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → Asc = 0

- **Calcul de Ast :**

$$Ast = \frac{Mu}{Z \times \delta_{st}}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0674}) = 0,0872$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,135 (1 - 0,4 \times 0,0872) = 0,1302 \text{ m}$$

$$Ast = \frac{17,4085 \times 10^{-3}}{0,1302 \times 347,82} = 3,84 \text{ cm}^2$$

- **Condition non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$Ast \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400}$$

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

- **Section minimum RPA 99 V 2003 :**

$$Ast_{\min} = 0,5\% \times B = 0,005 \times 1 \times 0,15 = 7,5 \text{ cm}^2$$

On à : Ast < Ast_{min}

Le ferrailage choisi est : Ast = 7,70 cm² /ml → 5T14

- **Armature de répartition :**

$$Ar = \frac{Ast}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,925 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage choisi est : Ast = 3,14 cm² /ml → 4T10

- **ELS :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times Ast (d - x) = 0$$

$$50 x^2 + 115,5 x - 1559,25 = 0$$

$$\Delta = 325190,25 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 570,2545$$

$$x = 4,5475 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times Ast (d - x)^2$$

$$= \frac{100 \times 4,5475^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (13,5 - 4,5475)^2$$

$$I = 1,2391 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{12,5258 \times 10^{-3} \times 0,045475}{1,2391 \times 10^{-4}} = 4,5969 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{Ms (d-y)}{I} = 15 \times \frac{12,5258 \times 10^{-3} (0,135 - 0,041147)}{1,2391 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 137,1130 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{(fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

- **Vérification de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{20,6676 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,1530 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

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

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,15}{1,57} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,0955 > 0,0625 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \times M_{max}} \rightarrow \frac{0,15}{1,57} \geq \frac{10,6469}{10 \times 12,5258} \rightarrow 0,0955 > 0,085 \rightarrow \mathbf{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,20}{f_e} \rightarrow \frac{7,70 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} \leq \frac{4,20}{400} \rightarrow 0,0057 < 0,0105 \rightarrow \mathbf{CV}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Vérification de glissement :**

En appui :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \leq 0 \rightarrow 20,6676 \times 10^{-3} - \frac{17,4085 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,135} \leq 0$$

$$\rightarrow -0,1226 < 0 \rightarrow \mathbf{CV}$$

- **Espacement :**

D'après **B.A.E.L.91**

$$St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{CV}$$

On prend: **St = 15 cm**

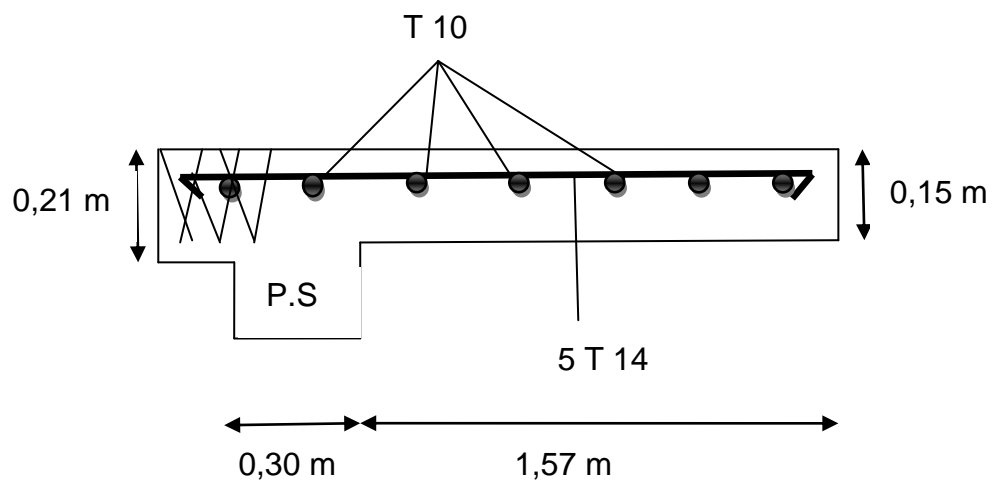


Figure III .33. Ferrailage de balcon

III.4. Etude de la rampe d'accès :

III.4.1. Introduction :

La rampe d'accès est un plan incliné établi entre deux niveaux servant à faire passer les véhicules d'un niveau à l'autre.

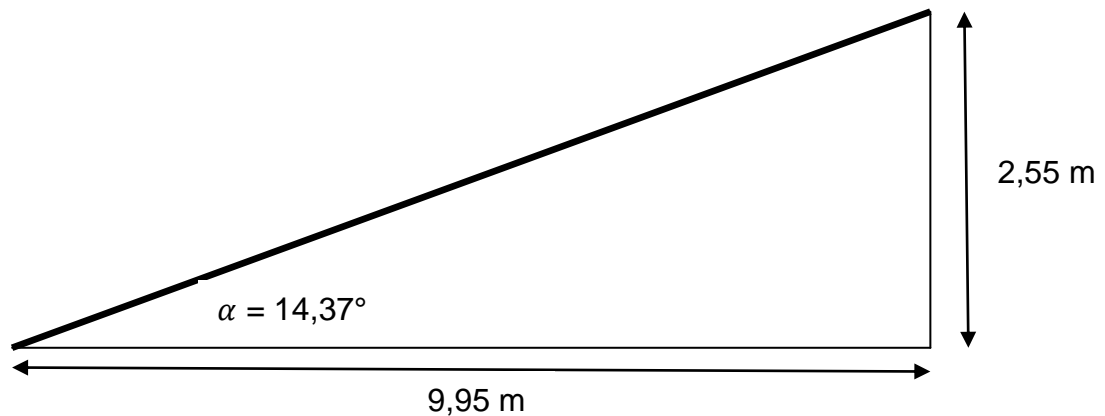


Figure III .34. Schéma statique de la rampe d'accès

$$\tan \alpha = \frac{h}{L} = \frac{2,55}{9,95} \rightarrow \alpha = 14,37^\circ$$

$$\frac{Lx}{Ly} = \frac{3,64}{4,40} = 0,82 > 0,4 \rightarrow \text{donc la dalle portant dans les deux sens.}$$

Les calculs se fait sur une bonde de 1 ml.

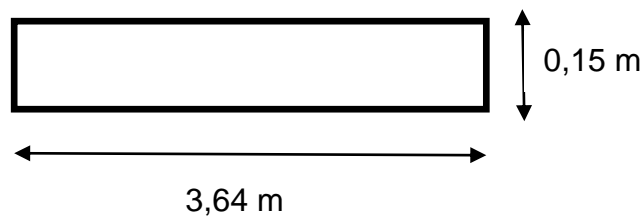


Figure III .35. Section de calcul de la rampe d'accès

III.4.2.Combinaison d'action :

$$G = \frac{ep \times \gamma_b}{\cos \alpha} = \frac{0,15 \times 25}{\cos 14,37} = 3,87 \text{ KN/m}^2$$

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

- **ELU :**

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 1 \text{ ml} = (1,35 \times 3,87 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml}$$

$$\rightarrow q_u = 8,97 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS :**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = (3,87 + 2,5) \times 1 \text{ ml}$$

$$\rightarrow q_s = 6,37 \text{ KN/m}^2$$

III.4.3. Calcul du moment fléchissant :

Selon la méthode de **B.A.E.L** :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times p \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

Avec :

M_x : le moment fléchissant suivant le sens x-x.

M_y : le moment fléchissant suivant le sens y-y.

l_x : la longueur de la rampe d'accès.

μ_x et μ_y : Coefficient obtenu en fonction de α .

- **ELU :**

On a :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0633 \\ \mu_y = 0,4938 \end{cases}$$

$$M_{xu} = 0,0633 \times 8,97 \times 3,64^2 = 7,52 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{yu} = 0,4938 \times 7,52 = 3,71 \text{ KN.m/ml}$$

- **ELS :**

On a :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0696 \\ \mu_y = 0,6315 \end{cases}$$

$$M_{xu} = 0,0696 \times 6,37 \times 3,64^2 = 5,87 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{yu} = 0,6315 \times 5,87 = 3,71 \text{ KN.m/ml}$$

- **Calcul des moments en travées et en appuis :**

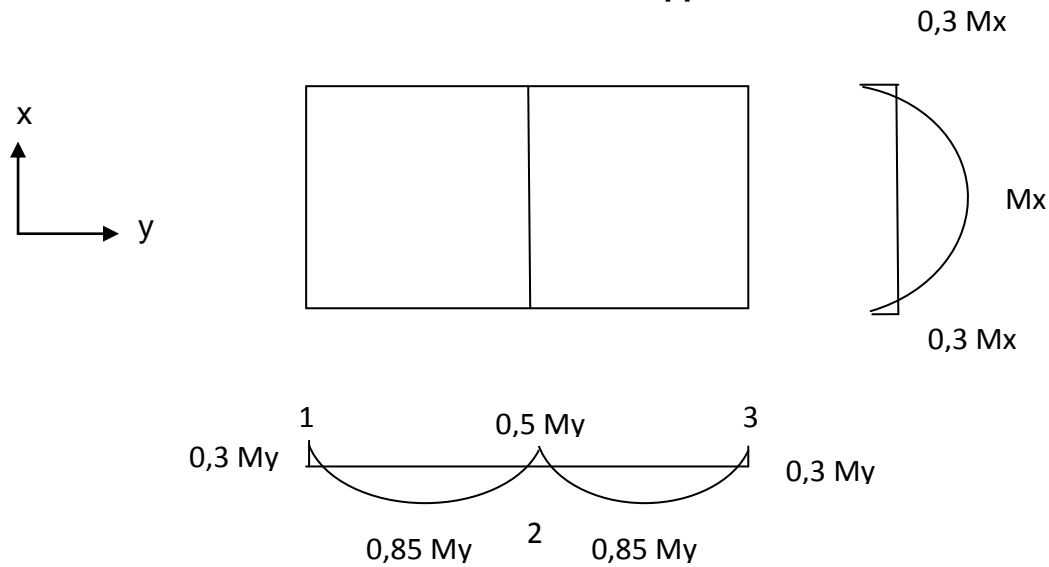


Figure III .36.Diagrammes des moments

- **ELU :**

- **Sens Y-Y :**

$$Ma_{1-3y} = 0,3 \times My = 0,3 \times 3,71 = 1,113 \text{ KN.m/ml}$$

$$Ma_{2y} = 0,5 \times My = 0,5 \times 3,71 = 1,855 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times My = 0,85 \times 3,71 = 3,1535 \text{ KN.m/ml}$$

- **Sens x-x :**

$$Max = 0,3 \times Mx = 0,3 \times 7,52 = 2,256 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{tx} = Mx = 7,52 \text{ KN.m/ml}$$

- **ELS :**

- **Sens Y-Y :**

$$Ma_{1-3y} = 0,3 \times My = 0,3 \times 3,71 = 1,113 \text{ KN.m/ml}$$

$$Ma_{2y} = 0,5 \times My = 0,5 \times 3,71 = 1,855 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times My = 0,85 \times 3,71 = 3,1535 \text{ KN.m/ml}$$

- **Sens x-x :**

$$Max = 0,3 \times Mx = 0,3 \times 5,87 = 1,761 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{tx} = Mx = 5,87 \text{ KN.m/ml}$$

- **Vérification :**

On doit vérifier que :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 \times M$$

- **Sens y-y :**

$$0,85 \times M_y + \frac{0,5 \times M_y + 0,3 \times M_y}{2} \geq 1,25 \times M_y$$

$$\rightarrow 0,85 \times 3,71 + \frac{0,5 \times 3,71 + 0,3 \times 3,71}{2} \geq 1,25 \times 3,71$$

$$\rightarrow 4,6375 = 4,6375 \rightarrow \mathbf{CV}$$

- **Sens x-x :**

$$M_x + \frac{0,3 \times M_x + 0,3 \times M_x}{2} \geq 1,25 \times M_x$$

$$\rightarrow 7,52 + \frac{0,3 \times 7,52 + 0,3 \times 7,52}{2} \geq 1,25 \times 7,52$$

$$\rightarrow 9,776 > 9,4 \rightarrow \mathbf{CV}$$

III.4.4. Calcul du ferrailage :

III.4.4.1. Sens y-y :

III.4.4.1.1. En travée :

- ✓ **Le moment réduit μ_u :**

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

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

$$\mu_u = \frac{3,1535 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,15)^2 \times 14,17} = 0,012 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → Asc = 0

- ✓ **Calcul de Ast :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \delta_{st}}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012}) = 0,015$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,135 (1 - 0,4 \times 0,015) = 0,1341 \text{ m}$$

$$A_{sty} = \frac{3,1535 \times 10^{-3}}{0,1341 \times 347,83} = 0,68 \text{ cm}^2$$

III.4.4.1.2.En appui 2 :

✓ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

$$\mu_u = \frac{1,855 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,15)^2 \times 14,17} = 0,0072 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → Asc = 0

✓ **Calcul de Asa :**

$$A_{sa} = \frac{Mu}{Z \times \delta_{st}}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0072}) = 0,00903$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,135 (1 - 0,4 \times 0,00903) = 0,1345 \text{ m}$$

$$A_{say} = \frac{1,855 \times 10^{-3}}{0,1345 \times 347,83} = 0,40 \text{ cm}^2$$

III.4.4.2.Sens x-x :

III.4.4.2.1.En travée :

✓ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

$$\mu_u = \frac{7,52 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,15)^2 \times 14,17} = 0,029 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → Asc = 0

✓ **Calcul de Ast :**

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \delta_{st}}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,029}) = 0,037$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,135 (1 - 0,4 \times 0,037) = 0,133 \text{ m}$$

$$A_{stx} = \frac{7,52 \times 10^{-3}}{0,133 \times 347,83} = 1,63 \text{ cm}^2$$

III.4.4.2.2.En appui 2 :

✓ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

$$\mu_u = \frac{2,256 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,15)^2 \times 14,17} = 0,0087 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → Asc = 0

✓ **Calcul de Asa :**

$$A_{sa} = \frac{Mu}{Z \times \delta_{st}}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0087}) = 0,011$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,135 (1 - 0,4 \times 0,011) = 0,1344 \text{ m}$$

$$A_{sax} = \frac{2,256 \times 10^{-3}}{0,1344 \times 347,83} = 0,48 \text{ cm}^2$$

✓ **Section minimum CBA 93 :**

➤ **Sens y-y :**

$$A_{y_{\min}} = 0,08\% \times B = 0,0008 \times 15 \times 100 = 1,2 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens x-x :**

$$A_{x_{\min}} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_{y_{\min}} = \frac{3-0,74}{2} \times 1,2 = 1,356 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

➤ **Sens y-y :**

En travée :

$$A_{sty} = 0,68 \text{ cm}^2 < A_{y_{\min}} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{sty_{\text{choisi}}} = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T } 10$$

En appui :

$$A_{say} = 0,40 \text{ cm}^2 < A_{y_{\min}} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{say_{\text{choisi}}} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T } 8$$

➤ **Sens x-x :**

En travée :

$$A_{stx} = 1,63 \text{ cm}^2 > A_{x_{\min}} = 1,356 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{stx_{\text{choisi}}} = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T } 10$$

En appui :

$$A_{sax} = 0,48 \text{ cm}^2 < A_{y_{\min}} = 1,356 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{say_{\text{choisi}}} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T } 8$$

✓ **Ferraillage de répartition :**

➤ **Sens y-y :**

En travée :

$$A_r = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{r_{\text{choisi}}} = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T } 10$$

En appui :

$$A_r = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{r_{\text{choisi}}} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T } 8$$

➤ **Sens x-x :**

En travée :

$$A_r = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{r_{\text{choisi}}} = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T } 10$$

En appui :

$$A_r = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{r_{\text{choisi}}} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T } 8$$

✓ **Choix de diamètre des barres :**

$$\emptyset < \frac{h}{10} \rightarrow \emptyset < \frac{150}{10} \rightarrow \emptyset = 15 \text{ mm}$$

On prend : $\emptyset = 12 \text{ mm}$

✓ **L'espacement des barres :**

➤ **Sens y-y :**

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

$$Sty \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } Sty = 30 \text{ cm}$$

➤ **Sens x-x :**

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

$$Stx \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } Stx = 30 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$Vu = \max (V_{ux} ; V_{uy})$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times lx}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{8,97 \times 3,64}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,74}{2}} = 11,9163 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times lx}{3} = \frac{8,97 \times 3,64}{3} = 10,8836 \text{ KN}$$

$$\rightarrow Vu = 11,9163 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{11,9163 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,0882 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,1666 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

Donc : il n'y a pas de rupture par cisaillement.

✓ **Vérification à l'ELS :**

➤ **Sens x-x :**

En travée :

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times Ast (d - x) = 0$$

$$50 x^2 + 47,1 x - 635,85 = 0$$

$$\Delta = 129388,41 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 359,706$$

$$x = 3,126 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times Ast (d - x)^2$$

$$= \frac{100 \times 3,126^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,126)^2$$

$$I = 6,0871 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{5,87 \times 10^{-3} \times 0,03126}{6,0871 \times 10^{-5}} = 3,01 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{Ms (d - y)}{I} = 15 \times \frac{5,87 \times 10^{-3} (0,135 - 0,03126)}{6,0871 \times 10^{-5}}$$

$$\sigma_{st} = 150,06 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

En appui :✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times Ast (d - x) = 0$$

$$50 x^2 + 30,15 x - 407,025 = 0$$

$$\Delta = 82314,02 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 286,90$$

$$x = 2,58 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times Ast (d - x)^2$$

$$= \frac{100 \times 2,58^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (13,5 - 2,58)^2$$

$$I = 4,1677 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{1,761 \times 10^{-3} \times 0,0258}{4,1677 \times 10^{-5}} = 1,90 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{Ms (d-y)}{I} = 15 \times \frac{1,761 \times 10^{-3} (0,135 - 0,0258)}{4,1677 \times 10^{-5}}$$

$$\sigma_{st} = 69,21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{(fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Sens y-y :**

On a le même ferrailage pour les deux sens (x-x et y-y).

Donc : tout les conditions sont vérifiées.

Tableau III .12. Récapitulation du ferrailage de la rampe d'accès

	Travée		Appui	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
Ast (cm²)	1,63	0,68	0,48	0,40
Ast_{choisi} (cm²)	4T10 = 3,14	4T10 = 3,14	4T8 = 2,01	4T8 = 2,01
Ar (cm²)	0,785	0,785	0,50	0,50
Ar_{choisi} (cm²)	4T10 = 3,14	4T10 = 3,14	4T8 = 2,01	4T8 = 2,01
St (cm)	30	30	30	30

III.5. Etude de l'acrotère :

III.5.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au niveau supérieur du bâtiment, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge (**Q**).

III.5.2. Le rôle de l'acrotère :

- A un aspect esthétique.
- Protection d'étanchéité.
- Entretien des façades.
- Protection des personnes.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

III.5.3. Principe de calcul :

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

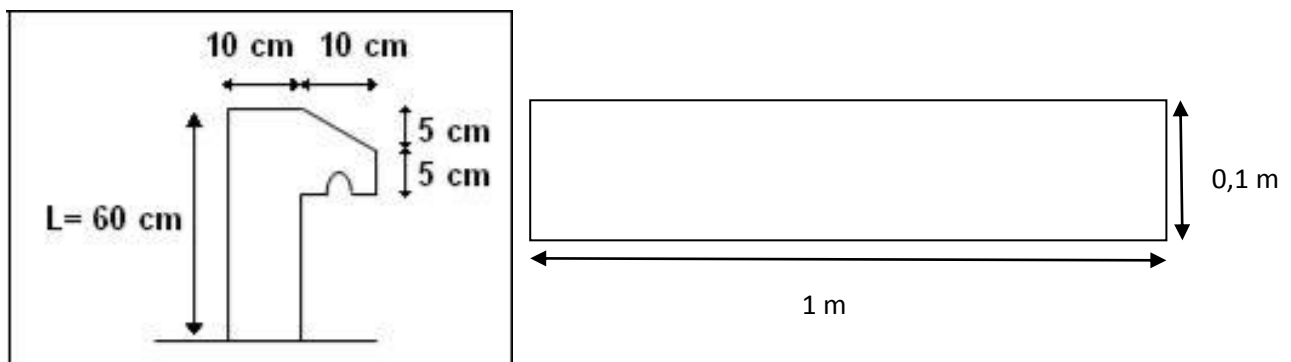


Figure III .37. Schéma de l'acrotère

III.5.4. Calcul des charges et les combinaisons :

III.5.4.1. Les charges :

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} S = 0,0675 \text{ m}^2 \\ G = 1,6875 \text{ KN/ml} \\ Q = 0,54 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

III.5.4.2. Les combinaisons d'action :• **ELU :**

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 0,54 \times 0,6 = 0,486 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,6875 = 2,2781 \text{ KN}$$

$$T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 0,54 = 1,5 \times 0,54 = 0,81 \text{ KN}$$

• **ELS :**

$$M_s = Q \times h = 0,54 \times 0,6 = 0,324 \text{ KN.m}$$

$$N_s = G = 1,6875 \text{ KN}$$

$$T_s = Q = 0,54 \text{ KN}$$

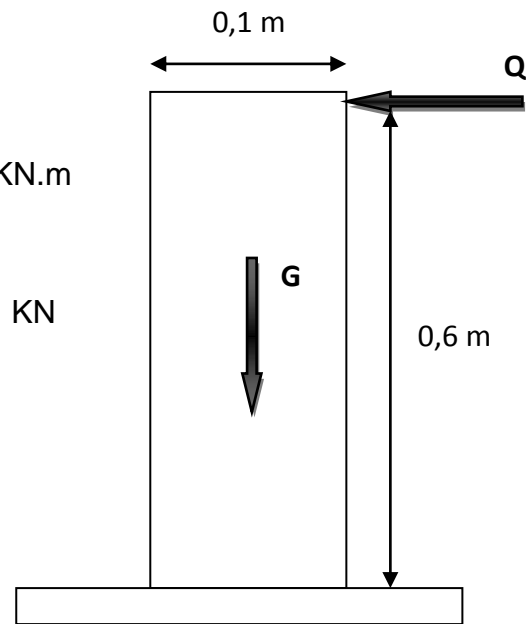


Figure III .38. Schéma statique

III.5.4.3. L'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,486}{2,2781} = 0,2133 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,0166 \text{ m}$$

On a : $e > \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est partiellement comprimé.

III.5.5. Calcul de ferrailage :• **ELU :**

$$\text{On a : } \begin{cases} h = 0,1 \text{ m} \\ d = 0,09 \text{ m} \\ d' = 0,01 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Le moment réduit :**

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

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

$$M_a = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,486 + 2,2781 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,5771 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{0,5771 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} = 5,028 \times 10^{-3} < \mu_R = 0,392$$

\rightarrow Asc = 0 \rightarrow Section Simple Armature.

➤ **Calcul de Ast :**

$$\rightarrow Ast = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{Ma}{Z} - Nu \right)$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 5,028 \times 10^{-3}}) = 6,3 \times 10^{-3}$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,09 (1 - 0,4 \times 6,3 \times 10^{-3}) = 0,0898 \text{ m}$$

$$Ast = \frac{1}{347,83} \times \left(\frac{0,5771 \times 10^{-3}}{0,0898} - 2,2781 \times 10^{-3} \right) = 0,1192 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$Ast \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400}$$

$$Ast \geq 1,0867 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{On prend : } Ast = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T8$$

• **ELS :**

➤ **Vérification des contraintes :**

$$e = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0,324}{1,6875} = 0,192 \text{ m}$$

$$P = -3 \left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{6 \times n \times Ast}{b} \times \left(d - \frac{h}{2} + e \right)$$

$$= -3 \left(\frac{0,09}{2} - 0,192 \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2} + 0,192 \right)$$

$$P = -0,06063 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \left(\frac{h}{2} - e \right)^3 - \frac{6 \times n \times Ast}{b} \times \left(d - \frac{h}{2} + e \right)^2$$

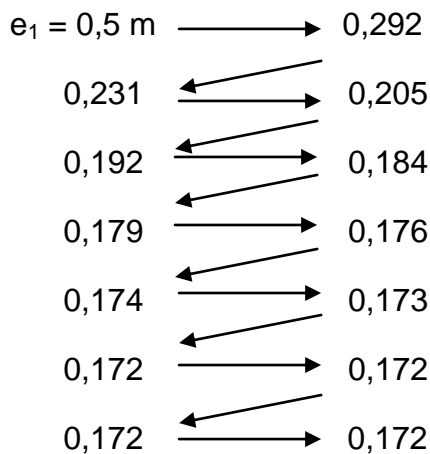
$$= -2 \left(\frac{0,09}{2} - 0,192 \right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2} + 0,192 \right)^2$$

$$q = 0,005379 \text{ m}^2$$

➤ **Méthode des itérations successives :**

$$\text{On à : } \begin{cases} e_1 = \frac{-(e_1)^3 - q}{P} \\ \text{Ou :} \\ e_1 = \sqrt[3]{-P \times e_1 - q} \end{cases}$$

On prend : $e_1 = 0,5 \text{ m}$



→ $e_1 = 0,172 \text{ m}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + 0,172 - 0,192 = 0,03 \text{ m}$$

$$s = \frac{b x^2}{2} - n \times A_{st} (d - x) = \frac{1 \times 0,03^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,09 - 0,03)$$

$$s = 2,691 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N s \times x}{S} = \frac{1,6875 \times 10^{-3} \times 0,03}{2,691 \times 10^{-4}} = 0,188 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{N s (d - x)}{S} = 15 \times \frac{1,6875 \times 10^{-3} (0,09 - 0,03)}{2,691 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 5,64 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

Donc : le choix de la section est acceptable.

• **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage choisi est : $A_{st} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 4\text{T6}$

- **L'espacement :**

$$St = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

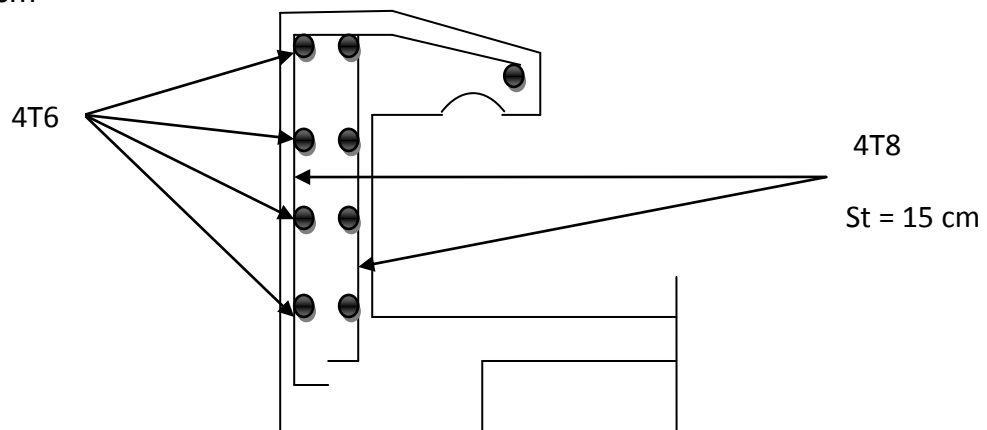


Figure III .39.Ferrailage de l'acrotère

III.6.Etude de l'ascenseur :

III.6.1.Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents étages de la construction. Il est constitué de trois éléments essentiels : la cabine, le contre poids, et le mécanisme d'entraînement constitué de moteur, de réducteur, et de frein.

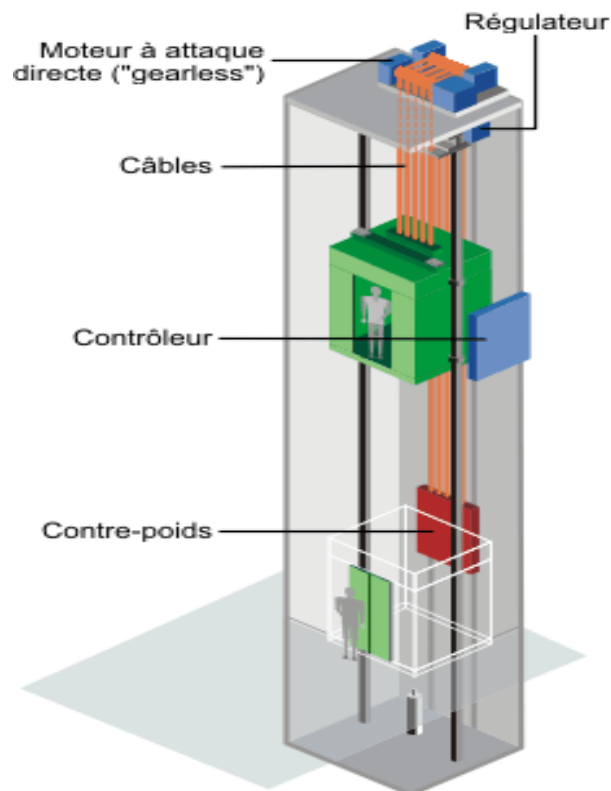


Figure III .40.Schéma d'un ascenseur mécanique

III.6.2.L'épaisseur de la dalle d'ascenseur :

$$\begin{cases} L_x=2 \text{ m} \\ L_y=2,72 \end{cases}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2,72} = 0,73 \rightarrow 0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1 \rightarrow \text{la dalle portant dans les deux sens.}$$

$$H > \frac{L_x}{40} \rightarrow H > \frac{200}{40} \rightarrow H > 5 \text{ cm}$$

Donc on prend : $H=25 \text{ cm}$

III.6.3.Evaluation des charges :

- **Charge d'exploitation :**

Dans notre structure on utilise un ascenseur de 8 personnes ; Alors le poids estimatif est 630 kg.

$$\rightarrow Q=630 \text{ kg}$$

- **Charge permanente :**

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

Le poids de contre poids : $P_P = P_m + \frac{Q}{2} = 2657,5 \text{ kg}$

Le poids du treuil et moteur : $P_t=1200 \text{ kg}$

Le poids des câbles : $M_G = m \times n \times L$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L : \text{longueur de câble} \\ m : \text{masse linéaire du câble} \\ n : \text{nombre de câble} \end{cases}$$

$$\rightarrow M_G = 0,512 \times 2 \times 48,47 = 49,63 \text{ kg}$$

$$G = P_m + P_P + P_t + M_G = 2342,5 + 2657,5 + 1200 + 49,6332 = 6249,6233 \text{ kg}$$

- **Combinaison des charges :**

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$Q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 6249,6233 + 1,5 \times 630$$

$$Q_u = 9381,9914 \text{ kg}$$

➤ **Etat limite de service :**

$$Q_s = Q + G = 6249,6233 + 630 = 6879,6233 \text{ kg}$$

III.6.4.Vérification au poinçonnement :

Le moteur de L'ascenseur est supposé sur quatre appuis donc il ya risque de nous Créer le poinçonnement au niveau de la dalle (épaisseur 25 cm béton plaine)
Il faut que vérifions cette équation :

Selon : **B.A.E.L91** → $q_u \leq 0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

q_u : La charge appliquée sur chaque appui.

$$q_u = \frac{Q_u}{4} = \frac{9381,9914}{4} = 2345,4978 \text{ kg}$$

h : l'épaisseur totale de la dalle.

P_c : Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen.

➤ Calcul de U_0 et V_0 :

La charge concentré q_0 est appliqué sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\rightarrow \begin{cases} U = 10 \text{ cm} \\ V = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} U_0 = U + H = 25 + 10 = 35 \text{ cm} \\ V_0 = V + H = 25 + 10 = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Calcul de P_c :

$$P_c = 2 \times (U_0 + V_0) = 2 \times (35 + 35) = 140 \text{ cm}$$

➤ Calcul de l'équation : $0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$:

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \\ h = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

$$0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 140 \times 25 \times \frac{25}{1,5} = 2625 \text{ kg}$$

$$q_u = 2345,4978 \text{ kg} < 0,045 \times 140 \times 25 \times \frac{25}{1,5} = 2625 \text{ kg} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

Donc : pas de risque de poinçonnement.

III.6.5.Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

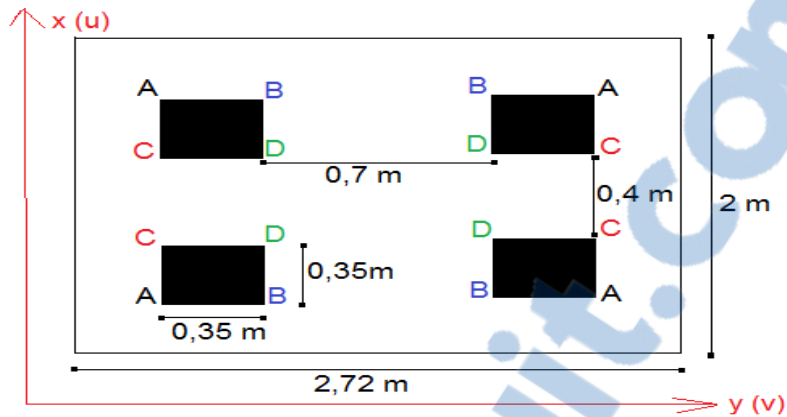
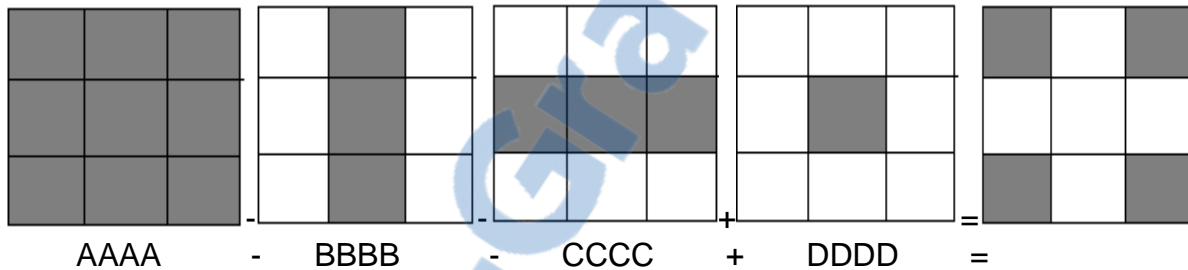


Figure III .41.Schéma statique de la dalle ascenseur

- La méthode de Pigeaud :



$$\begin{cases} Lx=2 \text{ m sens (U)} \\ Ly=2,72 \text{ m sens (V)} \end{cases}$$

Rectangle AAAA

$$\begin{cases} U=1,1 \text{ m} \\ V=1,4 \text{ m} \end{cases}$$

Rectangle BBBB

$$\begin{cases} U=1,1 \text{ m} \\ V=0,7 \text{ m} \end{cases}$$

Rectangle CCCC

$$\begin{cases} U=0,4 \text{ m} \\ V=1,4 \text{ m} \end{cases}$$

Rectangle DDDD

$$\begin{cases} U=0,4 \text{ m} \\ V=0,7 \text{ m} \end{cases}$$

- Calcul de α :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2,72} = 0,7352$$

Alors : on utilise l'abaque n°5 ($\alpha = 0,7$) pour trouvé M1 et M2.

L_x : la plus petite valeur de dimension du rectangle

- Calcul de P_u' :

$$P_u' = \frac{Q_u}{S} = \frac{2345,4978}{0,35 \times 0,35} = 19146,9281 \text{ kg/m}^2$$

S : La surface d'un seul appui de moteur d'ascenseur.

P_u' : La charge surfacique.

On fait la projection des valeurs : $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{L_y} \rightarrow (M1 ; M2 : \text{la valeur multiplié par } 10^{-2})$

- Calcul de P_u :

$$P_u = P_u' \times S$$

Les valeurs des moments et les charges sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III .13. Récapitulation des charges et moments

Rectangle	U(m)	V(m)	$\frac{U}{l_x}$	$\frac{V}{L_y}$	S (m ²)	P_u' (KN/m ²)	P_u (KN)	M1 (KN.m)	M2 (KN.m)
AAAA	1,1	1,4	0,55	0,5147	1,54	191,42	294,86	0,1	0,058
BBBB	1,1	0,7	0,5	0,2573	0,77	191,42	147,43	0,12	0,091
CCCC	0,4	1,4	0,2	0,5147	0,56	191,42	107,22	0,15	0,067
DDDD	0,4	0,7	0,2	0,2573	0,28	191,42	53,611	0,18	0,12

- Le coefficient de poisson μ :

$$\begin{cases} \mu = 0 & \rightarrow \text{dans le cas : ELU} \\ \mu = 0,2 & \rightarrow \text{dans le cas : ELS} \end{cases}$$

- **ELU :**

- Calcul de M_x et M_y :

$$\begin{cases} M_x = (M1 + \mu \times M2) \times P = (M1 + 0 \times M2) \times P_u = M1 \times P_u \\ M_y = (M1 \times \mu + M2) \times P = (0 \times M1 + M2) \times P_u = M2 \times P_u \end{cases}$$

- Le moment dus à la charge concentrée :

$$M_{x1} = \frac{M_{xAAAA} - M_{xBBBB} - M_{xCCCC} + M_{xDDDD}}{4} = \frac{29,486 - 16,08 - 17,6916 + 9,6498}{4} = 1,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = \frac{M_{yAAAA} - M_{yBBBB} - M_{yCCCC} + M_{yDDDD}}{4} = \frac{17,101 - 13,4101 - 6,43 + 7,18}{4} = 0,73 \text{ KN.m}$$

Tableau III .14. Récapitulation des moments à l'ELU

Rectangle	Mx (KN.m)	My (KN.m)	Mx1	My1
AAAA	29,486	17,101	1,34	0,73
BBBB	17,6916	13,4101		
CCCC	16,08	7,18		
DDDD	9,6498	6,43		

- Le moment dus à la charge répartie :

$$\begin{cases} G_{pp} = 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$\alpha = 0,7352 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

On calcul le ferrailage en appui et en travée de la dalle de l'ascenseur.

On utilise la méthode de **B.A.E.L** pour déterminer les moments appliquée sur la dalle.

Le calcul fait en flexion simple.

Calcul de μ_x :

$$\mu_x = \frac{1}{8 \times (1 + 2,4 \times 0,7352^3)} = 0,0639$$

Calcul de $M_o(x)$:

$$M_o(x) = 0,0639 \times 9,94 \times 2^2 = 2,5406 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul de $M(y)$:

$$M(y) = 0,7352^3 \times (1,9 - 0,92 \times 0,7352) = 0,4862 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul de M_{oy1} :

$$M_{oy1} = 2,5406 \times 0,4862 = 1,2352 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul de Moy2 :

$$\text{Moy2} = \frac{\text{Mox}}{4} = \frac{3,8806}{4} = 0,97 \text{ KN.m}$$

Calcul de Mox :

$$\text{Mox} = \text{Mo} (x) + \text{Mx1} = 2,5406 + 1,34 = 3,8806 \text{ KN.m}$$

Calcul de Moy :

$$\text{Moy} = \max (\text{Moy1} ; \text{Moy2}) = \max (1,2352 ; 0,97) = 1,2352 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moy} = \text{Moy} + \text{My1} = 1,2352 + 1,34 = 1,9652 \text{ KN.m}$$

Calcul de moment en travée Mt (x) :

$$\text{Mt} (x) = \alpha \times \text{Mox} = 0,75 \times 3,8806 = 2,9104 \text{ KN.m}$$

Calcul de moment en appui Ma(x) :

$$\text{Ma} (x) = \alpha \times \text{Mox} = 0,5 \times 3,8806 = 1,9403 \text{ KN.m}$$

Calcul de moment en travée Mt (y) :

$$\text{Mt} (y) = \alpha \times \text{Moy} = 0,75 \times 1,9652 = 1,4739 \text{ KN.m}$$

Calcul e moment en appui Ma (y) :

$$\text{Ma} (y) = \alpha \times \text{Moy} = 0,5 \times 1,9652 = 0,9826 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de ferrailage en flexion simple :**

- **Sens X-X :**

En travée :

$$\mu_u = \frac{2,9104 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,25)^2 \times 14,1666} = 4,058 \times 10^{-3}$$

$\mu_u < \mu_r \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

\rightarrow Section simple armature

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 4,058 \times 10^{-3}}) = 5,0828 \times 10^{-3}$$

$$Z = 0,2245 \text{ m}$$

$$\text{Ast} = \frac{2,9104 \times 10^{-3}}{0,2245 \times \frac{400}{1,15}} = 3,7271 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,3727 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ast} (x) \rightarrow \text{Ast choix} \rightarrow 4\text{T}12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui :

$$\mu u = \frac{1,9403 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,25)^2 \times 14,1666} = 2,7055 \times 10^{-3} \text{ m}^2 < \mu r$$

→ Section simple armature

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 2,7055 \times 10^{-3}}) = 3,3864 \times 10^{-3}$$

$$Z = 0,9 \times 0,25 \times (1 - 0,4 \times 3,3864 \times 10^{-3}) = 0,2246 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{3,3864 \times 10^{-3}}{0,2246 \times \frac{400}{1,15}} = 4,3347 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,4334 \text{ cm}^2$$

A_{sa} (x) → A_{sa} choix → 4T10 = 3,14 cm²/ml

➤ **Sens Y-Y :**

En travée :

$$\mu u = \frac{1,4739 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,25)^2 \times 14,1666}$$

$$\mu u = 2,055 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 2,5713 \times 10^{-3}$$

$$Z = 0,2248 \text{ m}$$

$$A_{st} = 1,8849 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{sty} = 0,1884 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui :

$$\mu u = \frac{0,9826 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,25)^2 \times 14,1666}$$

$$\mu u = 1,3701 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 1,3701 \times 10^{-3}})$$

$$\alpha = 1,7137 \times 10^{-3}$$

$$Z = 0,2248 \text{ m}$$

$$A_{say} = 0,1256 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **ELS :**
- Calcul de Ps' :

$$Ps' = \frac{Qs}{S} = \frac{1807,4058}{0,35 \times 0,35} = 147,5433 \text{ KN/m}^2$$

S : La surface d'un seul appui de moteur d'ascenseur.

Ps' : La charge surfacique.

- Calcul de Ps :

$$Ps = Ps' \times S$$

- Calcul de Qs :

$$Qs = \frac{Qs+Q}{S} = \frac{6879,6233+350}{4} = 180,7405 \text{ KN}$$

On à : $\mu = 0,2 \rightarrow$ dans le cas : ELS

- Calcul de Mx et My :

$$\begin{cases} Mx = (M1 + \mu \times M2) \times P = (M1 + 0,2 \times M2) \times ps \\ My = (M1 \times \mu + M2) \times P = (0,2 \times M1 + M2) \times Ps \end{cases}$$

- Le moment dus à la charge concentrée :

$$Mx1 = \frac{MxAAAA - MxBBBB - MxDDDD + MxCCCC}{4} = \frac{30,9373 - 15,70 - 7,9897 + 14,37}{4} = 5,4057 \text{ KN.m}$$

$$My1 = \frac{MyAAAA - MyBBBB - MyDDDD + MyCCCC}{4} = \frac{21,62 - 13,064 - 4,255 + 12,34}{4} = 4,1741 \text{ KN.m}$$

Tableau III .15. Récapitulation des moments à l'ELS

Rectangle	S (m ²)	Ps' (KN/m ²)	Ps (KN)	μ	M1 (KN.m)	M2 (KN.m)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	Mx1	My1
AAAA	1,54	147,54	277,21	0,2	0,1	0,058	30,93	21,62	5,40	4,17
BBBB	0,77	147,54	113,60	0,2	0,12	0,091	15,70	13,06		
CCCC	0,56	147,54	82,62	0,2	0,15	0,12	14,37	12,39		
DDDD	0,28	147,54	41,31	0,2	0,18	0,18	7,98	4,25		

- Le moment dus à la charge répartie :

$$\begin{cases} Gpp = 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ KN/ml} \\ Qs = 6,25 + 1 = 7,25 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$\alpha = 0,7352 > 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

➤ **Sens X-X :**

Calcul de μ_x :

$$\mu_x = \frac{1}{8 \times (1 + 2,4 \times 0,7352^3)} = 0,0639$$

Calcul de $M_o(x)$:

$$M_o(x) = 0,0639 \times 7,25 \times 2^2 = 1,8531 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul de M_{ox} :

$$M_{ox} = M_o(x) + M_{x1} = 1,8531 + 5,4057 = 7,2588 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul de moment en travée $M_t(x)$:

$$M_t(x) = \alpha \times M_{ox} = 0,75 \times 7,2588 = 5,4441 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul de moment en appui $M_a(x)$:

$$M_a(x) = \alpha \times M_{ox} = 0,5 \times 7,2588 = 3,6294 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$\mu_y = \frac{1}{8 \times (1 + 2,4 \times 0,7352^3)} = 0,0639$$

Calcul de M_{oy1} :

$$M_{oy1} = M_{ox} \times \mu_y = 1,8531 \times 0,4862 = 0,8943 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul de M_{oy2} :

$$M_{oy2} = \frac{M_{ox}}{4} = \frac{7,2588}{4} = 1,8147 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul de $M_o(y)$:

$$M_o(y) = \max(M_{oy1} ; M_{oy2}) = \max(0,8943 ; 1,8148) = 1,8148 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul de M_{oy} :

$$M_{oy} = M_o(y) + M_{y1} = 1,8148 + 4,1741 = 5,9889 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul de moment en travée $M_t(y)$:

$$M_t(y) = \alpha \times M_{oy} = 0,75 \times 5,9889 = 4,4916 \text{ KN.m/ml}$$

Calcul de moment en appui $M_a (y)$:

$$M_a (y) = \alpha \times M_{oy} = 0,5 \times 4,1741 = 2,9944 \text{ KN.m/ml}$$

III.6.6.Section minimale d'armature :

- **Sens Y-Y :**

$$A_{y_{\min}} = \begin{cases} 12h_0 : \text{rond lisse} \\ 8h_0 : \text{FeE400} \rightarrow A_{y_{\min}} = 8 \times 0,25 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ 6h_0 : \text{FeE500} \end{cases}$$

$$A_{ty} = 0,1884 \text{ cm}^2 < A_{y_{\min}} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ay} = 0,1256 \text{ cm}^2 < A_{y_{\min}} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sens X-X :**

$$A_{x_{\min}} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_{x_{\min}} = \frac{3-0,7352}{2} \times 2$$

$$A_{x_{\min}} = 2,2648 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = 0,3727 \text{ cm}^2 < 2,2648 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ax} = 0,4334 \text{ cm}^2 < 2,2648 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des aciers :**

$$\Phi < \frac{h_0}{2} \rightarrow \phi < \frac{250}{2} \rightarrow \phi < 25 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend : } \phi = 15 \text{ mm}$$

III.6.7.Espacement :

- **Sens X-X :**

$$S_{tx} \leq \min (3 h_0 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_{tx} \leq \min (3 \times 25 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow S_{tx} = 30 \text{ cm}$$

- **Sens Y-Y :**

$$S_{ty} \leq \min (4 h_0 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_{ty} \leq \min (4 \times 25 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow S_{ty} = 30 \text{ cm}$$

III.6.8.Vérification à l'effort tranchant :

Calcul de V_{UX} :

$$V_{UX} = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{9,94 \times 2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,7352}{2}} = 7,2682 \text{ KN}$$

Calcul de V_{Uy} :

$$V_{Uy} = \frac{P_u \times l_x}{3} = \frac{9,94 \times 2}{3} = 6,6266 \text{ KN}$$

Calcul de V_U :

$$V_U = \max(V_{Ux}; V_{Uy}) = \max(7,2682; 6,6266) = 7,2682 \text{ KN}$$

Calcul de τ_u :

$$\tau_u = \frac{7,2682 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,25)} = 0,0322 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0322 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,1666 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

III.6.9. Vérification à l'ELS :

- **Sens X-X :**

- **En travée :**

On a : $b = 1 \text{ m}$; $f_{bc} = 14,1666 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$; $M_{tx} = 5,44 \text{ KN.m/ml}$

$$A_{st \text{ choisi}} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{sc} = 0 \rightarrow (\text{simple Armature } \mu_u < \mu_r)$$

On suivre organigramme de calcul du ferrailage d'une section rectangulaire en flexion simple à ELS.

Position de l'axe neutre :

$$n = 15$$

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times (x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

Le résoudre d'équation est :

$$x = n \times \frac{A_{st \text{ choix}} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st \text{ choix}} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st \text{ choix}} - A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 \times \frac{0,000452 + 0}{1} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0,225 \times 0,000452 + 0,025 \times 0}{15 \times (A_{st \text{ choix}} - A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$\rightarrow x = 0,0488 \text{ m}$$

$\rightarrow x$ est inférieur à d

Calcul de I :

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{sc} \times (x - d') + n \times A_{st} \times (d - x)^2$$

$$A_{sc} = 0$$

$$\rightarrow I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d - x)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0,0448^3}{3} + 15 \times 0,000452 \times (0,225 - 0,0488)^2$$

$$I = 2,50 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{5,4441 \times 10^{-3} \times 0,0488}{2,50 \times 10^{-4}} = 1,0659 \text{ MPa}$$

Calcul de σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 5,4441 \times 10^{-3} \times (0,225 - 0,0488)}{2,50 \times 10^{-4}} = 57,5222 \text{ MPa}$$

Calcul de $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de $\bar{\sigma}_{st}$:

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}} \right) = \min (266,6666 ; 201,6333) = 201,6333 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 1,0659 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifié} \\ \sigma_{st} = 57,5222 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6333 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifié} \end{array} \right.$$

➤ **En appui :**

On a : $b = 1 \text{ m}$; $f_{bc} = 14,1666 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$; $M_{ax} = 3,6294 \text{ KN.m/ml}$

$$A_{st \text{ choisi}} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{sc} = 0 \rightarrow (\text{simple Armature } \mu_u < \mu_r)$$

Position de l'axe neutre :

$$n = 15$$

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times (x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

Le résoudre d'équation est :

$$x = n \times \frac{A_{st \text{ choix}} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st \text{ choix}} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st \text{ choix}} - A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 \times \frac{0,000314 + 0}{1} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0,225 \times 0,000314 + 0,025 \times 0}{15 \times (A_{st \text{ choix}} - A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$\rightarrow x = 0,0415 \text{ m}$$

$\rightarrow x$ est inférieur à d

Calcul de I :

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{sc} \times (x - d) + n \times A_{st} \times (d - x)^2$$

$$A_{sc} = 0$$

$$\rightarrow I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d - x)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0,0415^3}{3} + 15 \times 0,000314 \times (0,225 - 0,0415)^2$$

$$I = 1,8242 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{3,6294 \times 10^{-3} \times 0,0415}{1,8242 \times 10^{-4}} = 0,8256 \text{ MPa}$$

Calcul de σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 3,6294 \times 10^{-3} \times (0,225 - 0,0415)}{1,8242 \times 10^{-4}} = 54,7633 \text{ MPa}$$

Calcul de $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de $\bar{\sigma}_{st}$:

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}} \right) = \min (266,6666 ; 201,6333) = 201,6333 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0,8256 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Condition vérifié} \\ \sigma_{st} = 54,7633 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6333 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Condition vérifié} \end{cases}$$

• **Sens Y-Y :**

➤ **En travée :**

$$M_t(y) = 0,75 \times 5,9889 = 4,4916 \text{ KN.m/ml}$$

$$A_{st \text{ choisi}} = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$x = 0,1876 \text{ m}$$

$$I = 2,859 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1,2365 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Condition vérifié} \\ \sigma_{st} = 104,5571 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6333 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Condition vérifié} \end{cases}$$

➤ **En appui :**

$$M_a (y) = 0,5 \times 5,9889 = 2,9944 \text{ KN.m/ml}$$

$$A_{st \text{ choisi}} = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$x = 0,1876 \text{ m}$$

$$I = 2,859 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0,8243 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Condition vérifié} \\ \sigma_{st} = 69,7047 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6333 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Condition vérifié} \end{cases}$$

Tableau III .16. Récapitulation de résultat des moments et ferrillages

			Appui		Travée	
			Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
Méthode de PIGEAUD	Moment Fléchissant	M_u1 (KN.m)	1,34	0,73	1,34	0,73
		M_s1 (KN.m)	5,4	4,17	5,4	4,17
Méthode de BAEL	Moment retenu	M_u (KN.m)	1,94	0,9826	2,91	1,47
		M_s (KN.m)	3,62	2,99	5,44	4,49
Calcul de ferrillage flexion simple	ELU	α	3,38	1,71	5,08	2,57
		Z (m)	0,2246	0,2248	0,2245	0,2248
		A_{st}Calculé (cm²)	0,4334	0,1248	0,3727	0,1884
		A_{st}choisi (cm²)	4T10=3,14	4T8=2,01	4T12=4,52	4T8=2,01
		A_{sc}choisi (cm²)	0	0	0	0
	ELS	X (m)	0,0415	0,0339	0,0488	0,0339
		I (m⁴)×10⁻⁴	1,8242	1,2314	2,50	1,2314
		σ_{bc} (MPa)	0,8256	0,8243	1,0659	1,2365
		σ_{st} (MPa)	54,7633	69,7047	57,5222	104,5571
		Observation	Condition vérifié			

III.7.Conclusion :

Le but de ce chapitre est de déterminer les armatures nécessaires pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires. Et ceci on réponds a toutes les exigences du **R.P.A99 V 2003**, **B.A.E.L99**, et le **C.B.A93**.

Le calcul des éléments secondaires est une étape incontournable dans le calcul d'une structure.

IV.1.Introduction :

Un séisme, ou tremblement de terre, se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur (voir fig. IV.1). Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère.

En fonction de la structure, on peut dans une première approche n'utiliser que l'enregistrement des mouvements verticaux ou que l'enregistrement des mouvements horizontaux.

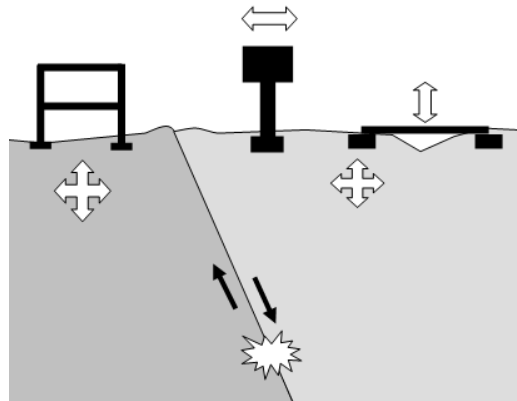


Figure IV.1. Comportement dynamique des structures en zone sismique

IV.2.Objectif de l'étude dynamique :

L'étude dynamique d'une structure est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. Il est important pour déterminer des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations, et pour assurer qu'il n'y aura pas de risque de résonance en cas de séisme.

IV.3.Modélisation de la structure :

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel **SAP2000** pour la modélisation et l'analyse de l'ouvrage qui permettent de simplifier suffisamment le problème.

La modélisation 3D de notre structure est représentée sur la figure suivante :

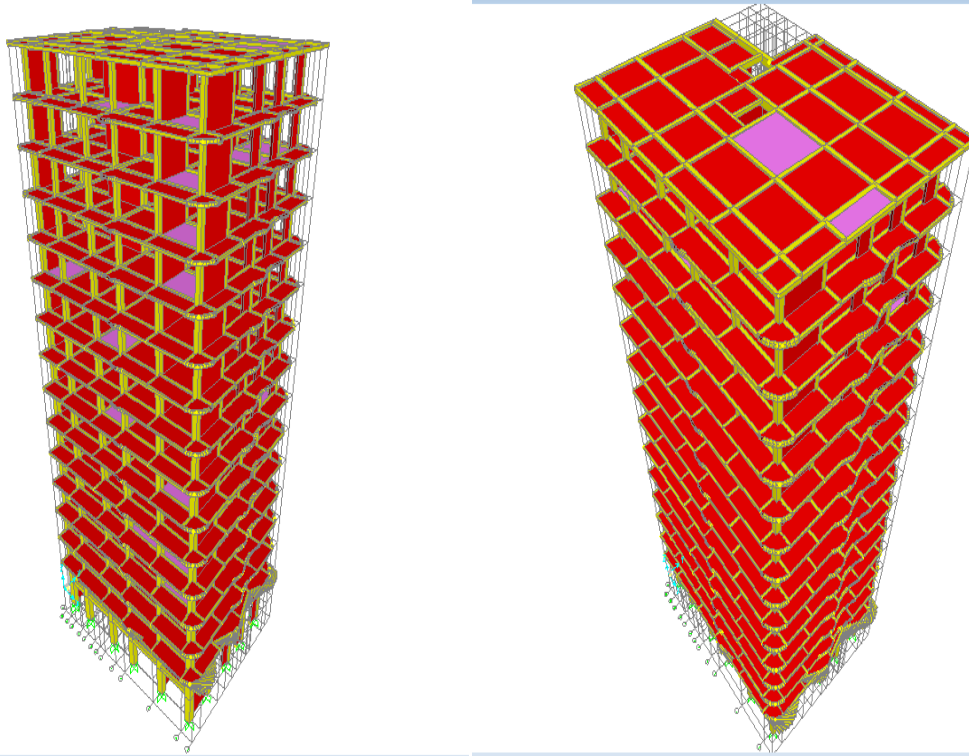


Figure IV.2. Modélisation 3D de la structure sur SAP2000

IV.4. Combinaison d'action :

On utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Etat limite ultime : $1,35 G + 1,5 Q$

Etat limite de service : $G + Q$

Etat limite accidentelle : $G + Q \pm 1,2 E$

$$G + Q \pm E$$

$$0,8 G \pm Q$$

IV.5. Choix de la méthode de calcul :

Selon le **RPA99 V2003**, on peut utiliser trois méthodes pour calculer les forces sismiques :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.5.1.Méthode statique équivalente :

IV.5.1.1.Principe de la méthode :

- La force sismique est modélisée par une force statique appliquée à la base de la structure.
- Des forces latérales équivalentes à l'action du séisme considéré sont appliquées au niveau de chaque plancher.
- Le mode fondamental de vibration est le seul mode important. La réponse de ce mode de vibration représente la réponse totale.

IV.5.1.2.Conditions d'application :

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zone III.

2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées. Les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I :**

Tous groupes.

- **Zone II :**

Groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- **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 08m.

IV.5.1.3. Détermination de la force sismique totale V :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- **Période fondamentale de la structure T :**

D'après **RPA99 V 2003** :

$$T = \min \left(C_T \times h_N^{3/4} ; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

1. La formule empirique : $T = C_T \times h_N^{3/4}$

Avec :

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le **tableau 4.6** du **R.P.A99 V 2003**.

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$C_T = 0,050$ → Portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.

$$h_N = 51,85 \text{ m}$$

$$\rightarrow T = 0,050 \times 51,85^{3/4} = 0,9661 \text{ s}$$

2. La deuxième formule : $T = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$

2.1. Sens X-X : $T_x = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 51,85}{\sqrt{22,64}} = 0,9807 \text{ s}$

2.2. Sens Y-Y : $T_y = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 51,85}{\sqrt{17,78}} = 1,1066 \text{ s}$

$$\rightarrow T = \min (T ; T_x ; T_y) = \min (0,9661 ; 0,9807 ; 1,1066) = 0,9661 \text{ s}$$

3. Majoration du 30% : $T = 0,9661 + 30\% \times 0,9661 = 1,2559 \text{ s}$

- **Dispositions des voiles :**

Le choix de la disposition des voiles doit satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Satisfaire les conditions d'architectures.
- ✓ La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion.
- ✓ assurer une rigidité suffisante de la structure.

Pour un système de contreventement en voiles, les voiles doivent reprendre en plus de la charge sismique horizontale au plus 20% de la charge verticale.

$$\frac{N_u}{N_s} \times 100 \leq 20\%$$

N_u : Effort normal repris par les voiles.

N_s : Effort normal repris par la structure sans voiles.

Nous avons essayé plusieurs dispositions pour trouver la période la plus petite, et on couple les portiques avec les voiles pour une bonne ductilité, c'est-à-dire pour pouvoir subir de grande déplacements sans ou avec peu de perte de capacité.

Voici celles qui sont les plus adéquates à notre structure.

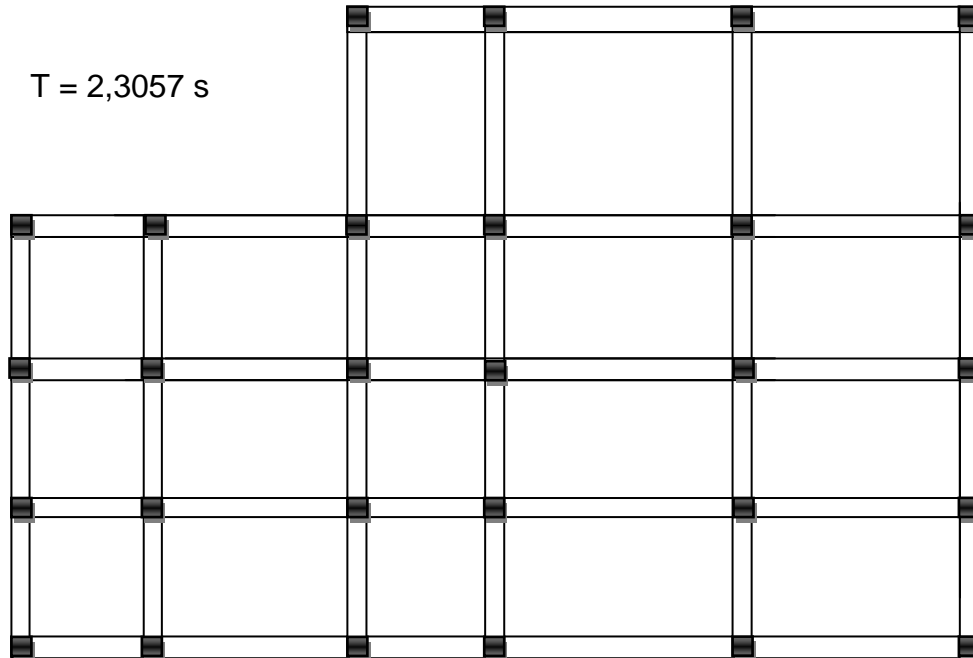


Figure IV.3. Disposition 1 (Sans voiles)

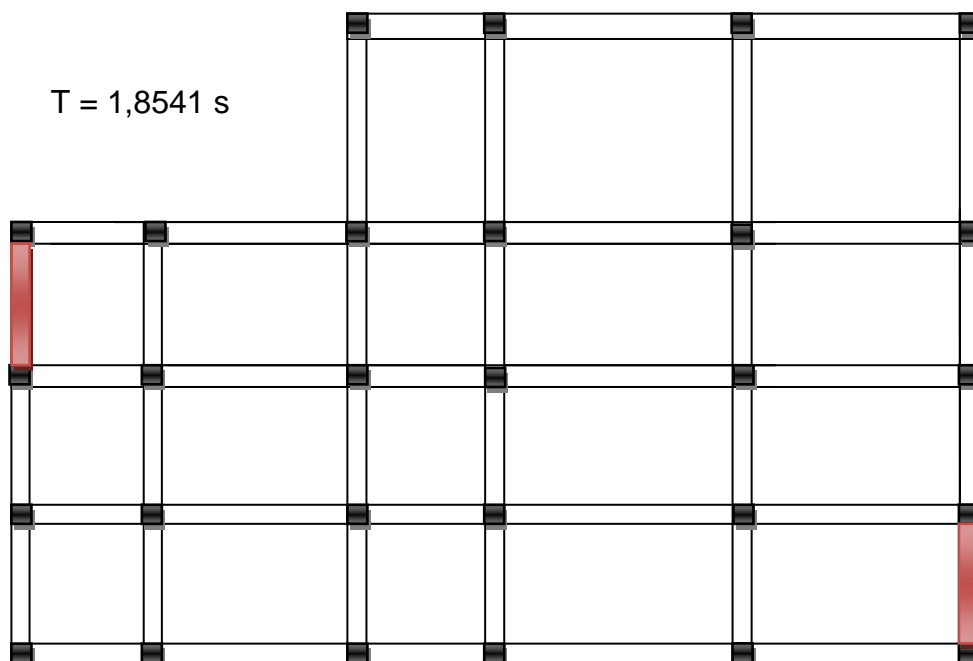


Figure IV.4. Disposition 2

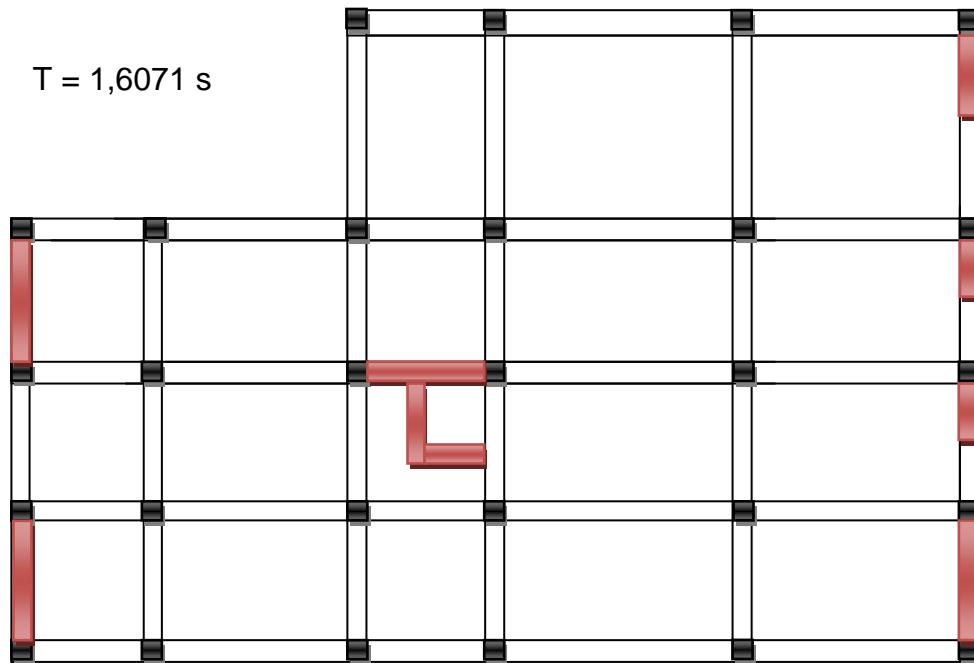


Figure IV.5. Disposition 3

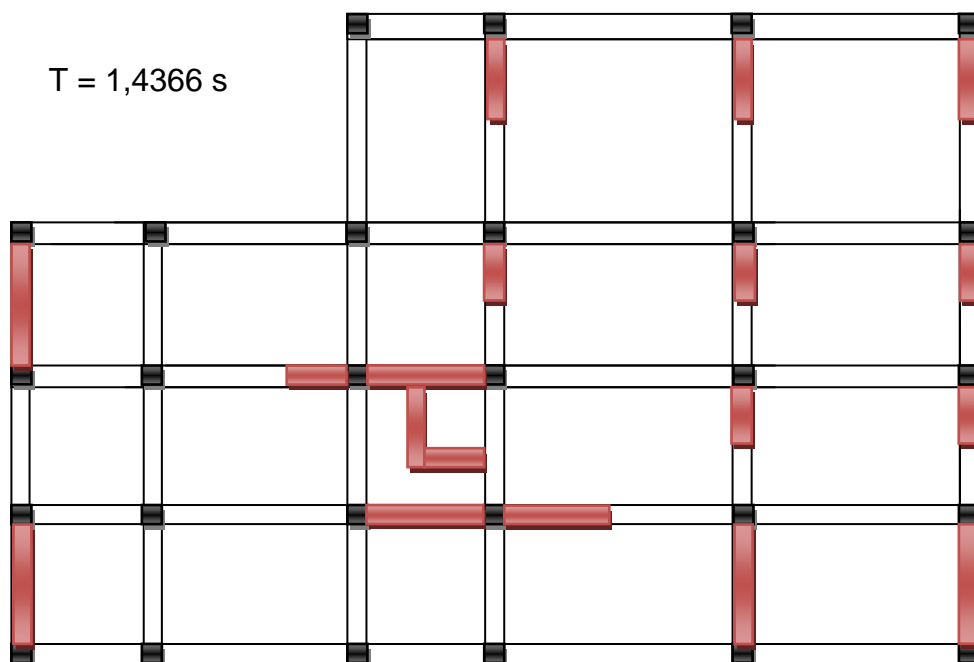


Figure IV.6. Disposition 4

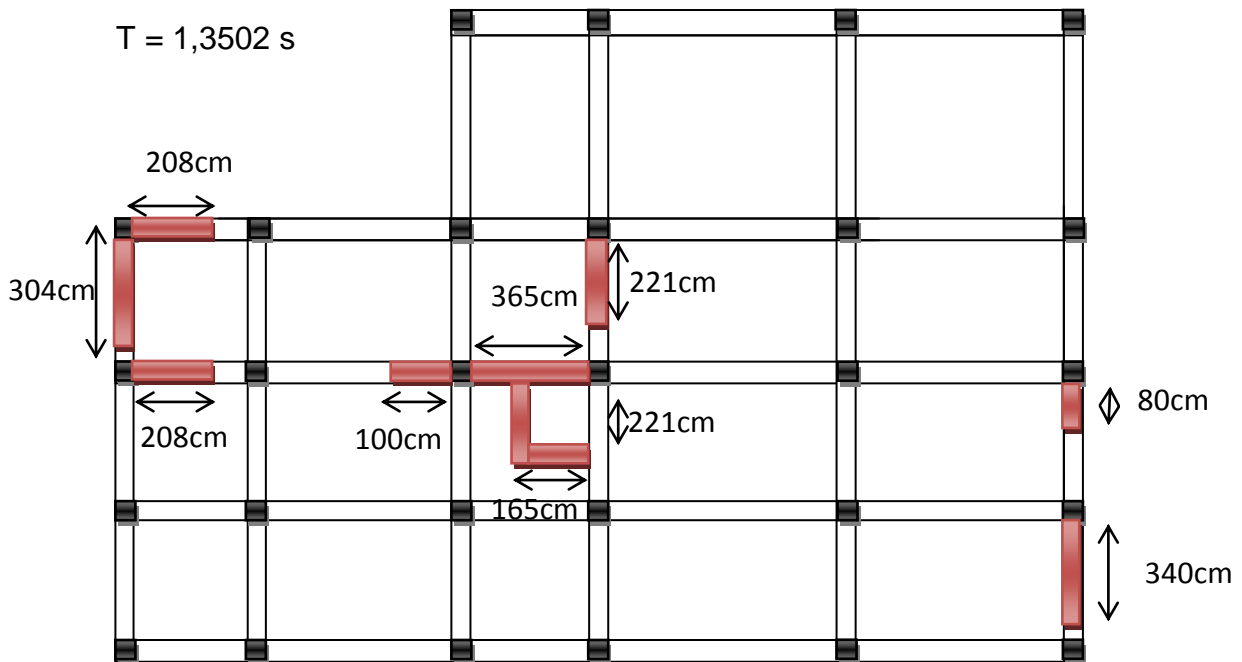


Figure IV.7. Disposition 5

Les périodes calculées à partir des méthodes empiriques majorés de 30% ne doivent pas dépasser celles des formules numériques.

$$T_{\text{num}} = 1,3502 \text{ s} > T_{\text{emp}} + 30\% \times T_{\text{emp}} = 1,2559 \text{ s} \rightarrow \text{CV}$$

- **Coefficient d'accélération A :**

- 1. Classification de la zone sismique :**

La structure est implantée dans la wilaya de TLEMEN → Zone I.

- 2. Classification de groupe :**

Ouvrage de grande importance → Groupe 1B.

D'après le **tableau 4.1** du **RPA99 V 2003** et suivant les critères précédents :

$$\rightarrow A = 0,12$$

- **Facteur d'amplification dynamique D :**

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

Avec :

η : Facteur de correction d'amortissement.

T : Période fondamentale.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

Avec :

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$ → pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense.

$$\rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,8819 > 0,7$$

Site meuble → Site 03 → $T_1 = 0,15$ s et $T_2 = 0,50$ s

1. Sens X-X :

$$\text{On à : } T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s} \rightarrow D_x = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \left(\frac{0,50}{1,2749}\right)^{2/3}$$

$$\rightarrow D_x = 1,1831$$

2. Sens Y-Y :

$$\text{On à : } T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \rightarrow D_x = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \left(\frac{0,50}{1,4385}\right)^{2/3}$$

$$\rightarrow D_y = 1,0899$$

- **Coefficient de comportement global de la structure R :**

Le coefficient de comportement R est donné par le **tableau 4.3** du **R.P.A99 V 2003** en fonction du système de contreventement.

La structure est assurée par un système de contreventement mixte portique / voile avec interaction → $R = 5$

- **Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 Pq_i$$

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité, elle est donnée par le **tableau 4.4 R.P.A99 V 2003**.

Les critères à vérifier sont :

1. Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après **R.P.A99 V 2003**, Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'exécède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

1.1. Sens X-X :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{l_1}{l_2} = \frac{3,13}{4,72} = 0,66 < 1,5 \rightarrow \mathbf{CV} \\ \frac{l_2}{l_3} = \frac{4,72}{3,60} = 1,31 < 1,5 \rightarrow \mathbf{CV} \\ \frac{l_3}{l_4} = \frac{3,60}{4,80} = 0,75 < 1,5 \rightarrow \mathbf{CV} \end{array} \right\} \rightarrow P_{q1x} = 0$$

1.2. Sens Y-Y :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{l_1}{l_2} = \frac{3,52}{4,39} = 0,80 < 1,5 \rightarrow \mathbf{CV} \\ \frac{l_2}{l_3} = \frac{4,39}{3,25} = 1,35 < 1,5 \rightarrow \mathbf{CV} \\ \frac{l_3}{l_4} = \frac{3,25}{3,64} = 0,89 < 1,5 \rightarrow \mathbf{CV} \end{array} \right\} \rightarrow P_{q1y} = 0$$

2. 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.

2.1. Sens X-X :

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{4,80}{3,13} = 1,53 > 1,5 \rightarrow \mathbf{CNV} \rightarrow P_{q2x} = 0,05$$

2.2. Sens Y-Y :

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{4,39}{3,25} = 1,35 < 1,5 \rightarrow \mathbf{CV} \rightarrow P_{q2y} = 0$$

3. Régularité en plan :

3.1. Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales. → **CNV**

3.2. L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

3.3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur / largeur du plancher inférieur ou égal 4.

3.4. La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

3.5. La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Le critère **3.1** n'est pas observé → $P_{q_3x} = P_{q_3y} = 0,05$.

4. Régularité en élévation :

4.1. Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

4.2. La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

4.3. La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.

4.3.1. Sens X-X : $\frac{4,80}{22,64} = 0,2120 > 0,2 \rightarrow \text{CNV}$

4.3.2. Sens Y-Y : $\frac{3,69}{17,78} = 0,2075 > 0,2 \rightarrow \text{CNV}$

4.4. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Le critère **4.3** n'est pas observé → $P_{q_4x} = P_{q_4y} = 0,05$.

5. Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment sont contrôlés. → **CV**

Le critère est observé → $P_{q_5x} = P_{q_5y} = 0$

6. 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 a supposé que la qualité d'exécution n'est pas contrôlée. → **CNV**

Le critère n'est pas observé → $P_{q6x} = P_{q6y} = 0,1$.

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités

Critères q	Sens X-X	Pq
		Sens Y-Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0,05	0
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
$\sum P_{qi}$	0,25	0,20

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1 + 0,25 = 1,25 \\ Q_y = 1 + 0,20 = 1,20 \end{cases}$$

- **Poids total de la structure W :**

$$W = \sum_{i=1}^{16} W_i$$

$$\text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération, d'après le tableau 4.5 du **R.P.A99 V 2003** il est égal à 0,2 → bâtiment d'habitation.

Le poids des différents étages donné par le logiciel **SAP2000** est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Poids des différents étages

Etages	Poids (tonne)	Etages	Poids (tonne)
Sous sol	469,008	7 ^{er} étage	383,329
RDC	444,495	8 ^{er} étage	377,277
1 ^{er} étage	426,520	9 ^{er} étage	371,225
2 ^{er} étage	418,700	10 ^{er} étage	365,710
3 ^{er} étage	410,996	11 ^{er} étage	360,196
4 ^{er} étage	403,752	12 ^{er} étage	355,296
5 ^{er} étage	396,508	13 ^{er} étage	350,436
6 ^{er} étage	389,957	14 ^{er} étage	315,736
$W = \sum_{i=1}^{16} W_i = 6239,2199$			

- **Caractéristique géométrique et massique de la structure :**

1. Centre de torsion :

Les coordonnées de centre de torsion sont déterminées par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum I_{yi} \times x_i}{\sum I_{yi}} \\ Y_t = \frac{\sum I_{xi} \times y_i}{\sum I_{xi}} \end{cases}$$

Avec :

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi} : Moment d'inertie suivant le sens X-X.

I_{yi} : Moment d'inertie suivant le sens Y-Y.

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

1.1. Les poteaux :

On a une forme carrée.

$$I_{xi} = I_{yi} = \frac{a^4}{12}$$

1.2. Les voiles :

$$\begin{cases} I_{xi} = \frac{b \times h^3}{12} \\ I_{yi} = \frac{h \times b^3}{12} \end{cases}$$

Tableau IV.3. Coordonnées de centre de torsion

Etages	Xt (m)	Yt (m)
Sous-sol	11,2346	9,3456
RDC	11,2346	9,3456
1 ^{er} étage	11,2684	9,4610
2 ^{eme} étage	11,2684	9,4610
3 ^{eme} étage	11,3244	9,5123
4 ^{eme} étage	11,3244	9,5123
5 ^{eme} étage	11,3591	9,5863
6 ^{eme} étage	11,3591	9,5863
7 ^{eme} étage	11,4635	9,6140
8 ^{eme} étage	11,4635	9,6140
9 ^{eme} étage	11,5562	9,6587
10 ^{eme} étage	11,5562	9,6587
11 ^{eme} étage	11,7420	9,9650
12 ^{eme} étage	11,7420	9,9650
13 ^{eme} étage	11,9032	10,1002
14 ^{eme} étage	11,9032	10,1002

2. Centre de masse :

Les coordonnées de centre de masse sont déterminées par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_m = \frac{\sum W_i \times x_i}{\sum W_i} \\ Y_m = \frac{\sum W_i \times y_i}{\sum W_i} \end{array} \right.$$

Les résultats de centre de masses données par le logiciel **SAP2000**.

Tableau IV.4. Coordonnées de centre de masse

Etages	Xm (m)	Ym (m)
Sous-sol	10,2195	9,1416
RDC	10,8048	8,4460
1 ^{er} étage	10,8122	8,4459
2 ^{eme} étage	10,8183	8,4441
3 ^{eme} étage	10,8248	8,4399
4 ^{eme} étage	10,8308	8,4381
5 ^{eme} étage	10,8304	8,4362
6 ^{eme} étage	10,8432	8,4320
7 ^{eme} étage	10,8494	8,4294
8 ^{eme} étage	10,8553	8,8269
9 ^{eme} étage	10,8614	8,4243
10 ^{eme} étage	10,8670	8,4228
11 ^{eme} étage	10,8727	8,4212
12 ^{eme} étage	10,8781	8,4190
13 ^{eme} étage	10,8837	8,4157
14 ^{eme} étage	11,7234	8,2707

- **Evaluation des excentricités :**

Selon le **R.P.A99 V 2003** on doit calculer deux types d'excentricités :

- ✓ Excentricité théorique.
- ✓ Excentricité accidentelle.

1. Excentricité théorique :

$$\begin{cases} E_{xt} = |Xm - Xt| \\ E_{yt} = |Ym - Yt| \end{cases}$$

Tableau IV.5. Excentricité théorique

Etages	E_{xt} (m)	E_{yt} (m)
Sous-sol	1,0151	0,2040
RDC	0,4298	0,8996
1 ^{er} étage	0,4562	1,0151
2 ^{eme} étage	0,4501	1,0169
3 ^{eme} étage	0,4996	1,0724
4 ^{eme} étage	0,4936	1,0742
5 ^{eme} étage	0,5287	1,1501
6 ^{eme} étage	0,5159	1,1543
7 ^{eme} étage	0,6141	1,1846
8 ^{eme} étage	0,6082	0,7871
9 ^{eme} étage	0,6948	1,2344
10 ^{eme} étage	0,6892	1,2359
11 ^{eme} étage	0,8693	1,5438
12 ^{eme} étage	0,8639	1,5460
13 ^{eme} étage	1,0195	1,6845
14 ^{eme} étage	0,1798	1,8295

2. Excentricité accidentelle :

$$\begin{cases} E_{xa} = 5 \% L_{\max} \\ E_{ya} = 5 \% L_{\max} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} L_{\max} (\text{Sous-sol ; RDC}) = 21,39 \text{ m} \\ L_{\max} (\text{Etage}) = 22,64 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau IV.6. Excentricité accidentelle

Etages	E_{xa} (m)	E_{ya} (m)
Sous-sol	1,0694	1,0694
RDC	1,0694	1,0694
1 ^{er} étage	1,1320	1,1320
2 ^{eme} étage	1,1320	1,1320
3 ^{eme} étage	1,1320	1,1320
4 ^{eme} étage	1,1320	1,1320
5 ^{eme} étage	1,1320	1,1320
6 ^{eme} étage	1,1320	1,1320
7 ^{eme} étage	1,1320	1,1320
8 ^{eme} étage	1,1320	1,1320
9 ^{eme} étage	1,1320	1,1320
10 ^{eme} étage	1,1320	1,1320
11 ^{eme} étage	1,1320	1,1320
12 ^{eme} étage	1,1320	1,1320
13 ^{eme} étage	1,1320	1,1320
14 ^{eme} étage	1,1320	1,1320

On prend le maximum entre les excentricités théorique et accidentelle.

$$\left\{ \begin{array}{l} E_x = \max (E_{tx} ; E_{ax}) \\ E_x = \max (E_{tx} ; E_{ax}) \end{array} \right.$$

Tableau IV.7. Excentricité finale

Etages	E_x (m)	E_y (m)
Sous-sol	1,0694	1,0694
RDC	1,0694	1,0694
1 ^{er} étage	1,1320	1,1320
2 ^{eme} étage	1,1320	1,1320
3 ^{eme} étage	1,1320	1,1320
4 ^{eme} étage	1,1320	1,1320
5 ^{eme} étage	1,1320	1,1501
6 ^{eme} étage	1,1320	1,1543
7 ^{eme} étage	1,1320	1,1846
8 ^{eme} étage	1,1320	1,1320
9 ^{eme} étage	1,1320	1,2344
10 ^{eme} étage	1,1320	1,2359
11 ^{eme} étage	1,1320	1,5438
12 ^{eme} étage	1,1320	1,5460
13 ^{eme} étage	1,1320	1,6845
14 ^{eme} étage	1,1320	1,8295

- Force sismique a la base V :

1. Sens X-X :

$$V_{X\text{STATIQUE}} = \frac{A \times Dx \times Qx}{R} \times W = \frac{0,12 \times 1,1831 \times 1,25}{5} \times 62392,199 = 2214,4863 \text{ KN}$$

2. Sens Y-Y :

$$V_{Y\text{STATIQUE}} = \frac{A \times Dy \times Qy}{R} \times W = \frac{0,12 \times 1,0899 \times 1,20}{5} \times 62392,199 = 1958,4362 \text{ KN}$$

IV.5.1.4.Participation massique :

En utilise le **SAP 2000** pour déterminer la participation massique pour chaque mode.

Tableau IV.8. Participation massique

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,350269	0,00294	0,62579	0,00001154	0,00294	0,62579
MODAL	Mode	2	1,241984	0,56245	0,02485	0,0000335	0,56539	0,65064
MODAL	Mode	3	1,176728	0,13295	0,04096	0,000001227	0,69835	0,6916
MODAL	Mode	4	0,403445	0,02894	0,08422	0,00008646	0,72729	0,77583
MODAL	Mode	5	0,380769	0,10491	0,0491	0,00001412	0,8322	0,82492
MODAL	Mode	6	0,341715	0,018	0,02966	0,000001659	0,85019	0,85458
MODAL	Mode	7	0,20041	0,0252	0,0176	0,00001366	0,8754	0,87217
MODAL	Mode	8	0,186221	0,02981	0,02994	0,00042	0,90521	0,90211
MODAL	Mode	9	0,163113	0,00538	0,01374	0,00008465	0,91059	0,91585
MODAL	Mode	10	0,124657	0,0135	0,0058	0,03681	0,92409	0,92166
MODAL	Mode	11	0,122357	0,00022	0,00067	0,42359	0,92431	0,92233
MODAL	Mode	12	0,119203	0,00578	0,00073	0,02734	0,93009	0,92306

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8ème mode.

$$\text{Mode 8} \rightarrow \begin{cases} \text{Sun UX} = 0,90521 > 90 \% \rightarrow \mathbf{CV} \\ \text{Sun UY} = 0,90211 > 90 \% \rightarrow \mathbf{CV} \end{cases}$$

IV.5.1.5.La force sismique de chaque niveau Fi :

Selon le **R.P.A99 V 2003** →
$$F_i = \frac{(V-F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_t : La force concentrée au sommet de la structure.

V : L'effort tranchant à la base.

W_i : Le poids de chaque étage.

h_i : La hauteur de chaque étage.

On a : $F_t = 0,07 \times T \times V$

1. Sens X-X :

$$F_{tx} = 0,07 \times T \times V_x \rightarrow T = 1,2559 \text{ s} > 0,7 \text{ s}$$

$$\rightarrow F_{tx} = 0,07 \times 1,2559 \times 2214,4863 = 194,6821 \text{ KN}$$

2. Sens Y-Y :

$$F_{ty} = 0,07 \times T \times V_y \rightarrow T = 1,2559 \text{ s} > 0,7 \text{ s}$$

$$\rightarrow F_{ty} = 0,07 \times 1,2559 \times 1958,4326 = 172,1720 \text{ KN}$$

Tableau IV.9. Les forces sismiques de chaque niveau (R = 5)

Etages	W_i (KN)	H_i (m)	$W_i \times H_i$	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)
Sous-sol	4690,08	3,06	14353,9	17,7315	15,6813
RDC	4444,95	6,63	29470,03	36,4047	32,1954
1 ^{er} étage	4265,20	9,86	42054,88	51,95	45,9441
2 ^{eme} étage	4187,00	13,09	54807,8	67,70	58,8764
3 ^{eme} étage	4109,96	16,32	67074,5	82,8581	73,2776
4 ^{eme} étage	4037,52	19,55	78933,6	97,5077	86,2334
5 ^{eme} étage	3965,08	22,78	90324,7	111,579	98,6779
6 ^{eme} étage	3899,57	26,01	101428,00	125,295	110,808
7 ^{eme} étage	3833,29	29,24	112085,5	138,4607	122,4512
8 ^{eme} étage	3772,77	32,47	122501,9	151,3282	133,8309
9 ^{eme} étage	3712,25	35,7	132527,3	163,7128	144,7835
10 ^{eme} étage	3657,10	38,93	142371,1	175,8729	155,5376
11 ^{eme} étage	3601,96	42,16	151858,	187,593	165,902
12 ^{eme} étage	3552,96	45,39	161269,	199,217	176,183
13 ^{eme} étage	3504,36	48,62	170382	210,475	186,131
14 ^{eme} étage	3157,36	51,85	163710	202,23	178,850

IV.5.1.6. Vérification du coefficient de comportement R :

Selon le **R.P.A99 V 2003** (l'article 4.a) → pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile R=5, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

On a : $V = F_t + \sum F_i$

$$\rightarrow \sum F_i = V - F_t$$

1. sens X-X :

$$2214,4863 - 194,6821 = 2019,8042 \text{ KN}$$

$$\text{SAP2000} \rightarrow -2019,925 \text{ KN}$$

2. Sens Y-Y :

$$1958,4362 - 172,1720 = 1786,2642 \text{ KN}$$

$$\text{SAP2000} \rightarrow -1785,365 \text{ KN}$$

Tableau IV.10.Les forces sismiques par **SAP2000**

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
ex	LinStatic	-2019,925	-2,459E-08	-2,502E-09
ey	LinStatic	-2,669E-09	-1785,365	2,502E-09

- Effort tranchant :

Tableau IV.11.Les efforts tranchants des voiles par **SAP2000**

TABLE: Section Cut Forces - Design						
SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m
vx	ex	LinStatic	3898,083	885,796	12,334	-130,9795
vx	ey	LinStatic	902,88	-6,465	147,001	462,8939
vy	ex	LinStatic	-593,669	135,44	104,299	1655,7779
vy	ey	LinStatic	-4972,118	-18,756	600,948	1301,8074

1. Sens X-X :

$$\frac{V_{xvoile}}{V_{xtotal}} = \frac{885,796}{2019,8042} = 0,4385 = 44\% < 75\% \rightarrow \text{CV}$$

2. Sens Y-Y :

$$\frac{V_{yvoile}}{V_{ytotal}} = \frac{600,948}{1786,2642} = 0,3364 = 34\% < 75\% \rightarrow \text{CV}$$

Tableau IV.12. Les efforts normaux des voiles par **SAP2000**

TABLE: Section Cut Forces - Design					
SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	V3
Text	Text	Text	KN	KN	KN
vx	els	Combination	-12675,092	-283,28	-132,129
vy	els	Combination	-12952,158	58,348	1261,709

Tableau IV.13. L'effort normal global des voiles par **SAP2000**

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m
els	Combination	9,321E-08	-7,339E-09	75139,808	634944,9356

1. Sens X-X :

$$\frac{N_{xvoile}}{N_{xtotal}} = \frac{12675,092}{75139,808} = 0,1686 = 17\% < 20\% \rightarrow \mathbf{CV}$$

2. Sens Y-Y :

$$\frac{N_{yvoile}}{N_{ytotal}} = \frac{12952,158}{75139,808} = 0,1723 = 17\% < 20\% \rightarrow \mathbf{CV}$$

IV.5.1.7. Vérification des déplacements :

Selon le **R.P.A99 V 2003**, 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.

Selon l'article **R.P.A99 V 2003, 5.10**, il faut vérifier la condition suivante :

$$\Delta K_x < \Delta k; \text{ et } \Delta K_y < \Delta k$$

Avec :

$$\Delta K = 0,01 \times h$$

$$\Delta K_x = U_1 \times R - (U_1 \times R)_{K-1}$$

$$\Delta K_y = U_2 \times R - (U_2 \times R)_{K-1}$$

ΔK : Déplacement relatif admissible.

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.

U_1 : Déplacement absolu selon x (SAP 2000).

U_2 : Déplacement absolu selon y (SAP 2000).

Tableau IV.14. Vérification des déplacements (R = 5)

Etages	U_1 (cm)	U_2 (cm)	$U_1 \times R$ (cm)	$U_2 \times R$ (cm)	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	Δk (cm)	Observation
Sous-sol	0,0553	0,0742	0,2765	0,371	0,2765	0,371	3,06	CV
RDC	0,1706	0,2289	0,853	1,1445	0,5765	0,7735	3,57	CV
1 ^{er} étage	0,3057	0,4044	1,5285	2,022	0,6755	0,8775	3,23	CV
2 ^{eme} étage	0,462	0,6091	2,31	3,0455	0,7815	1,0235	3,23	CV
3 ^{eme} étage	0,6357	0,8362	3,2178	4,181	0,9078	1,1355	3,23	CV
4 ^{eme} étage	0,82	1,0771	4,1	5,3855	0,8822	1,2045	3,23	CV
5 ^{eme} étage	1,0127	1,1327	5,0635	6,635	0,9635	1,2495	3,23	CV
6 ^{eme} étage	1,208	1,5787	6,04	7,8935	0,9765	1,2585	3,23	CV
7 ^{eme} étage	1,4047	1,8293	7,0235	9,1465	0,9835	1,253	3,23	CV
8 ^{eme} étage	1,5976	2,0724	7,998	10,362	0,9645	1,2155	3,23	CV
9 ^{eme} étage	1,7862	2,3065	8,931	11,5325	0,943	1,1705	3,23	CV
10 ^{eme} étage	1,9664	2,5266	9,832	12,633	0,901	1,1100	3,23	CV
11 ^{eme} étage	2,1384	2,7322	10,692	13,666	0,86	1,033	3,23	CV
12 ^{eme} étage	2,2992	2,9207	11,496	14,6035	0,804	0,9375	3,23	CV
13 ^{eme} étage	2,451	3,0946	12,255	15,473	0,759	0,8695	3,23	CV
14 ^{eme} étage	2,5933	3,2397	12,9665	16,1985	0,7115	0,7255	3,23	CV

IV.5.1.8. Vérification au renversement :

Selon le **R.P.A99 V 2003**, la vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Selon le **R.P.A99 V 2003** il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

M_s : Moment stabilisant ($M_s = \sum W_i \times X_i$)

M_r : Moment renversant ($M_r = \sum F_i \times H_i$)

W_i : Poids de chaque étage ($W_i = w_{ig} + 0.2 \times w_{iq}$)

W_{ig} : Poids du aux charges permanentes.

W_{iq} : Poids du aux charges d'exploitation.

X_i : coordonne de centre de masse de chaque étage.

F_i : Force sismique de chaque niveau.

H_i : Hauteur d'étage.

1. Sens X-X :

Tableau IV.15.Vérification au renversement (Sens X-X)

Etages	Fix (KN)	H _i (m)	Mr(KN.m)	W _i (KN)	X _i (m)	Ms(KN.m)	Observation
Sous-sol	17,7315	3,06	54,2583	4690,08	10,21	47930,272	CV
RDC	36,4047	6,63	241,3631	4444,95	10,80	48026,795	CV
1 ^{er} étage	51,95	9,86	512,227	4265,20	10,81	46116,195	CV
2 ^{eme} étage	67,70	13,09	886,193	4187,00	10,81	45296,222	CV
3 ^{eme} étage	82,8581	16,32	1352,2441	4109,96	10,82	44489,495	CV
4 ^{eme} étage	97,5077	19,55	1906,2755	4037,52	10,83	43729,571	CV
5 ^{eme} étage	111,579	22,78	2541,7696	3965,08	10,83	42943,402	CV
6 ^{eme} étage	125,295	26,01	3258,9229	3899,57	10,84	40879,972	CV
7 ^{eme} étage	138,4607	29,24	4048,5908	3833,29	10,84	41565,130	CV
8 ^{eme} étage	151,3282	32,47	4913,6266	3772,77	10,85	40954,550	CV
9 ^{eme} étage	163,7128	35,7	5844,5469	3712,25	10,86	40320,232	CV
10 ^{eme} étage	175,8729	38,93	7022,6048	3657,10	10,86	39741,705	CV
11 ^{eme} étage	187,593	42,16	7908,9208	3601,96	10,87	39163,030	CV
12 ^{eme} étage	199,217	45,39	9042,4596	3552,96	10,87	38649,454	CV
13 ^{eme} étage	210,475	48,62	10233,294	3504,36	10,88	38140,402	CV
14 ^{eme} étage	202,23	51,85	10485,625	3157,36	11,72	37014,994	CV
Σ			70252,923			674961,426	CV

2. Sens Y-Y :

Tableau IV.16.Vérification au renversement (Sens Y-Y)

Etages	Fiy (KN)	H _i (m)	Mr(KN.m)	W _i (KN)	Y _i (m)	Ms(KN.m)	Observation
Sous-sol	15,6813	3,06	47,9847	4690,08	9,14	42874,835	CV
RDC	32,1954	6,63	213,4555	4444,95	8,44	37542,047	CV
1 ^{er} étage	45,9441	9,86	453,0088	4265,20	8,44	36023,452	CV
2 ^{eme} étage	58,8764	13,09	770,6920	4187,00	8,44	35355,446	CV
3 ^{eme} étage	73,2776	16,32	1195,8904	4109,96	8,43	34687,651	CV
4 ^{eme} étage	86,2334	19,55	1685,8629	4037,52	8,43	34068,997	CV
5 ^{eme} étage	98,6779	22,78	2247,8825	3965,08	8,43	33435,933	CV
6 ^{eme} étage	110,808	26,01	2882,116	3899,57	8,43	32881,174	CV
7 ^{eme} étage	122,4512	29,24	3580,4730	3833,29	8,42	32312,334	CV
8 ^{eme} étage	133,8309	32,47	4345,4893	3772,77	8,82	31792,755	CV
9 ^{eme} étage	144,7835	35,7	5168,7709	3712,25	8,42	31273,107	CV
10 ^{eme} étage	155,5376	38,93	6210,6163	3657,10	8,42	30803,021	CV
11 ^{eme} étage	165,902	42,16	6994,4283	3601,96	8,42	30332,825	CV
12 ^{eme} étage	176,183	45,39	7996,9463	3552,96	8,41	29912,370	CV
13 ^{eme} étage	186,131	48,62	9049,6892	3504,36	8,41	29491,642	CV
14 ^{eme} étage	178,850	51,85	9273,3725	3157,36	8,27	26113,577	CV
Σ			62116,678			528901,174	CV

IV.5.1.9. 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.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0.10 \rightarrow \text{Selon l'article R.P.A99 V 2003, 5.9}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation au-dessus du niveau (k)

$$P_k = \sum w_{ig} + 0.2 \times w_{iq}$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k) ($V_k = \sum F_i$)

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (k-1)

H_k : Hauteur de l'étage (k)

Si : $0,10 < \Theta_k < 0,20$, l'effet P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les efforts de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\Theta_k}$

Si : $\Theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

1. Sens X-X :

Tableau IV.17. Vérification de l'effet P- Δ (Sens X-X)

Etages	p_k (KN)	Δ_{kx} (cm)	V_{Xk} (KN)	H_k (m)	Θ_{kx} (m)	$\Theta_{kx} \leq 0.1$
Sous-sol	62661,19	0,2765	2019,91	3,06	0,028	CV
RDC	57701,33	0,5765	2002,18	6,63	0,025	CV
1 ^{er} étage	53256,38	0,6755	1965,77	9,86	0,0185	CV
2 ^{ème} étage	48991,18	0,7815	1913,82	13,09	0,01528	CV
3 ^{ème} étage	44804,18	0,9078	1846,12	16,32	0,0134	CV
4 ^{ème} étage	40694,22	0,8822	1763,27	19,55	0,0104	CV
5 ^{ème} étage	36656,7	0,9635	1665,76	22,78	0,0093	CV
6 ^{ème} étage	32691,62	0,9765	1554,18	26,01	0,0078	CV
7 ^{ème} étage	28792,05	0,9835	1428,88	29,24	0,0067	CV
8 ^{ème} étage	24958,76	0,9645	1290,42	32,47	0,0056	CV
9 ^{ème} étage	211585,9	0,943	1139,10	35,7	0,005	CV
10 ^{ème} étage	17473,74	0,901	975,387	38,93	0,0041	CV
11 ^{ème} étage	13816,64	0,86	799,515	42,16	0,0035	CV
12 ^{ème} étage	10214,68	0,804	611,922	45,39	0,0029	CV
13 ^{ème} étage	6661,72	0,759	412,705	48,62	0,0025	CV
14 ^{ème} étage	3157,36	0,7115	202,23	51,85	0,021	CV

2. Sens Y-Y :

Tableau IV.18. Vérification de l'effet P- Δ (Sens Y-Y)

Etages	p_k (KN)	Δk_x (cm)	V_{XK} (KN)	H_K (m)	Θ_{kx} (m)	$\Theta_{kx} \leq 0.1$
Sous-sol	62392,41	0,371	1785,36	3,06	0,0425	CV
RDC	57701,33	0,7735	1769,68	6,63	0,038	CV
1 ^{er} étage	53256,38	0,8775	1737,48	9,86	0,0272	CV
2 ^{eme} étage	48991,18	1,0235	1691,54	13,09	0,0226	CV
3 ^{eme} étage	44804,18	1,1355	1632,66	16,32	0,019	CV
4 ^{eme} étage	40694,22	1,2045	1559,38	19,55	0,016	CV
5 ^{eme} étage	36656,7	1,2495	1473,15	22,78	0,0136	CV
6 ^{eme} étage	32691,62	1,2585	1374,47	26,01	0,0115	CV
7 ^{eme} étage	28792,05	1,253	1263,66	29,24	0,0097	CV
8 ^{eme} étage	24958,76	1,2155	1141,21	32,47	0,0081	CV
9 ^{eme} étage	211585,9	1,1705	1007,38	35,7	0,0068	CV
10 ^{eme} étage	17473,74	1,1100	862,603	38,93	0,0057	CV
11 ^{eme} étage	13816,64	1,033	707,066	42,16	0,0047	CV
12 ^{eme} étage	10214,68	0,9375	541,164	45,39	0,0038	CV
13 ^{eme} étage	6661,72	0,8695	364,981	48,62	0,0032	CV
14 ^{eme} étage	3157,36	0,7255	178,850	51,85	0,0024	CV

IV.5.2.Méthode dynamique modal spectrale :

La résultante des force sismique à la base V_{DYN} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des force sismique déterminée par la méthode sismique statique équivalente V_{STA} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

→ Selon l'article **R.P.A99 V 2003 ,4.3.6**

Si : $V_{DYN} < 80\% V_{STA}$ → il faudra d'augmenter les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments....) dans le rapport $0.8 \times \frac{V_s}{V_t}$

D'après le fichier des résultats de **SAP2000** on a le graphe obtenu suivant :

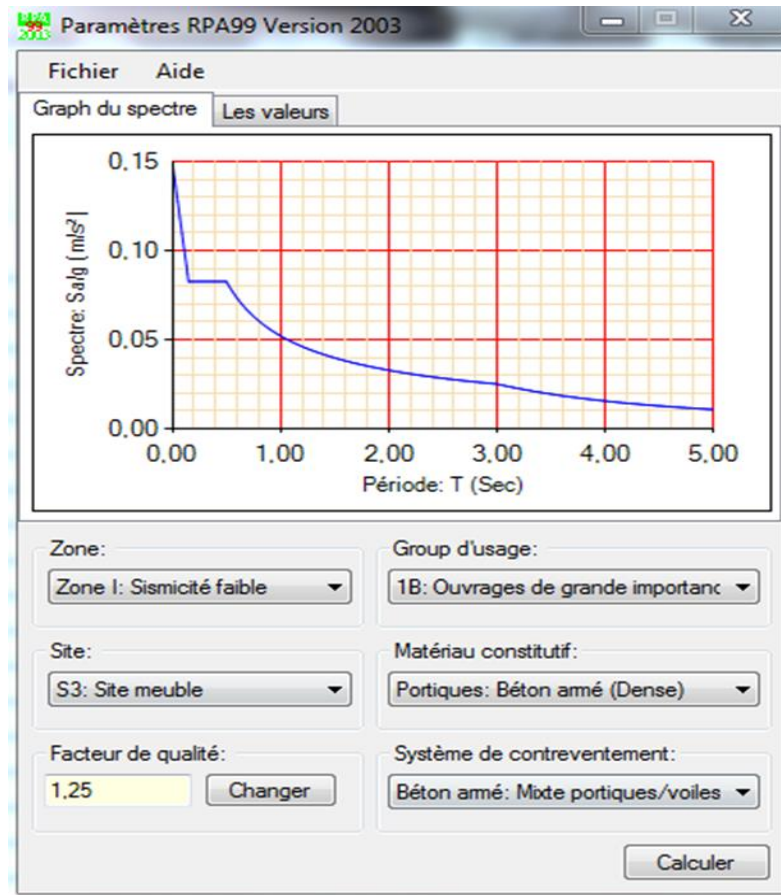


Figure IV.8. Courbe de spectre de réponse de RPA

Tableau IV.19. Les réactions à la base obtenue par **SAP2000** (R = 5)

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
exx	LinRespSpec	Max	2182,786	330,191	65,236
eyy	LinRespSpec	Max	330,191	2049,853	35,202

1. Sens X-X :

$$\frac{2019,8042}{2182,786} = 0,9253 > 0,80 \rightarrow \mathbf{CV}$$

2. Sens Y-Y :

$$\frac{1786,2642}{2049,853} = 0,8714 > 0,80 \rightarrow \mathbf{CV}$$

IV.6.Conclusion :

D'après les résultats obtenus dans ce chapitre, On va prendre ce modèle final pour étudier les éléments structuraux, car il vérifie pratiquement tous les conditions qui ont été exigé par le **R.P.A99 V 2003**.

V.1.Introduction :

Une structure résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux (poteaux, poutres, et voiles). Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrillés et bien disposés.

Pour le ferrillage de ces éléments de la structure, on a utilisé logiciel d'analyse les structures **SAP2000**, qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque élément pour les différents combinaisons de calcul.

Le calcul de ferrillage de ces éléments doit satisfaire les conditions de **R.P.A99 V 2003**, **B.A.E.L91**, et **C.B.A93**.

V.2.Les poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires horizontaux, elles sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

On distingue deux types de poutres :

- Poutre principale : (30 × 45)
- Poutre secondaire : (30 × 35)

V.2.1.Combinaisons des charges :

- **Combinaison fondamentale :**

$$\text{Selon B.A.E.L91} \rightarrow \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \text{ (ELU)} \\ G + Q \text{ (ELS)} \end{cases}$$

- **Combinaison accidentelle :**

$$\text{Selon R.P.A99 V 2003} \rightarrow \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

V.2.2.Recommandation de R.P.A99 V 2003 :

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux est de **0.5%** dans la section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - ✓ **4 %** en zone courante.
 - ✓ **6 %** en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures

symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : **40 ϕ** en zone I.

V.2.3. Les poutres principales :

V.2.3.1. Les sollicitations des poutres principales :

Les résultats des sollicitations sont donnés par logiciel **SAP2000**, sont représenté sur le tableau suivant :

Tableau V.1. Sollicitations des poutres principales

Niveaux	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	V (KN)
Sous-sol	78,8214	38,4071	107,894
RDC	79,7608	38,5272	112,014
Etage courant	128,8842	79,2005	121,534
Terrasse	117,3089	68,1879	109,409

Pour calculer le ferrailage en prend l'exemple de l'étage courant.

Tableau V.2. Sollicitations des poutres principales (Etage courant)

Section (cm ²)	ELU		ELS	
	Ma	Mt	Ma	Mt
30 x 45	128,8842	79,2005	93,2215	57,3001
V (KN)	121,534		87,993	

V.2.3.2. Ferrailage longitudinale des poutres principales :

- **ELU :**
- **En travée :**

On à : $M_u = 79,2005 \text{ KN.m}$; $b = 0,3 \text{ m}$; $h = 0,45 \text{ m}$; $d = 0,405 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- ✓ **Le moment réduit μ_u :**

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

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

$$\mu_u = \frac{79,2005 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405^2 \times 14,17} = 0,1136 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → $A_{sc} = 0$

- ✓ **Calcul de Ast :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \delta_{st}}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1136}) = 0,1511$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,405 (1 - 0,4 \times 0,1511) = 0,3805 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{79,2005 \times 10^{-3}}{0,3805 \times 347,83} = 5,98 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,405 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

➤ **En appui :**

$$\text{On à : } M_u = 128,8842 \text{ KN.m ; } b = 0,3 \text{ m ; } h = 0,45 \text{ m ; } d = 0,405 \text{ m ; } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

✓ **Le moment réduit μ_u :**

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

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

$$\mu_u = \frac{128,8842 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405^2 \times 14,17} = 0,1848 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → Asc = 0

✓ **Calcul de Asa :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \delta_{st}}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1848}) = 0,2575$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,405 (1 - 0,4 \times 0,2575) = 0,3632 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{128,8842 \times 10^{-3}}{0,3632 \times 347,83} = 10,20 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,405 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

• **Vérification à l'ELS :**

➤ **En travée :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{79,2005}{57,3001} = 1,3822$$

$$\rightarrow \alpha \leq \frac{1,3822 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\rightarrow 0,1511 < 0,4411 \rightarrow \text{CV}$$

Donc : il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

Les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS.

➤ **En appui :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{128,8842}{93,2215} = 1,3826$$

$$\rightarrow \alpha \leq \frac{1,3826 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\rightarrow 0,2575 < 0,4413 \rightarrow \text{CV}$$

Donc : il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

Les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS.

• **Armatures minimales :**

Selon **R.P.A99 V 2003** :

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,005 \times 0,3 \times 0,45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

On vérifie que : $A_{st} + A_{sa} \geq A_{\min}$

$$\rightarrow 5,98 + 10,20 = 16,18 \text{ cm}^2 > 6,75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

- **Armatures maximales :**

Selon R.P.A99 V 2003 :

- **Zone courante :**

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) = 4\% \times 0,3 \times 0,45 = 54 \text{ cm}^2$$

- **Zone de recouvrement :**

$$A_{\max} = 6\% (b \times h) = 4\% \times 0,3 \times 0,45 = 81 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

- **En travée :**

$$A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T12$$

- **En appui :**

$$A_{sa} = 12,06 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T16$$

- **Vérification de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{121,534 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405} = 1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

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

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,45}{4,80} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,0937 > 0,0625 \rightarrow \text{CV}$$

- **En travée :**

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \rightarrow \frac{6,79 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,405} \leq \frac{4,20}{400} \rightarrow 0,0058 < 0,0105 \rightarrow \text{CV}$$

- **En appui :**

$$\frac{A_{sa}}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \rightarrow \frac{12,06 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,405} \leq \frac{4,20}{400} \rightarrow 0,0099 < 0,0105 \rightarrow \text{CV}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.3.3. Les armatures transversales des poutres principales :

- **Diamètre des armatures :**

$$\varnothing t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_{\min} \right) \rightarrow \varnothing t \leq \min \left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right) \rightarrow \varnothing t \leq \min (1,28; 3; 1,2)$$

$$\rightarrow \varnothing t \leq 1,2 \text{ cm}$$

On prend : $\varnothing t = 8 \text{ mm}$

- **Espacement :**

Selon **R.P.A99 V 2003** :

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 1,2 \varnothing_{\min} \right) \rightarrow St \leq \min (11,25; 30; 14,4) \rightarrow St \leq 11,25 \text{ cm}$$

On prend : **St = 10 cm**

- **Zone courante :**

$$St' \leq \frac{h}{2} \rightarrow St' \leq \frac{45}{2} \rightarrow St' \leq 22,5 \text{ cm}$$

On prend : **St' = 20 cm**

- **La longueur minimale de recouvrement :**

Selon **R.P.A99 V 2003** la longueur minimale est : $40\varnothing$ en zone I.

$$\varnothing = 1,2 \text{ cm} \rightarrow Lr = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } Lr = 50 \text{ cm.}$$

$$\varnothing = 1,4 \text{ cm} \rightarrow Lr = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } Lr = 60 \text{ cm.}$$

$$\varnothing = 1,6 \text{ cm} \rightarrow Lr = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } Lr = 65 \text{ cm.}$$

V.2.3.4.Récapitulation du ferrailage des poutres principales :

Tableau V.3.Récapitulatif du ferrailage des poutres principales

Niveaux	A_{min} (cm ²)	Ferrailage longitudinale				Ferrailage transversale		
		Travée		Appui		St (cm)	St' (cm)	ϕ_t (mm)
		Ast (cm ²)	Choix	Asa (cm ²)	Choix			
Sous-sol	6,75	2,81	3T12 3,39	5,95	6T12 6,79	10	20	ϕ_8
RDC	6,75	2,82	3T12 3,39	6,03	6T12 6,79	10	20	ϕ_8
Etage courant	6,75	5,98	6T12 6,79	10,20	6T16 12,06	10	20	ϕ_8
Terrasse	6,75	5,10	5T12 5,65	9,18	6T16 12,06	10	20	ϕ_8

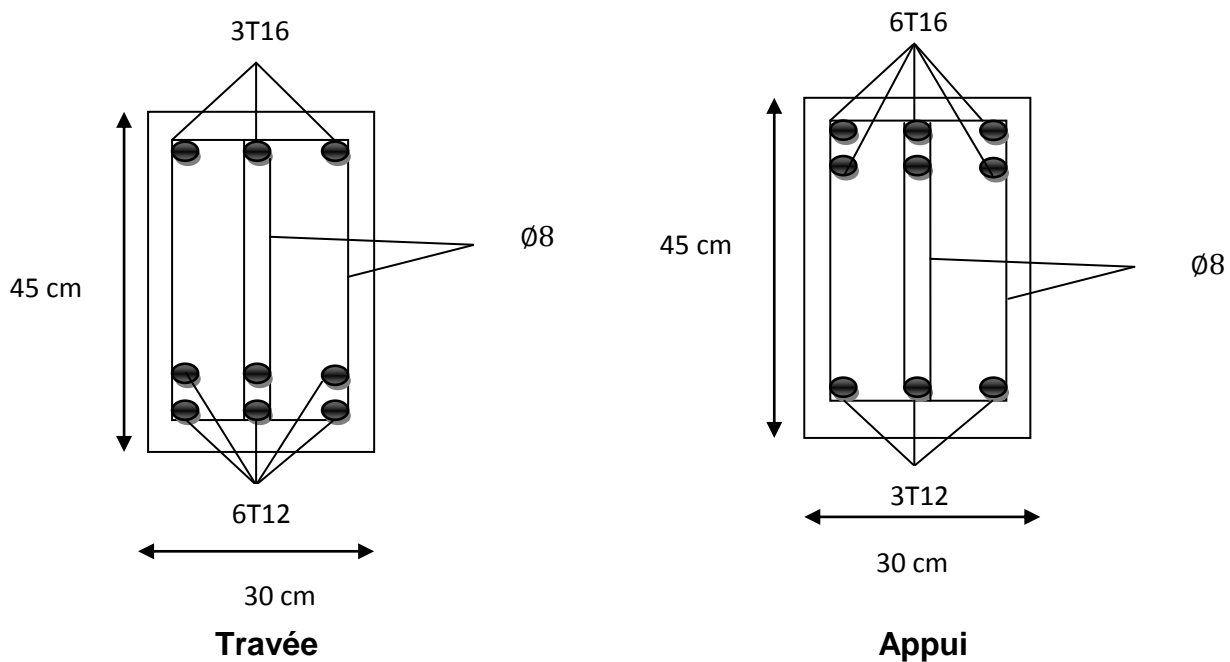


Figure V.1.Ferrailage de la poutre principale (Etage courant)

V.2.4.Les poutres secondaire :

V.2.4.1.Les sollicitations des poutres secondaires :

Les résultats des sollicitations sont donnés par logiciel **SAP2000**, sont représenté sur le tableau suivant :

Tableau V.4. Sollicitations des poutres secondaires

Niveaux	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	V (KN)
Sous-sol	27,6754	12,2193	30,986
RDC	47,5432	25,9079	59,346
Etage courant	85,1861	43,6755	85,616
Terrasse	77,5736	36,9021	93,754

Pour calculer le ferrailage en prend l'exemple de l'étage courant.

Tableau V.5. Sollicitations des poutres secondaires (Etage courant)

Section (cm ²)	ELU		ELS	
	Ma	Mt	Ma	Mt
30 x 35	85,1861	43,6755	60,6222	29,4737
V (KN)	85,616		62,41	

V.2.4.2. Ferrailage longitudinale des poutres secondaires :

- **ELU :**
- **En travée :**

On a : $M_u = 43,6755 \text{ KN.m}$; $b = 0,3 \text{ m}$; $h = 0,35 \text{ m}$; $d = 0,315 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- ✓ **Le moment réduit μ_u :**

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

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

$$\mu_u = \frac{43,6755 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,104 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → Asc = 0

- ✓ **Calcul de Ast :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \delta_{st}}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,104}) = 0,1376$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,315 (1 - 0,4 \times 0,1376) = 0,2977 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{43,6755 \times 10^{-3}}{0,2977 \times 347,83} = 4,22 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

➤ **En appui :**

$$\text{On à : } M_u = 85,1861 \text{ KN.m ; } b = 0,3 \text{ m ; } h = 0,35 \text{ m ; } d = 0,315 \text{ m ; } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

✓ **Le moment réduit μ_u :**

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

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

$$\mu_u = \frac{85,1861 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,202 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → Asc = 0

✓ **Calcul de Asa :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \delta_{st}}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,202}) = 0,2849$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,315 (1 - 0,4 \times 0,2849) = 0,2791 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{85,1861 \times 10^{-3}}{0,2791 \times 347,83} = 8,78 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

- **Vérification à l'ELS :**

- **En travée :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec : $\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{43,6755}{29,4737} = 1,4818$

→ $\alpha \leq \frac{1,4818-1}{2} + \frac{25}{100}$

→ $0,1376 < 0,4909 \rightarrow \mathbf{CV}$

Donc : il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton → $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

Les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS.

- **En appui :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec : $\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{85,1861}{60,6222} = 1,4052$

→ $\alpha \leq \frac{1,4052-1}{2} + \frac{25}{100}$

→ $0,2849 < 0,4526 \rightarrow \mathbf{CV}$

Donc : il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton → $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

Les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS.

- **Armatures minimales :**

Selon **R.P.A99 V 2003** :

$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,005 \times 0,3 \times 0,35 = 5,25 \text{ cm}^2$

On vérifie que : $A_{st} + A_{sa} \geq A_{\min}$

→ $4,22 + 8,78 = 13 \text{ cm}^2 > 5,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{CV}$

- **Armatures maximales :**

Selon **R.P.A99 V 2003** :

- **Zone courante :**

$A_{\max} = 4\% (b \times h) = 4\% \times 0,3 \times 0,35 = 42 \text{ cm}^2$

- **Zone de recouvrement :**

$A_{\max} = 6\% (b \times h) = 6\% \times 0,3 \times 0,35 = 63 \text{ cm}^2$

- **Choix des armatures :**

- **En travée :**

$$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T12$$

- **En appui :**

$$A_{sa} = 9,24 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T14$$

- **Vérification de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{85,616 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

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

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,35}{4,39} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,079 > 0,0625 \rightarrow \text{CV}$$

- **En travée :**

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \rightarrow \frac{5,65 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,315} \leq \frac{4,20}{400} \rightarrow 0,00597 < 0,0105 \rightarrow \text{CV}$$

- **En appui :**

$$\frac{A_{sa}}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \rightarrow \frac{9,24 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,315} \leq \frac{4,20}{400} \rightarrow 0,0098 < 0,0105 \rightarrow \text{CV}$$

Les trois conditions sont vérifier, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.4.3. Les armatures transversales des poutres secondaires :

- **Diamètre des armatures :**

$$\emptyset t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_{\min} \right) \rightarrow \emptyset t \leq \min \left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right) \rightarrow \emptyset t \leq \min (1; 3; 1,2)$$

$$\rightarrow \emptyset t \leq 1 \text{ cm}$$

On prend : $\emptyset t = 8 \text{ mm}$

- **Espacement :**

Selon **R.P.A99 V 2003** :

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 1,2 \varnothing_{\min} \right) \rightarrow St \leq \min (8,75 ; 30 ; 14,4) \rightarrow St \leq 8,75 \text{ cm}$$

On prend : **St = 8 cm**

- **Zone courante :**

$$St' \leq \frac{h}{2} \rightarrow St' \leq \frac{35}{2} \rightarrow St' \leq 17,5 \text{ cm}$$

On prend : **St' = 15 cm**

- **La longueur minimale de recouvrement :**

Selon **R.P.A99 V 2003** la longueur minimale est : $40\varnothing$ en zone I.

$$\varnothing = 1,2 \text{ cm} \rightarrow Lr = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } Lr = 50 \text{ cm.}$$

$$\varnothing = 1,4 \text{ cm} \rightarrow Lr = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } Lr = 60 \text{ cm.}$$

$$\varnothing = 1,6 \text{ cm} \rightarrow Lr = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } Lr = 65 \text{ cm.}$$

V.2.4.4. Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires :

Tableau V.6. Récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires

	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
	Travée		Appui					
Niveaux	A_{\min} (cm ²)	A_{st} (cm ²)	Choix	A_{sa} (cm ²)	Choix	St (cm)	St' (cm)	\varnothing_t (mm)
Sous-sol	5,25	1,13	3T12 3,39	2,61	3T14 4,62	8	15	$\varnothing 8$
RDC	5,25	2,44	3T12 3,39	4,62	5T12 5,65	8	15	$\varnothing 8$
Etage courant	5,25	4,22	5T12 5,65	8,78	6T14 9,24	8	15	$\varnothing 8$
Terrasse	5,25	3,53	3T14 4,62	7,89	6T14 9,24	8	15	$\varnothing 8$

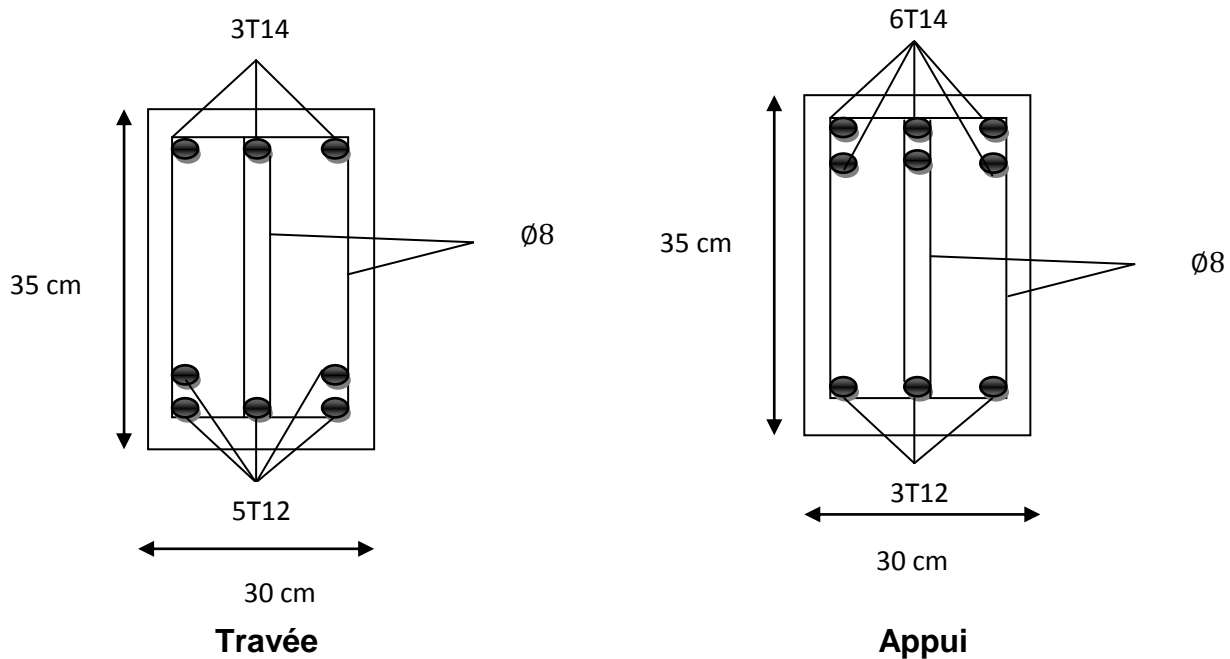


Figure V.2.Ferrailage de la poutre secondaire (Etage courant)

V.3.Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée.

V.3.1.Combinaisons des charges :

- **Combinaison fondamentale :**

$$\text{Selon B.A.E.L91} \rightarrow \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \text{ (ELU)} \\ G + Q \text{ (ELS)} \end{cases}$$

- **Combinaison accidentelle :**

$$\text{Selon R.P.A99 V 2003} \rightarrow \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

V.3.2.Vérification spécifique sous sollicitations normales (Coffrage de poteau) :

Le but de cette vérification c'est pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, cette vérification prescrite par le **R.P.A99 V 2003**, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : Section de poteau.

La vérification des poteaux sous sollicitation normales pour tous les combinaisons accidentelles, et pour les deux sens.

Tableau V.7. Vérification des poteaux sous sollicitations normales

Poteaux	N_d (MN)	B_c (cm ²)	f_{c28} (MPa)	V	Observation
Sous-sol	3,9872	75 x 75	25	0,2835	CV
RDC	3,7741	75 x 75	25	0,2683	CV
1 ^{er} étage	3,4558	70 x 70	25	0,2821	CV
2 ^{eme} étage	3,1582	70 x 70	25	0,2578	CV
3 ^{eme} étage	2,8785	65 x 65	25	0,2725	CV
4 ^{eme} étage	2,6163	65 x 65	25	0,2476	CV
5 ^{eme} étage	2,3565	60 x 60	25	0,2618	CV
6 ^{eme} étage	2,1061	60 x 60	25	2,2340	CV
7 ^{eme} étage	1,8548	55 x 55	25	0,2452	CV
8 ^{eme} étage	1,6107	55 x 55	25	0,2129	CV
9 ^{eme} étage	1,3673	50 x 50	25	0,2187	CV
10 ^{eme} étage	1,1297	50 x 50	25	0,1807	CV
11 ^{eme} étage	0,8926	45 x 45	25	0,1763	CV
12 ^{eme} étage	0,6602	45 x 45	25	0,1304	CV
13 ^{eme} étage	0,4258	40 x 40	25	0,1064	CV
14 ^{eme} étage	0,1905	40 x 40	25	0,048	CV

V.3.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

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

$$d = 0,9 \times b$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \rightarrow \text{Selon R.P.A99 V 2003}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b} \right) \rightarrow \text{Selon R.P.A99 V 2003}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

$$\rightarrow \begin{cases} \text{Sous-sol : } l_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow l_f = 2,142 \text{ m} \\ \text{RDC : } l_0 = 3,57 \text{ m} \rightarrow l_f = 2,499 \text{ m} \\ \text{Etage courant : } l_0 = 3,23 \text{ m} \rightarrow l_f = 2,261 \text{ m} \end{cases}$$

Avec :

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

V : l'effort tranchant.

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

l_f : La longueur de flambement du poteau.

Tableau V.8. Vérification des poteaux sous sollicitations tangentes

Poteaux	T (KN)	b × d (m ²)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
Sous-sol	95,59	0,506	0,139	2,856	0,04	1	CV
RDC	64,325	0,506	0,127	3,332	0,04	1	CV
1 ^{er} étage	75,855	0,441	0,172	3,23	0,04	1	CV
2 ^{eme} étage	82,633	0,441	0,187	3,23	0,04	1	CV
3 ^{eme} étage	75,865	0,380	0,191	3,47	0,04	1	CV
4 ^{eme} étage	85,269	0,380	0,208	3,47	0,04	1	CV
5 ^{eme} étage	72,789	0,324	0,203	3,77	0,04	1	CV
6 ^{eme} étage	79,745	0,324	0,217	3,77	0,04	1	CV
7 ^{eme} étage	64,12	0,272	0,236	4,11	0,04	1	CV
8 ^{eme} étage	68,872	0,272	0,253	4,11	0,04	1	CV
9 ^{eme} étage	55,926	0,225	0,249	4,52	0,04	1	CV
10 ^{eme} étage	63,339	0,225	0,282	4,52	0,04	1	CV
11 ^{eme} étage	48,328	0,182	0,266	5,02	0,075	1,875	CV
12 ^{eme} étage	53,97	0,182	0,297	5,02	0,075	1,875	CV
13 ^{eme} étage	38,359	0,144	0,266	5,65	0,075	1,875	CV
14 ^{eme} étage	42,565	0,144	0,296	5,65	0,075	1,875	CV

Donc : Il n'y a pas de rupture par cisaillement.

V.3.4.Calcul du ferrailage longitudinale :

V.3.4.1.Sollicitations a considéré :

Les sollicitations a considéré sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \\ M_{2\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}} \\ M_{3\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}} \end{array} \right.$$

Les résultats des sollicitations sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.9.Sollicitations des poteaux

Poteaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{2\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$M_{3\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)
Sous-sol	3987,23	178,5059	5,958	146,4467	318,589	2289,9	211,6085	206,49
RDC	3774,13	31,5812	5,566	18,7227	228,745	1463,7	170,5214	1596,7
1 ^{er} étage	3455,89	45,6816	11,874	51,3069	90,463	155,87	138,4514	1810,5
2 ^{eme} étage	3158,21	42,017	2,183	73,5265	97,2508	1401,6	140,1485	1491,5
3 ^{eme} étage	2878,65	31,137	5,269	56,3391	92,2115	1281,2	123,8719	65902
4 ^{eme} étage	2616,32	38,8974	1,382	71,7794	109,7209	1134,9	138,6214	881,88
5 ^{eme} étage	2356,57	33,7938	11,828	61,7818	101,1682	1027,7	119,9532	817,21
6 ^{eme} étage	2106,10	41,3607	7,805	61,8342	119,8945	920,74	131,3167	750,23
7 ^{eme} étage	1854,80	37,3737	1,46	51,7436	103,3205	816,64	106,6939	673,89
8 ^{eme} étage	1610,78	45,4735	3,371	56,2379	119,2189	711,51	114,3122	1120,2
9 ^{eme} étage	1367,38	38,55	0,818	46,0528	96,9604	607,98	93,1758	943,49
10 ^{eme} étage	1129,72	46,9929	3,977	47,1802	109,9309	503,11	105,3244	769,40
11 ^{eme} étage	892,62	37,4387	0,449	34,756	84,2239	399,22	80,5576	600,93
12 ^{eme} étage	660,23	45,0768	1,132	33,45	94,0983	294,39	89,5012	433,99
13 ^{eme} étage	425,80	35,0045	0,992	13,7203	66,1148	190,12	63,7401	270,93
14 ^{eme} étage	190,59	40,3744	0,346	1,811	85,3679	88,425	70,2682	107,02

V.3.4.2.Ferrailage longitudinal :

Selon le R.P.A99 V 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.7% (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 400 (zone I).



- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).

Pour calculer le ferrailage on prendre l'exemple de poteau de RDC, et le calcul se fait en flexion composé, car le poteau est sollicité par un effort normal N et un moment fléchissant M (voir annexe D).

Tableau V.10.Sollicitations du poteau RDC

Poteau	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)
75 x 75	31,5813	3774,135	64,325

On à : $b = 0,75 \text{ m}$; $h = 0,75 \text{ m}$; $d = 0,675 \text{ m}$; $d' = 0,075 \text{ m}$

- **L'excentricité e :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{31,5813}{3774,135} = 0,0083782 \text{ m}$$

- **Calcul de e_a :**

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,00837 + \left(0,675 - \frac{0,75}{2}\right) = 0,30837 \text{ m}$$

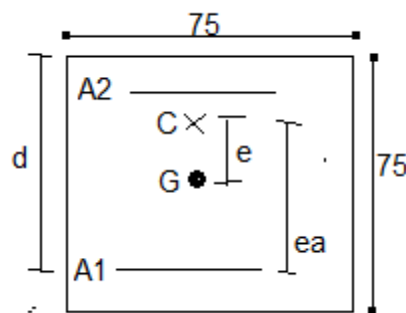


Figure V.3.Section du poteau (RDC)

- **Le moment fictif M_a :**

$$M_a = N_u \times e_a = 3,774135 \times 0,30837 = 1,1638 \text{ MN.m}$$

- **Vérification du domaine :**

➤ **Domaine 4-5 :**

On vérifié la condition : $N_u (d - d') - M_a \geq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}\right) b \times h^2 \times f_{bc}$

$$(1) \rightarrow N_u \times (d - d') - M_a = 3,774135 \times (0,675 - 0,075) - 1,1638 = 1,10006$$

$$(2) \rightarrow (0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}) b \times h^2 \times f_{bc} = (0,337 - 0,81 \times \frac{0,075}{0,75}) 0,75 \times 0,75^2 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5}$$

$$(2) \rightarrow = 1,53$$

$$(1) = 1,10068 < (2) = 2,53 \rightarrow \text{Domaine 4-5 n'est pas vérifié}$$

- **Domaine 3 :**

$$(1) \rightarrow N_u \times (d - d') - M_A = 3,774135 \times (0,675 - 0,075) - 1,1638 = 1,10006$$

$$(3) \rightarrow (0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}) b \times d^2 \times f_{bc} = (0,337 - 0,81 \times \frac{0,075}{0,75}) \times 0,75 \times 0,675^2 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 1,1957$$

$$(3) = 1,1957 > (1) = 1,10006 \rightarrow \text{Domaine 3 pas vérifié}$$

Le Domaine (2) est vérifié.

→ Section partiellement comprimé avec armature inférieure tendues.

3^{eme} cas : N_u effort de compression et C à l'intérieur de la section et près de A_2 .

- **Calcul de μ_u :**

$$\mu_u = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,1638}{0,75 \cdot 0,675^2 \cdot 14,16} = 0,2404 \text{ MPa}$$

$$\mu_R = 0,392 \geq \mu_u = 0,2404 \rightarrow \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.}$$

$A_2 = 0$ → Section simple armature.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,2404}) = 0,3493$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,675 \times (1 - 0,4 \times 0,3493) = 0,58068 \text{ m}$$

- **Calcul de A_1 :**

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{sc}} \times \left(\frac{Ma}{Z} - N_u \right) = \frac{1}{347,826} \times \left(\frac{1,1638}{0,58068} - 3,77413 \right) = - 50,8855 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

La section non ferrillée résiste aux efforts appliqués, d'où le béton seul a la possibilité de résister sans ferrillage.

Donc : on va ferriller avec le min de **R.P.A99 V 2003** (0,7% B_c).

Tableau V.11.Les excentricités et les moments fictifs

Niveaux	b = h(m)	Nu (KN)	Mu (KN.m)	e (m)	ea (m)	Ma (MN.m)
Sous-sol	0,75	3987,232	178,506	0,0447	0,34476	1,37467
RDC	0,75	3774,135	31,581	0,00836	0,30835	1,163822
1 ^{er} étage	0,70	3455,89	45,682	0,01321	0,29321	1,013331
2 ^{eme} étage	0,70	3158,217	42,017	0,01330	0,29330	0,926318
3 ^{eme} étage	0,65	2878,654	31,137	0,01081	0,27081	0,779587
4 ^{eme} étage	0,65	2616,322	38,897	0,01486	0,27486	0,719141
5 ^{eme} étage	0,60	2356,759	33,794	0,01433	0,25433	0,599416
6 ^{eme} étage	0,60	2106,202	41,361	0,01963	0,25963	0,546849
7 ^{eme} étage	0,55	1854,803	37,37	0,02014	0,24014	0,445427
8 ^{eme} étage	0,55	1610,783	45,474	0,02823	0,2482	0,399846
9 ^{eme} étage	0,50	1367,385	38,55	0,02819	0,22819	0,312027
10 ^{eme} étage	0,50	1129,723	46,993	0,04159	0,24159	0,272938
11 ^{eme} étage	0,45	892,62	37,439	0,04194	0,22194	0,19811
12 ^{eme} étage	0,45	660,231	45,077	0,06824	0,24827	0,163918
13 ^{eme} étage	0,40	425,804	35,005	0,08220	0,24220	0,103133
14 ^{eme} étage	0,40	190,599	40,374	0,21182	0,37182	0,07087

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.12.Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	μ_u (MPa)	Nu<0.92	α	Z (m)	A_{st} (m ²)
Sous-sol	0,283966	CV	0,428350768	0,559345293	-0,004397547
RDC	0,24041	CV	0,349322709	0,580682869	-0,005088479
1 ^{er} étage	0,257458	CV	0,379400437	0,53439109	-0,004484011
2 ^{eme} étage	0,235351	CV	0,340588362	0,544171733	-0,004185899
3 ^{eme} étage	0,247385	CV	0,361506367	0,50040751	-0,003797156
4 ^{eme} étage	0,228204	CV	0,328391485	0,508156393	-0,003453237
5 ^{eme} étage	0,241838	CV	0,351803269	0,464010494	-0,003061713
6 ^{eme} étage	0,220629	CV	0,315637397	0,471822322	-0,002723163
7 ^{eme} étage	0,233312	CV	0,337092935	0,428255599	-0,002342285
8 ^{eme} étage	0,209437	CV	0,297105032	0,436173204	-0,001995451
9 ^{eme} étage	0,217536	CV	0,310479157	0,394113752	-0,001655043
10 ^{eme} étage	0,190284	CV	0,26620016	0,402083971	-0,001296383
11 ^{eme} étage	0,189461	CV	0,264893059	0,362087324	-0,000993272
12 ^{eme} étage	0,156762	CV	0,214326183	0,370279158	-0,000625434
13 ^{eme} étage	0,140432	CV	0,189977147	0,332643291	-0,000332818
14 ^{eme} étage	0,096501	cv	0,12708711	0,341699456	4,83178E-05

Tableau V.13.Récapitulatif de ferrailage longitudinal des poteaux

	B=h	Bc	Amin RPA 0,7%(cm2)	AmaxRPA6%(cm2)	Amax RPA4%(cm2)	Achoix	ferrailage
ss	0,75	0,5625	39,375	337,5	225	40,2	20T16
rdc	0,75	0,5625	39,375	337,5	225	40,2	20T16
1er	0,7	0,49	34,3	294	196	40,2	20T16
2em	0,7	0,49	34,3	294	196	40,2	20T16
3em	0,65	0,4225	29,575	253,5	169	32,16	16T16
4em	0,65	0,4225	29,575	253,5	169	32,16	16T16
5em	0,6	0,36	25,2	216	144	26,52	12T14+4T16
6em	0,6	0,36	25,2	216	144	26,52	12T14+4T16
7em	0,55	0,3025	21,175	181,5	121	24,64	16T14
8em	0,55	0,3025	21,175	181,5	121	24,64	16T14
9em	0,5	0,25	17,5	150	100	19,72	12T12+4T14
10em	0,5	0,25	17,5	150	100	19,72	12T12+4T14
11em	0,45	0,2025	14,175	121,5	81	18,08	16T12
12em	0,45	0,2025	14,175	121,5	81	18,08	16T12
13em	0,4	0,16	11,2	96	64	13,56	12T12
14em	0,4	0,16	11,2	96	64	13,56	12T12

V.3.5.Calcul du ferrailage transversal :

- **Diamètre des armatures :**

$$\varnothing t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_{\min} \right) \rightarrow \varnothing t \leq \min \left(\frac{75}{35} ; \frac{75}{10} ; 1,2 \right) \rightarrow \varnothing t \leq \min (2,14 ; 7,5 ; 1,2)$$

$$\rightarrow \varnothing t \leq 1,2 \text{ cm}$$

On prend : $\varnothing t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement :**

Selon **R.P.A99 V 2003** :

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min (10\varnothing_{\min} ; 15 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min (10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 12 \text{ cm}$$

On prend : $St = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$St' \leq 15\varnothing_{\min} \rightarrow St' \leq 15 \times 1,2 \rightarrow St' \leq 18 \text{ cm}$$

On prend : $St' = 15 \text{ cm}$

- **La longueur minimale de recouvrement :**

Selon **R.P.A99 v 2003** la longueur minimale est : $40\varnothing$ en zone I.

$\varnothing = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm} \rightarrow$ on prend : $L_r = 50 \text{ cm}$.

$\varnothing = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm} \rightarrow$ on prend : $L_r = 60 \text{ cm}$.

$\varnothing = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm} \rightarrow$ on prend : $L_r = 65 \text{ cm}$.

V.3.6.Schéma de ferrailage du poteau :

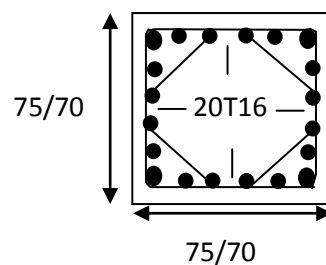


Figure V.4.Ferrailage des poteaux (SS ; RDC ; 1^{er} et 2^{eme})

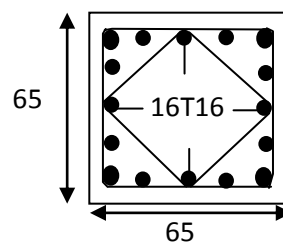


Figure V.5.Ferrailage des poteaux (3^{eme} et 4^{eme})

V.4.Les voiles :

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales, les efforts horizontaux grâce à leurs rigidités importantes.

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant (cisaillement).

V.4.1.Pré dimensionnement des voiles :

On a un seul type des voiles.

Epaisseur : $e = 20 \text{ cm}$.

V.4.2.Vérification des contraintes tangentielles :

Il faut vérifier la condition suivante :

Selon le **R.P.A99 V 2003** $\rightarrow \tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa} \\ \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \end{cases}$$

\bar{V} : Effort tranchant $\rightarrow \bar{V} = 1,4 \times V_u$

b_0 : L'épaisseur du voile $\rightarrow b_0 = 0,20 \text{ m}$

$d = 0,9 \times h$; et $h = 1 \text{ ml}$ $\rightarrow d = 0,9 \text{ m}$

h : La hauteur totale de la section brute

Tableau V.14. Vérification des contraintes tangentielles

Poteaux	b_0 (KN)	d (m)	Vu_{\max} (MN)	\bar{V} (MN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observation
Sous-sol	0,20	0,90	0,00529	0,0074	0,0411	5	CV
RDC	0,20	0,90	0,02573	0,036	0,20	5	CV
1 ^{er} étage	0,20	0,90	0,04137	0,0579	0,3216	5	CV
2 ^{eme} étage	0,20	0,90	0,04117	0,0576	0,32	5	CV
3 ^{eme} étage	0,20	0,90	0,03638	0,0509	0,2827	5	CV
4 ^{eme} étage	0,20	0,90	0,03471	0,0485	0,2694	5	CV
5 ^{eme} étage	0,20	0,90	0,03187	0,0446	0,2477	5	CV
6 ^{eme} étage	0,20	0,90	0,03096	0,0433	0,2405	5	CV
7 ^{eme} étage	0,20	0,90	0,03006	0,0420	0,2333	5	CV
8 ^{eme} étage	0,20	0,90	0,02977	0,0416	0,2311	5	CV
9 ^{eme} étage	0,20	0,90	0,03075	0,0430	0,2388	5	CV
10 ^{eme} étage	0,20	0,90	0,03085	0,0431	0,2394	5	CV
11 ^{eme} étage	0,20	0,90	0,03407	0,0476	0,2644	5	CV
12 ^{eme} étage	0,20	0,90	0,03359	0,0470	0,2611	5	CV
13 ^{eme} étage	0,20	0,90	0,04131	0,0578	0,3211	5	CV
14 ^{eme} étage	0,20	0,90	0,01136	0,0159	0,0883	5	CV

V.4.3.Sollicitations des voiles :

Les résultats des sollicitations sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.15.Sollicitations des voiles

Poteaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Sous-sol	-3749,99	-32,625	-398,45	-9,62	2078,16	-2103,21
RDC	-3588,43	-76,97	-419,60	-78,94	2326,90	-1949,18
1 ^{er} étage	-3603,26	-429,66	429,66	411,45	1843,60	-1963,78
2 ^{eme} étage	-3377,71	-80,42	-404,59	340,74	1448,27	-1856,61
3 ^{eme} étage	-3355,79	-38,89	-393,94	312,36	1254,52	-1869,69
4 ^{eme} étage	-2481,68	156,03	-377,01	234,30	973,00	-1744,21
5 ^{eme} étage	-3036,95	-7,17	-370,67	219,30	862,14	-1725,36
6 ^{eme} étage	-2754,55	-15,51	-350,22	145,33	641,53	-1575,93
7 ^{eme} étage	-2632,55	18,59	-338,59	139,63	569,56	-1520,09
8 ^{eme} étage	-2316,33	10,43	-308,66	71,30	382,92	-1347,42
9 ^{eme} étage	-2129,45	41,82	-286,32	70,08	324,32	-1250,37
10 ^{eme} étage	-1777,27	34,94	-243,58	8,42	159,70	-1053,52
11 ^{eme} étage	-1516,37	60,23	-207,06	7,60	106,58	-1135,02
12 ^{eme} étage	-1127,64	54,64	-173,71	-20,26	185,23	-548,36
13 ^{eme} étage	-786,74	62,72	-102,81	-42,90	237,53	-380,77
14 ^{eme} étage	-366,41	61,98	-59,60	-52,22	319,74	-132,15

V.4.4.Ferraillage vertical :

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de 1 ml, et la détermination de ferraillage se fait par la méthode des contraintes (méthode de **NAVIER**).

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M V}{I}$$

Avec :

N : L'effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant du voile.

A : Section transversale du voile.

V : La distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

On distingue **3 cas** :

- **1^{er} cas** :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement tendue On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales : $A_v = \frac{f_t}{f_e}$, on compare A_v par la section minimale exigée par le **R.P.A99 V 2003**.

➤ Si $A_v < A_{\min} = 0,15 \% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale.

➤ Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

• **2^{eme} cas :**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement comprimé. (pas de zone tendue).
La zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A99 V 2003**.

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$

3^{eme} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Pour le calcul du ferrailage on fait deux exemples (Sous-sol et RDC).

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,2 \times 1^3}{12} = 0,0166 \text{ m}^4$$

$$A = b \times h = 0,2 \times 1 = 0,2 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{h}{2} = \frac{1}{2} = 0,5 \text{ m}$$

➤ **Sous-sol :**

$$\rightarrow \begin{cases} N = -398,45 \text{ KN} \\ M = -9,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{-398,45}{0,2} + \frac{-9,62 \times 0,5}{0,0166} = -2282,01 \text{ KN/m}^2 < 0$$

$$\sigma_2 = \frac{-398,45}{0,2} - \frac{-9,62,62 \times 0,5}{0,0166} = -1702,49 \text{ KN/m}^2 < 0$$

Les contraintes sont négatifs → Section entièrement comprimé.

Donc : selon le **R.P.A99 V 2003** on ferraille avec la section minimale.

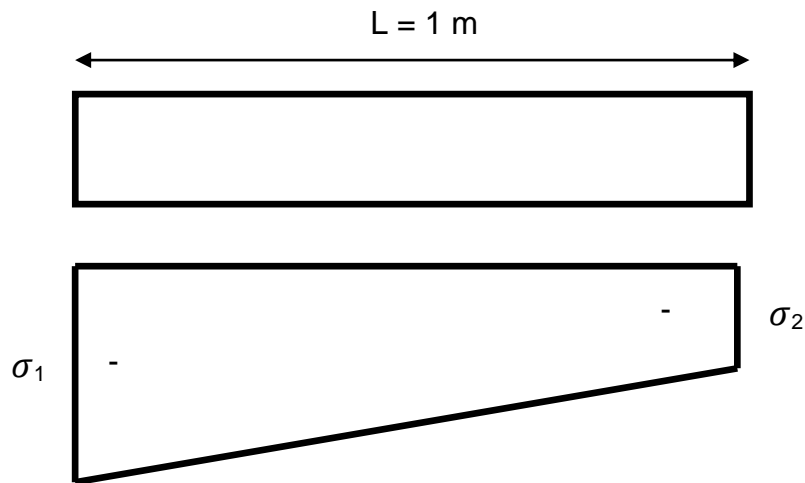


Figure V.6.Diagramme des contraintes pour le sous-sol (S.E.C)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L = 0,0015 \times 0,2 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_v = 5,50 \text{ cm}^2 \rightarrow 7\text{T}10$

➤ **RDC :**

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N = - 419,60 \text{ KN} \\ M = - 78,94 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\sigma_1 = \frac{- 419,60}{0,2} + \frac{- 78,94 \times 0,5}{0,0166} = - 4475,71 \text{ KN/m}^2 < 0$$

$$\sigma_2 = \frac{- 419,60}{0,2} - \frac{- 78,94 \times 0,5}{0,0166} = 279,71 \text{ KN/m}^2 > 0$$

Les contraintes sont de signe différent \rightarrow Section partiellement comprimée.

Donc : on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

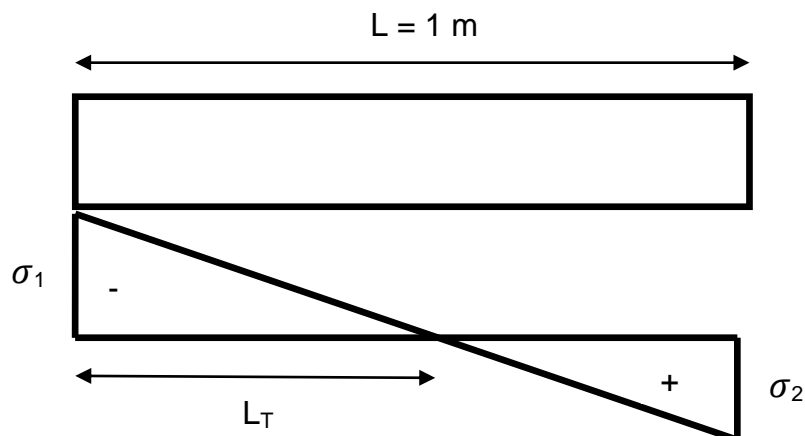


Figure V.7.Diagramme des contraintes (S.P.C)

$$L_T = \frac{\sigma_1 \times L}{\sigma_1 + \sigma_2} = \frac{4475,71 \times 1}{4475,71 + 279,71} = 0,94 \text{ m}$$

$$F_T = \sigma_t \times A \rightarrow A = \frac{1}{2} \times b \times L_T = 0,5 \times 0,2 \times 0,94 \rightarrow A = 0,094 \text{ m}^2$$

Avec :

F_T : L'effort de traction dans la zone tendue.

$$\rightarrow F_T = 279,71 \times 0,094 = 26,30 \text{ KN}$$

$$\rightarrow A_s = \frac{F_T}{f_e} = \frac{26,30}{400} = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L = 0,0015 \times 0,2 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_v = 5,50 \text{ cm}^2 \rightarrow 7T10$

V.4.5.L'espacement:

Selon le **R.P.A99 V 2003** $\rightarrow St \leq \min(1,5 b ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min(1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm})$

$\rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \rightarrow$ On adopte: **St = 20 cm**

➤ **L'espacement à l'extrémité :**

$$St' = \frac{St}{2} = \frac{20}{2} \rightarrow St' = 10 \text{ cm}$$

V.4.6.Diamètre des armatures :

Selon **R.P.A99 v 2003** $\rightarrow D \leq \frac{a}{10} \rightarrow D \leq \frac{20}{10} \rightarrow D \leq 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$

\rightarrow On adopte : **D = 10 mm**

Tableau V.16. Les résultats des contraintes

Niveaux	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Section
Sous-sol	-398,45	-9,62	-2282,01	-1702,49	S.E.C
RDC	-419,60	-78,94	-4475,71	279,71	S.P.C
1 ^{er} étage	429,66	411,45	14541,37	-10244,77	S.P.C
2 ^{eme} étage	-404,59	340,74	8240,30	-12286,20	S.P.C
3 ^{eme} étage	-393,94	312,36	7438,73	-11378,13	S.P.C
4 ^{eme} étage	-377,01	234,30	5172,17	-8942,27	S.P.C
5 ^{eme} étage	-370,67	219,30	4752,07	-8458,77	S.P.C
6 ^{eme} étage	-350,22	145,33	2626,30	-6128,50	S.P.C
7 ^{eme} étage	-338,59	139,63	2512,77	-5898,67	S.P.C
8 ^{eme} étage	-308,66	71,30	604,29	-3690,89	S.P.C
9 ^{eme} étage	-286,32	70,08	679,24	-3542,44	S.P.C
10 ^{eme} étage	-243,58	8,42	-954,28	-1471,51	S.E.C
11 ^{eme} étage	-207,06	7,60	-806,38	-1264,21	S.E.C
12 ^{eme} étage	-173,71	-20,26	-1478,79	-258,30	S.E.C
13 ^{eme} étage	-102,81	-42,90	-1806,21	778,11	S.P.C
14 ^{eme} étage	-59,60	-52,22	-1870,89	1274,89	S.P.C

LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Tableau V.17.Récapitulatif du ferrailage vertical des voiles

Niveaux	A _{min} RPA (cm ²)	Epaisseur (cm)	A _{choisi} (cm ²)/ml
Sous-sol	3	20	5,50 → 7T10
RDC	3	20	5,50 → 7T10
1 ^{er} étage	3	20	5,50 → 7T10
2 ^{eme} étage	3	20	5,50 → 7T10
3 ^{eme} étage	3	20	5,50 → 7T10
4 ^{eme} étage	3	20	5,50 → 7T10
5 ^{eme} étage	3	20	5,50 → 7T10
6 ^{eme} étage	3	20	5,50 → 7T10
7 ^{eme} étage	3	20	5,50 → 7T10
8 ^{eme} étage	3	20	5,50 → 7T10
9 ^{eme} étage	3	20	5,50 → 7T10
10 ^{eme} étage	3	20	5,50 → 7T10
11 ^{eme} étage	3	20	5,50 → 7T10
12 ^{eme} étage	3	20	5,50 → 7T10
13 ^{eme} étage	3	20	5,50 → 7T10
14 ^{eme} étage	3	20	5,50 → 7T10

V.4.7.Ferrailage horizontal :

Selon B.A.E.L91 :

$$\frac{At}{St} \geq \frac{\tau - \tau_0}{0,9 \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right) \times (\sin \alpha + \cos \beta)} \times b$$

Avec : $\tau_0 = 0,3 \times f_{ij}^* \times K \rightarrow f_{ij}^* = \min(f_{ij}; 3,3 \text{ MPa})$

$K = 0 \rightarrow$ cas de reprise de bétonnage $\rightarrow \tau_0 = 0$

$\alpha = 90^\circ \rightarrow$ cadre droite $\rightarrow \sin \alpha + \cos \beta = 1$

$$\rightarrow At \geq \frac{\tau \times St}{0,9 \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \times b = \frac{0,0411 \times 0,2}{0,9 \times \left(\frac{400}{1,15}\right)} \times 0,2$$

$$\rightarrow At \geq 0,052 \text{ cm}^2$$

Selon R.P.A99 V 2003 :

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times h = 0,0015 \times 0,2 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

\rightarrow On prend : $A_h = 5,50 \text{ cm}^2 \rightarrow 7T10$

Tableau V.18.Récapitulatif du ferrailage horizontal des voiles

Niveaux	A_{\min} RPA (cm^2)	τ (MPa)	$A_{\text{calculé}}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)/ml
Sous-sol	3	0,0411	0,052	5,50 → 7T10
RDC	3	0,20	0,256	5,50 → 7T10
1 ^{er} étage	3	0,3216	0,411	5,50 → 7T10
2 ^{eme} étage	3	0,32	0,409	5,50 → 7T10
3 ^{eme} étage	3	0,2827	0,361	5,50 → 7T10
4 ^{eme} étage	3	0,2694	0,344	5,50 → 7T10
5 ^{eme} étage	3	0,2477	0,317	5,50 → 7T10
6 ^{eme} étage	3	0,2405	0,307	5,50 → 7T10
7 ^{eme} étage	3	0,2333	0,298	5,50 → 7T10
8 ^{eme} étage	3	0,2311	0,295	5,50 → 7T10
9 ^{eme} étage	3	0,2388	0,305	5,50 → 7T10
10 ^{eme} étage	3	0,2394	0,306	5,50 → 7T10
11 ^{eme} étage	3	0,2644	0,338	5,50 → 7T10
12 ^{eme} étage	3	0,2611	0,334	5,50 → 7T10
13 ^{eme} étage	3	0,3211	0,411	5,50 → 7T10
14 ^{eme} étage	3	0,0883	0,113	5,50 → 7T10

V.4.8.Longueur de recouvrement :

Selon R.P.A99 V 2003 :

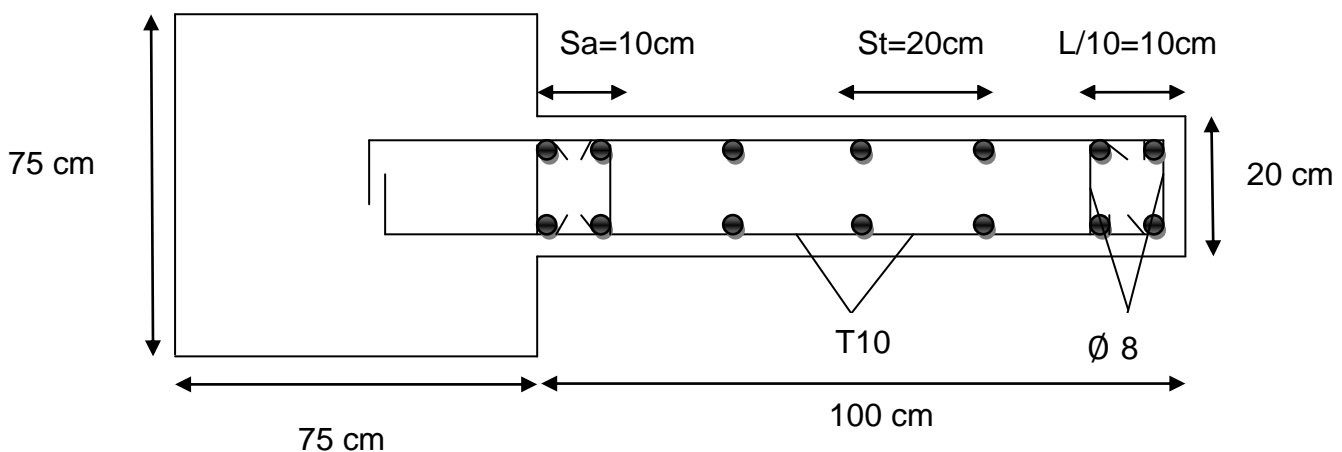
La longueur minimale est : $40\varnothing$ On à : $\varnothing = 10 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,00 = 40 \text{ cm}$ 

Figure V.8.Ferrailage vertical du voile (Sous-sol)

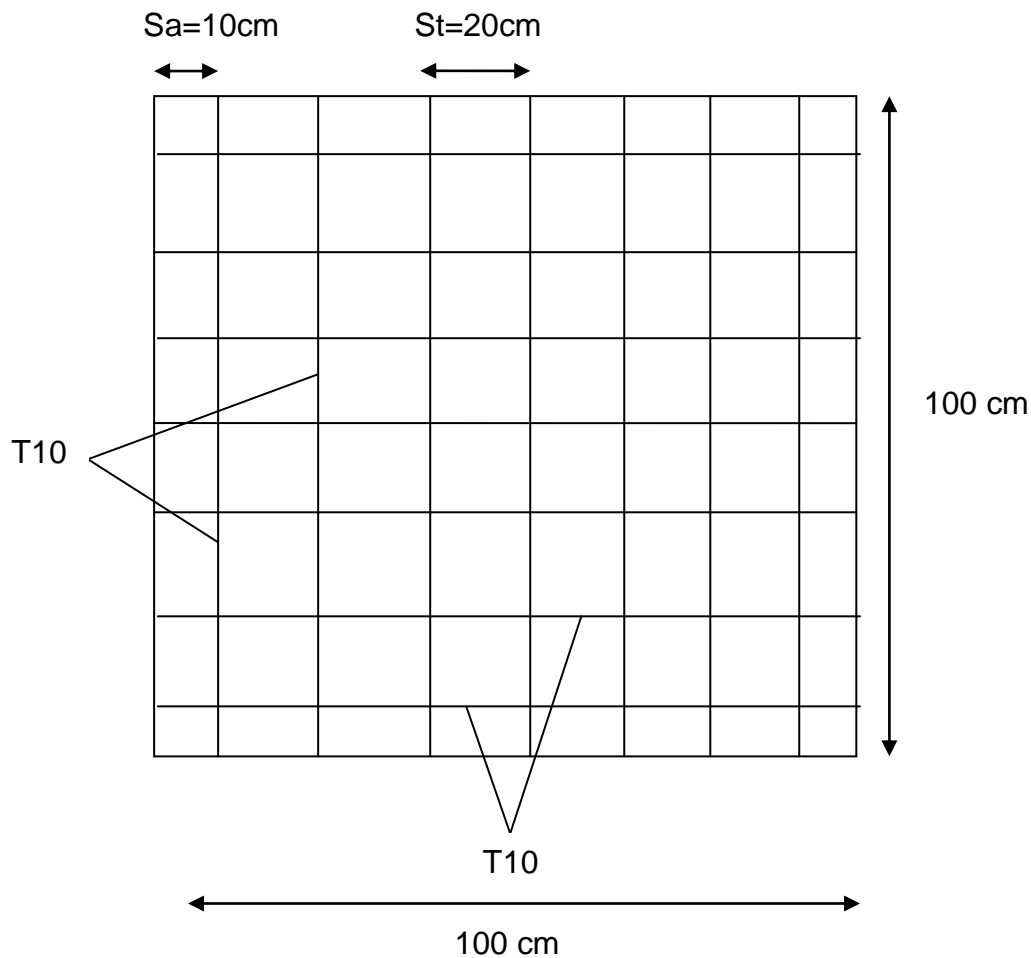


Figure V.9.Ferraillage horizontal du voile

V.5. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Le ferraillage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du **R.P.A99 V 2003** qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferraillage minimum du **R.P.A** est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le **R.P.A** favorise la sécurité avant l'économie.

VI.1.Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Elles constituent un ensemble rigide capable de répondre aux fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise.
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.2.Choix du type de fondation :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- Le type d'ancrage.
- Les charges transmises au sol.
- L'aspect économique.

VI.3.Types de fondation :

- Les fondations superficielles → $\left\{ \begin{array}{l} \text{Semelles isolées} \\ \text{Semelles filantes} \\ \text{Radier général} \end{array} \right.$
- Les fondations profondes → semelles sur pieux

VI.4.Semelle filante :

Pour utiliser la semelle filante, il faut vérifier cette formule :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{totale}}} < 50\%$$

Avec :

$$S_{\text{semelles}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Tableau VI .1.La surface des semelles filantes

Semelles	L (m)	Ns (KN)	$\overline{\sigma}_{sol}$ (bar)	S _{semelle} (m ²)
1	20,65	5058,37	1,5	33,72
2	20,65	4234,87	1,5	28,23
3	20,65	5521,78	1,5	36,81
4	20,65	2003,04	1,5	13,35
5	20,65	6170,91	1,5	41,13
6	14,80	7223,60	1,5	48,15
7	14,80	5315,12	1,5	35,43
8	14,80	3085,01	1,5	20,56
9	14,80	4361,01	1,5	29,07
10	14,80	3160,08	1,5	21,06
11	14,80	2419,62	1,5	16,13
$\sum S_{semelles} = 323,64 \text{ (m}^2\text{)}$				

La surface totale du sol d'assise $S_t = 354 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{totale}} = \frac{323,64}{354} = 91\% > 50\% \rightarrow \text{CNV}$$

On remarque que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, donc en passe au choix de radier générale.

VI.5.Radier générale :

VI.5.1.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.

VI.5.1.1.La dalle :

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{4,80}{20} \rightarrow h_d \geq 0,24 \text{ m}$$

Avec :

L_{max} : La distance maximale entre deux files successives.

VI.5.1.2.La nervure :

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{4,80}{10} \rightarrow h_d \geq 0,48 \text{ m}$$

- **1^{er} proposition :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_d = 0,6 \text{ m} \\ h_n = 1 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow \text{Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol } (\sigma_b > 1,5 \text{ bar})$$

→ Donc : on augmente les valeurs de h_d et h_n .

- **2^{eme} proposition :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_d = 0,8 \text{ m} \\ h_n = 1,2 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow \text{Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol } (\sigma_b > 1,5 \text{ bar})$$

→ Donc : on augmente les valeurs de h_d et h_n .

- **3^{eme} proposition :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_d = 0,8 \text{ m} \\ h_n = 1,5 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow \text{Ces valeurs vérifient la contrainte du sol.}$$

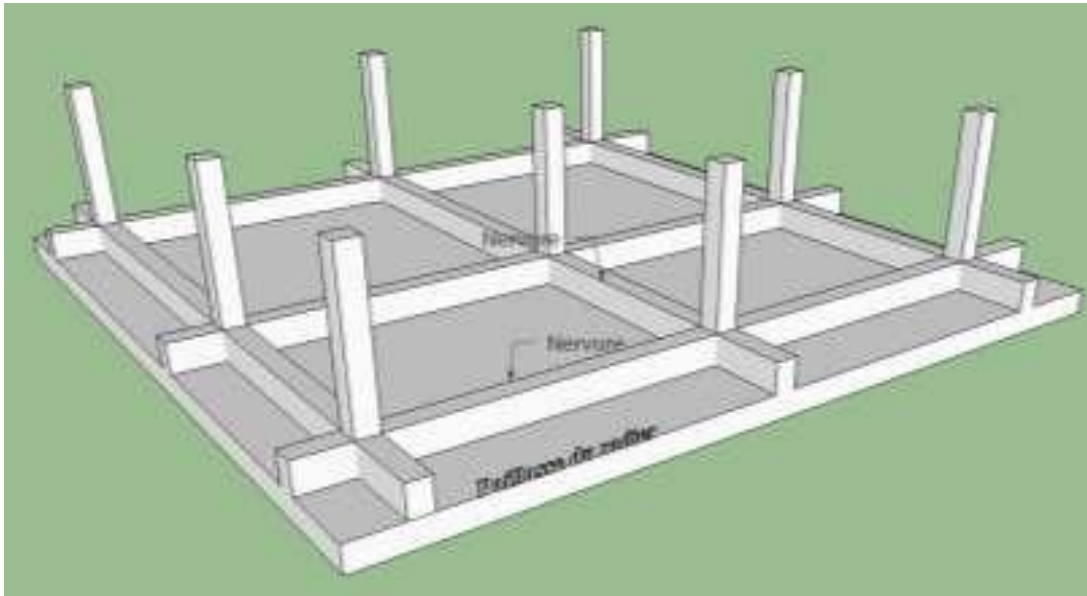


Figure VI .1.Schéma du radier nervuré

VI.5.2.Calcul de débordement D :

$$D \geq \max \left(\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right) \rightarrow D \geq \max \left(\frac{1,5}{2} ; 30 \text{ cm} \right) \rightarrow D \geq 75 \text{ cm}$$

On adopte : **D = 80 cm**

VI.5.3.Vérification au poinçonnement :

Selon le **B.A.E.L91**, la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq 0,045 \times h \times Pr \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : La charge de calcul du poteau le plus sollicité. $\rightarrow N_u = 3654,583 \text{ KN}$

Pr : Le périmètre du centre cisailé. $\rightarrow Pr = 4 \times (h_n + u_n)$

h_n : L'épaisseur de la nervure. $\rightarrow h_n = 1,5 \text{ m}$

u_n : La largeur de la nervure. $\rightarrow u_n = 1 \text{ m}$

$$\rightarrow Pr = 4 \times (1,5 + 1) = 10 \text{ m}$$

$$\rightarrow 3654,583 \leq 0,045 \times 1,5 \times 10 \times \frac{25000}{1,5}$$

$$3654,583 \text{ KN} < 11250 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

Donc : il n'y a pas de risque du poinçonnement.

VI.5.4.Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique (voir annexe A), on a un taux de travail du sol $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bar}$

Les conditions qu'on doit vérifier sont les suivantes :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_b = \frac{3\sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4}$$

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = Z_{\text{max}} \times K \\ \sigma_{b2} = Z_{\text{min}} \times K \end{cases}$$

K : Coefficient de **BALLAST** $\rightarrow K = 2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \times 1,5 = 3 \text{ bar}$

Z_{\max} : Déplacement maximale suivant Z à l'ELS, il est obtenu par **SAP2000**.

$$\rightarrow Z_{\max} = 0,601 \text{ cm}$$

Z_{\min} : Déplacement minimale suivant Z à l'ELS, il est obtenu par **SAP2000**.

$$\rightarrow Z_{\max} = 0,177 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = 0,601 \times 3 = 1,803 \text{ bar} \\ \sigma_{b2} = 0,170 \times 3 = 0,51 \text{ bar} \end{cases}$$

$$\rightarrow \sigma_b = \frac{3 \times 1,803 + 0,51}{4} = 1,479 \text{ bar} < 1,5 \text{ bar} \rightarrow \text{CV}$$

VI.5.5.Vérification du tassement :

D'après le rapport géotechnique, on à le tassement $\Delta H = 3,5 \text{ cm}$.

La valeur du tassement tiré par **SAP2000** $\rightarrow Z_{\max} = 0,601 \text{ cm}$.

On à : $Z_{\max} = 0,601 \text{ cm} < \Delta H = 3,5 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$

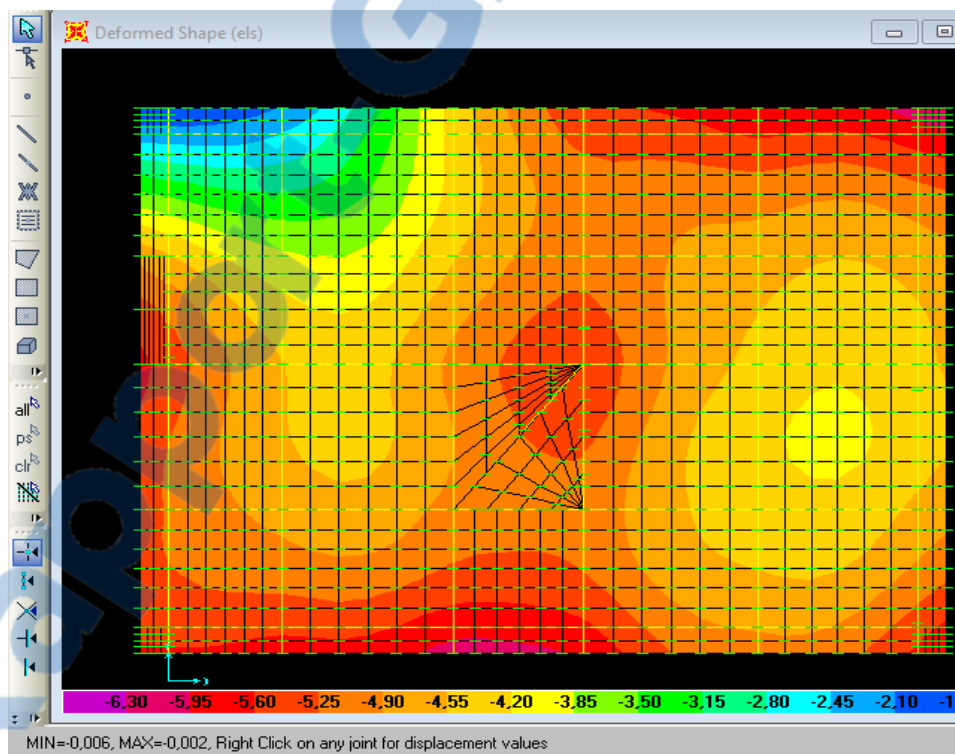


Figure VI .2.Déplacement suivant Z

VI.5.6.Vérification au renversement :

Selon le **R.P.A99 V 2003**, il faut vérifie cette condition :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

M : Le moment de renversement.

N : La somme des charges verticales.

B : La longueur de la structure.

$$N = W + P_{\text{radier}} + P_{\text{remblais}}$$

W : l'effort normal dû aux charges verticales. $\rightarrow W = 82568,9 \text{ KN}$

P_{radier} : Le poids propre du radier.

P_{remblais} : Le poids propre du remblai.

- $P_{\text{radier}} = S \times h_d \times \gamma_{ba}$

S : Surface du radier.

h_d : Hauteur du radier.

γ_{ba} : Poids volumique du béton armé.

$$P_{\text{radier}} = 384,99 \times 0,8 \times 25 = 7699,93 \text{ KN}$$

- $P_{\text{remblais}} = S \times d \times \gamma_{\text{remblai}}$

S : Surface du radier.

d : L'ancrage.

$$P_{\text{remblais}} = 384,99 \times 1,5 \times 15 = 8662,28 \text{ KN}$$

- $N = 82568,9 + 8662,28 + 7699,93 = 98931,11 \text{ KN}$

$$M = \sum F_i \times h_i$$

1. Sens X-X :

$$M_x = 70252,923 \text{ KN.M}$$

$$\rightarrow e_x = \frac{M_x}{N} \leq \frac{B_x}{4} \rightarrow e_x = \frac{70252,923}{98931,11} \leq \frac{22,19}{4} \rightarrow 0,71 \text{ m} < 5,55 \text{ m} \rightarrow \text{CV}$$

2. Sens Y-Y :

$$M_y = 62166,678 \text{ KN.M}$$

$$\rightarrow e_y = \frac{My}{N} \leq \frac{By}{4} \rightarrow e_y = \frac{62166,678}{98931,11} \leq \frac{17,35}{4} \rightarrow 0,63 \text{ m} < 4,33 \text{ m} \rightarrow \mathbf{CV}$$

Donc : il n'y a pas de risque du renversement.

VI.5.7.Vérification de la poussée hydrostatique :

Il faut vérifier que :

$$N \geq \gamma_s \times d \times S \times \gamma_w$$

Avec :

N : La somme des charges verticales.

S : Surface du radier.

d : La hauteur d'ancrage du bâtiment.

γ_s : Coefficient de sécurité.

γ_w : Poids volumique d'eau.

$$N \geq \gamma_s \times d \times S \times \gamma_w \rightarrow 98931,11 \geq 1,15 \times 4,05 \times 364,9 \times 10$$

$$\rightarrow 98077,15 \text{ KN} > 16995,218 \text{ KN} \rightarrow \mathbf{CV}$$

VI.5.8.Les différents sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel **SAP2000**, on a obtenu les résultats suivantes :

1 .Sens X-X :

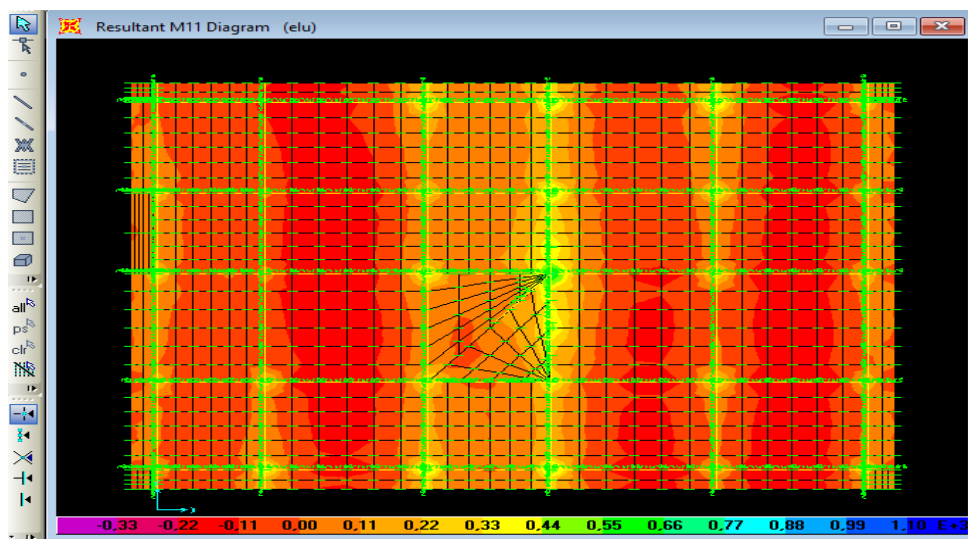


Figure VI .3.Moment M11 à l'ELU



2 .Sens Y-Y :

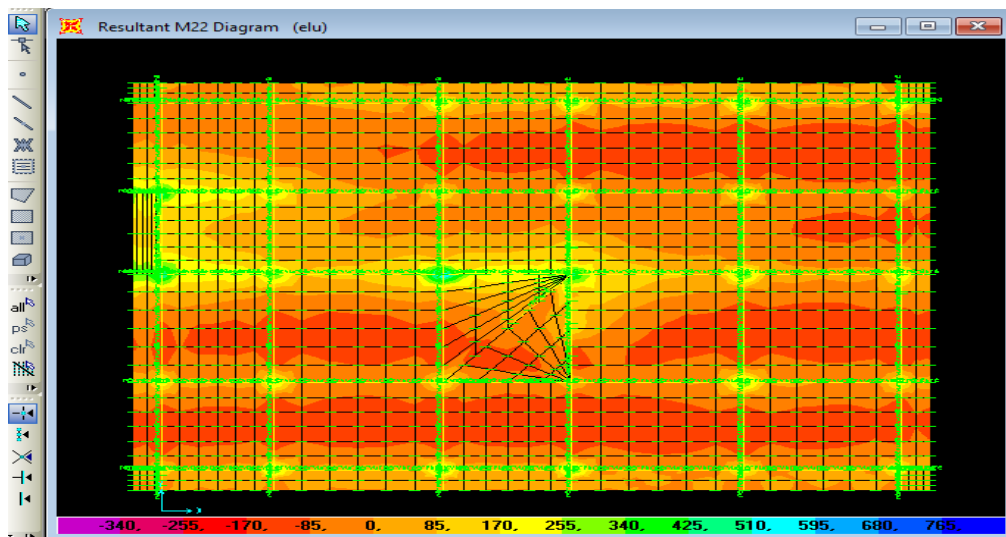


Figure VI .4.Moment M22 à l'ELU

Tableau VI .2.Les sollicitations du radier

		ELU		ELS	
		M11 (KN.m)	M22 (KN.m)	M11 (KN.m)	M22 (KN.m)
Dalle	Appui	850,109	843,484	829,365	618,101
	Travée	416,956	383,885	305,09	278,753
Nervure	Appui	1154,73	1423,89	848,59	1050,21
	Travée	1143,10	929,99	839,96	675,44

VI.6.Ferraillage du radier :

VI.6.1.Ferraillage de la dalle :

Le ferraillage se fait en flexion simple avec une bande de 1 ml dans les deux directions, l'une suivant le sens X-X, et l'autre suivant le sens Y-Y.

VI.6.1.1.Calcul à l'ELU :

- En travée :
- Sens X-X :

On à : $M_{tx} = 416,956 \text{ KN.m}$

- ✓ Le moment réduit μ_u :

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

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

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,80 = 0,72 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{416,956 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,057 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → Asc = 0

✓ **Calcul de Ast :**

$$Ast = \frac{Mu}{Z \times \delta_{st}}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,057}) = 0,073$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,72 (1 - 0,4 \times 0,073) = 0,6990 \text{ m}$$

$$Ast = \frac{416,956 \times 10^{-3}}{0,6990 \times 347,83} = 17,15 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$Ast \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,8 \times 0,72 \times \frac{2,1}{400}$$

$$Ast \geq 6,96 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

On prend : Ast = 18,85 cm² → 6T20/ml

➤ **Sens Y-Y :**

On à : Mty = 383,885 KN.m

✓ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,80 = 0,72 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{383,885 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,052 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → Asc = 0

✓ **Calcul de Ast :**

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \delta_{st}}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,052}) = 0,067$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,72 (1 - 0,4 \times 0,067) = 0,7001 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{383,885 \times 10^{-3}}{0,7001 \times 347,83} = 15,76 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,8 \times 0,72 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 6,96 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

On prend : $A_{st} = 18,85 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T20/ml$

• **En appui :**➤ **Sens X-X :**

On à : $\text{Max} = 850,109 \text{ KN.m}$

✓ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,80 = 0,72 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{850,109 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,116 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → $A_{sc} = 0$

✓ **Calcul de Asa :**

$$A_{sa} = \frac{Mu}{Z \times \delta_{st}}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,116}) = 0,155$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,72 (1 - 0,4 \times 0,155) = 0,6754 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{850,109 \times 10^{-3}}{0,6754 \times 347,83} = 36,19 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,8 \times 0,72 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{sa} \geq 6,96 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

On prend : $A_{st} = 37,70 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 6\text{T}20 + 6\text{T}20$

➤ **Sens Y-Y :**

On à : $M_{ay} = 843,484 \text{ KN.m}$

✓ **Le moment réducte μ_u :**

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

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

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,80 = 0,72 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{843,484 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,115 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → $A_{sc} = 0$

✓ **Calcul de A_{sa} :**

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z \times \delta_{st}}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,115}) = 0,153$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,72 (1 - 0,4 \times 0,153) = 0,6759 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{843,484 \times 10^{-3}}{0,6759 \times 347,83} = 35,88 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,8 \times 0,72 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{sa} \geq 6,96 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

On prend : $A_{st} = 37,7 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 6T20 + 6T20$

✓ **Section minimum R.P.A99 V 2003 :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\% \times B = 0,005 \times 0,8 \times 1 = 40 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} > A_{st \text{ min}}$$

Sens X-X :

$$A_{stx} + A_{sax} > A_{st \text{ min}} \rightarrow 18,85 + 37,70 > 40 \rightarrow 56,55 \text{ cm}^2 > 40 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Sens Y-Y :

$$A_{sty} + A_{say} > A_{st \text{ min}} \rightarrow 18,85 + 37,70 > 40 \rightarrow 56,55 \text{ cm}^2 > 40 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

VI.6.1.2.Vérification à l'ELS :

• **En travée :**

➤ **Sens X-X :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{416,956}{305,09} = 1,37$$

$$\rightarrow 0,073 \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow 0,073 \leq 0,43 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} (d - x) = 0$$

$$0,1 \times x^2 - 15 \times 18,85 \times 10^{-4} (0,72 - x) = 0$$

$$\Delta = 8,92 \times 10^{-3} \rightarrow \sqrt{\Delta} = 9,45 \times 10^{-2}$$

$$x = 0,3308 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times Ast (d - x)^2$$

$$= \frac{1 \times 0,3308^3}{3} + 15 \times 18,85 \times 10^{-4} (0,72 - 0,3308)^2$$

$$I = 1,63 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{305,09 \times 10^{-3} \times 0,3308}{1,63 \times 10^{-2}} = 6,19 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{Ms (d-x)}{I} = 15 \times \frac{305,09 \times 10^{-3} (0,72 - 0,3308)}{1,63 \times 10^{-2}}$$

$$\sigma_{st} = 109,27 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \rightarrow \text{(fissuration préjudiciable)}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{383,885}{278,753} = 1,38$$

$$\rightarrow 0,067 \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow 0,067 \leq 0,44 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times Ast (d - x) = 0$$

$$0,1 \times x^2 - 15 \times 18,85 \times 10^{-4} (0,72 - x) = 0$$

$$\Delta = 8,92 \times 10^{-3} \rightarrow \sqrt{\Delta} = 9,45 \times 10^{-2}$$

$$x = 0,3308 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times Ast (d - x)^2$$

$$= \frac{1 \times 0,3308^3}{3} + 15 \times 18,85 \times 10^{-4} (0,72 - 0,3308)^2$$

$$I = 1,63 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{278,753 \times 10^{-3} \times 0,3308}{1,63 \times 10^{-2}} = 5,66 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{Ms (d-x)}{I} = 15 \times \frac{278,753 \times 10^{-3} (0,72 - 0,3308)}{1,63 \times 10^{-2}}$$

$$\sigma_{st} = 119,65 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \rightarrow \text{(fissuration préjudiciable)}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

• **En appui :**➤ **Sens X-X :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{850,109}{829,365} = 1,03$$

$$\rightarrow 0,155 \leq \frac{1,03 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow 0,155 \leq 0,265 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times Ast (d - x) = 0$$

$$0,1 \times x^2 - 15 \times 37,70 \times 10^{-4} (0,72 - x) = 0$$

$$\Delta = 19,48 \times 10^{-3} \rightarrow \sqrt{\Delta} = 13,96 \times 10^{-2}$$

$$x = 0,4153 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$= \frac{1 \times 0,4153^3}{3} + 15 \times 37,70 \times 10^{-4} (0,72 - 0,4153)^2$$

$$I = 29,13 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{829,365 \times 10^{-3} \times 0,4153}{29,13 \times 10^{-2}} = 1,18 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s (d-x)}{I} = 15 \times \frac{829,365 \times 10^{-3} (0,72 - 0,4153)}{29,13 \times 10^{-2}}$$

$$\sigma_{st} = 13,01 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \rightarrow (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{843,484}{618,101} = 1,36$$

$$\rightarrow 0,153 \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow 0,153 \leq 0,43 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} (d - x) = 0$$

$$0,1 \times x^2 - 15 \times 37,70 \times 10^{-4} (0,72 - x) = 0$$

$$\Delta = 19,48 \times 10^{-3} \rightarrow \sqrt{\Delta} = 13,96 \times 10^{-2}$$

$$x = 0,4153 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times Ast (d - x)^2$$

$$= \frac{1 \times 0,4153^3}{3} + 15 \times 37,70 \times 10^{-4} (0,72 - 0,4153)^2$$

$$I = 29,13 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{618,101 \times 10^{-3} \times 0,4153}{29,13 \times 10^{-2}} = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{Ms (d-x)}{I} = 15 \times \frac{618,101 \times 10^{-3} (0,72 - 0,4153)}{29,13 \times 10^{-2}}$$

$$\sigma_{st} = 9,70 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \rightarrow \text{(fissuration préjudiciable)}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

VI.6.1.3. Vérification au cisaillement :• **Sens X-X :**

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} = \frac{1565,436 \times 10^{-3}}{0,8 \times 0,72} = 2,72 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

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

• **Sens Y-Y :**

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} = \frac{1732,436 \times 10^{-3}}{0,8 \times 0,72} = 3,01 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ Fissuration préjudiciable.

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

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

VI.6.1.4. Calcul de l'espacement :

Selon **B.A.E.L91** : $\rightarrow St \leq \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min (0,9 \times 0,72 ; 40 \text{ cm})$

$\rightarrow St \leq \min (64,8 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 40 \text{ cm}$

On prend : **St = 20 cm**

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES 

VI.6.1.5. Les armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \emptyset_{\min} ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \emptyset_t \leq \min \left(\frac{80}{35} ; \emptyset_{\min} ; \frac{80}{10} \right) \rightarrow \emptyset_t \leq \min (2,28 ; 2 ; 8)$$

$\rightarrow \emptyset_t \leq 2 \text{ cm} \rightarrow$ On prend : **$\emptyset_t = 10 \text{ mm}$**

Tableau VI .3. Récapitulation du ferrailage de la dalle

		A_{min} (cm ² /ml)	A_{calculé} (cm ² /ml)	A_{choisi} (cm ² /ml)	St (cm)	\emptyset_t (mm)
Sens X-X	Travée	40	17,15	6T20 18,85	20	10
	Appui		36,19	6T20+6T20 37,70	20	10
Sens Y-Y	Travée	40	15,76	6T20 18,85	20	10
	Appui		35,88	6T20+6T20 37,70	20	10

VI.6.2. Ferrailage de la nervure :

Le ferrailage se fait en flexion simple avec une section de (1,50 × 1) m² en deux directions, l'une suivant le sens X-X, et l'autre suivant le sens Y-Y.

VI.6.2.1. Calcul à l'ELU :

- **En travée :**
- **Sens X-X :**

On à : M_{tx} = 1143,40 KN.m

- ✓ **Le moment réduit μ_u :**

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

Rapport-gratuit.com 
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

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

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 1,50 = 1,35 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{1143,40 \times 10^{-3}}{1 \times 1,35^2 \times 14,17} = 0,044 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → Asc = 0

✓ **Calcul de Ast :**

$$Ast = \frac{Mu}{Z \times \delta st}$$

$$\delta st = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044}) = 0,056$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 1,35 (1 - 0,4 \times 0,056) = 1,3198 \text{ m}$$

$$Ast = \frac{1143,40 \times 10^{-3}}{1,3198 \times 347,83} = 24,91 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$Ast \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 1,35 \times \frac{2,1}{400}$$

$$Ast \geq 16,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

On prend : Ast = 37,70 cm² → 12T20

➤ **Sens Y-Y :**

On à : Mty = 929,99 KN.m

✓ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 1,50 = 1,35 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{929,99 \times 10^{-3}}{1 \times 1,50^2 \times 14,17} = 0,029 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → Asc = 0

✓ **Calcul de Ast :**

$$Ast = \frac{Mu}{Z \times \delta st}$$

$$\delta st = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,029}) = 0,037$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 1,35 (1 - 0,4 \times 0,037) = 1,33 \text{ m}$$

$$Ast = \frac{929,99 \times 10^{-3}}{1,33 \times 347,83} = 20,10 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$Ast \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 1,35 \times \frac{2,1}{400}$$

$$Ast \geq 16,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

On prend : Ast = 37,70 cm² → 12T20

• **En appui :**

➤ **Sens X-X :**

On à : Max = 1154,73 KN.m

✓ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 1,50 = 1,35 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{1154,73 \times 10^{-3}}{1 \times 1,35^2 \times 14,17} = 0,045 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → Asc = 0

✓ **Calcul de Asa :**

$$Asa = \frac{Mu}{Z \times \delta st}$$

$$\delta st = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,045}) = 0,058$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 1,35 (1 - 0,4 \times 0,058) = 1,3187 \text{ m}$$

$$Asa = \frac{1154,73 \times 10^{-3}}{1,3187 \times 347,83} = 25,17 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$Ast \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 1,35 \times \frac{2,1}{400}$$

$$Asa \geq 16,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{On prend : } Ast = 37,70 \text{ cm}^2 \rightarrow 12T20$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$\text{On à : } May = 1423,89 \text{ KN.m}$$

✓ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 1,50 = 1,35 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{1423,89 \times 10^{-3}}{1 \times 1,35^2 \times 14,17} = 0,055 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → Asc = 0

✓ **Calcul de Asa :**

$$Asa = \frac{Mu}{Z \times \delta st}$$

$$\delta st = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,055}) = 0,071$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 1,35 (1 - 0,4 \times 0,071) = 1,3117 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{1423,89 \times 10^{-3}}{1,3117 \times 347,83} = 31,21 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 1,35 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{sa} \geq 16,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{On prend : } A_{st} = 37,7 \text{ cm}^2 \rightarrow 12T20$$

✓ **Section minimum R.P.A99 V 2003 :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\% \times B = 0,005 \times 1 \times 1,5 = 75 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} > A_{st \text{ min}}$$

Sens X-X :

$$A_{stx} + A_{sax} > A_{st \text{ min}} \rightarrow 37,70 + 37,70 > 40 \rightarrow 75,40 \text{ cm}^2 > 75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Sens Y-Y :

$$A_{sty} + A_{say} > A_{st \text{ min}} \rightarrow 37,70 + 37,70 > 40 \rightarrow 75,40 \text{ cm}^2 > 75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

VI.6.2.2. Vérification à l'ELS :

• **En travée :**

➤ **Sens X-X :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{1143,40}{839,96} = 1,36$$

$$\rightarrow 0,056 \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow 0,056 \leq 0,43 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} (d - x) = 0$$

$$0,1 \times x^2 - 15 \times 37,70 \times 10^{-4} (1,35 - x) = 0$$

$$\Delta = 33,72 \times 10^{-3} \rightarrow \sqrt{\Delta} = 18,36 \times 10^{-2}$$

$$x = 0,6353 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times Ast (d - x)^2$$

$$= \frac{1 \times 0,6353^3}{3} + 15 \times 37,70 \times 10^{-4} (1,35 - 0,6353)^2$$

$$I = 18,85 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{839,96 \times 10^{-3} \times 0,6353}{18,85 \times 10^{-2}} = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{Ms (d-x)}{I} = 15 \times \frac{839,79 \times 10^{-3} (1,35 - 0,6353)}{18,85 \times 10^{-2}}$$

$$\sigma_{st} = 47,76 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \rightarrow (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{929,99}{675,44} = 1,38$$

$$\rightarrow 0,037 \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow 0,037 \leq 0,44 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times Ast (d - x) = 0$$

$$0,1 \times x^2 - 15 \times 37,70 \times 10^{-4} (1,35 - x) = 0$$

$$\Delta = 33,72 \times 10^{-3} \rightarrow \sqrt{\Delta} = 18,36 \times 10^{-2}$$

$$x = 0,6353 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times Ast (d - x)^2$$

$$= \frac{1 \times 0,6353^3}{3} + 15 \times 37,70 \times 10^{-4} (1,35 - 0,6353)^2$$

$$I = 18,85 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{675,44 \times 10^{-3} \times 0,6353}{18,85 \times 10^{-2}} = 2,28 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{Ms (d-x)}{I} = 15 \times \frac{675,44 \times 10^{-3} (1,35 - 0,6353)}{18,85 \times 10^{-2}}$$

$$\sigma_{st} = 38,41 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \rightarrow \text{(fissuration préjudiciable)}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

• **En appui :**

➤ **Sens X-X :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{1154,73}{848,59} = 1,36$$

$$\rightarrow 0,058 \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow 0,058 \leq 0,43 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times Ast (d - x) = 0$$

$$0,1 \times x^2 - 15 \times 37,70 \times 10^{-4} (1,35 - x) = 0$$

$$\Delta = 33,72 \times 10^{-3} \rightarrow \sqrt{\Delta} = 18,36 \times 10^{-2}$$

$$x = 0,6353 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times Ast (d - x)^2$$

$$= \frac{1 \times 0,6353^3}{3} + 15 \times 37,70 \times 10^{-4} (1,35 - 0,6353)^2$$

$$I = 18,85 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{848,59 \times 10^{-3} \times 0,6353}{18,85 \times 10^{-2}} = 2,86 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{Ms (d-x)}{I} = 15 \times \frac{848,59 \times 10^{-3} (1,35 - 0,6353)}{18,85 \times 10^{-2}}$$

$$\sigma_{st} = 48,26 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \rightarrow (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{1423,89}{1050,21} = 1,36$$

$$\rightarrow 0,071 \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow 0,071 \leq 0,43 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times Ast (d - x) = 0$$

$$0,1 \times x^2 - 15 \times 37,70 \times 10^{-4} (1,35 - x) = 0$$

$$\Delta = 33,72 \times 10^{-3} \rightarrow \sqrt{\Delta} = 18,36 \times 10^{-2}$$

$$x = 0,6353 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$= \frac{1 \times 0,6353^3}{3} + 15 \times 37,70 \times 10^{-4} (1,35 - 0,6353)^2$$

$$I = 18,85 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I} = \frac{1050,21 \times 10^{-3} \times 0,6353}{18,85 \times 10^{-2}} = 3,54 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{Ms(d-x)}{I} = 15 \times \frac{1050,21 \times 10^{-3} (1,35 - 0,6353)}{18,85 \times 10^{-2}}$$

$$\sigma_{st} = 59,73 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \rightarrow (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

VI.6.2.3. Vérification au cisaillement :

• **Sens X-X :**

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} = \frac{846,64 \times 10^{-3}}{1 \times 1,35} = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

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

- **Sens Y-Y :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1539,523 \times 10^{-3}}{1 \times 1,35} = 1,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

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

VI.6.2.4. Calcul de l'espacement :

Selon R.P.A99 V 2003 :

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \varnothing_{\min} ; 30 \text{ cm} \right) \rightarrow St \leq \min \left(\frac{150}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$\rightarrow St \leq \min (37,5 ; 14,4 ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 14,4 \text{ cm}$$

On prend : **St = 14 cm**

- **Zone courante :**

$$St' \leq \frac{h}{2} \rightarrow St' \leq \frac{150}{2} \rightarrow St' \leq 75 \text{ cm}$$

On prend : **St' = 20 cm**

VI.6.2.5. Les armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \varnothing_{\min} ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \varnothing_t \leq \min \left(\frac{150}{35} ; 1,2 ; \frac{100}{10} \right) \rightarrow \varnothing_t \leq \min (4,28 ; 2 ; 10)$$

$$\rightarrow \varnothing_t \leq 2 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } \varnothing_t = 10 \text{ mm}$$

Tableau VI .4. Récapitulation du ferrailage de la nervure

		A_{\min} (cm ² /ml)	$A_{\text{calculé}}$ (cm ² /ml)	A_{choisi} (cm ² /ml)	A_r (cm ² /ml)	A_{rchoisi} (cm ² /ml)	St (cm)	St' (cm)	\varnothing_t (mm)
Sens X-X	Travée	75	24,91	37,70 12T20	9,43	11,31 10T12	14	20	10
	Appui		25,17	37,70 12T20	9,43	11,31 10T12	14	20	10
Sens Y-Y	Travée	75	20,10	37,70 12T20	9,43	11,31 10T12	14	20	10
	Appui		31,21	37,70 12T20	9,43	11,31 10T12	14	20	10

Remarque :

Pour les nervures de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau pour éviter l'apparition des fissures.

On prend 8T12 pour le ferrailage de peau.

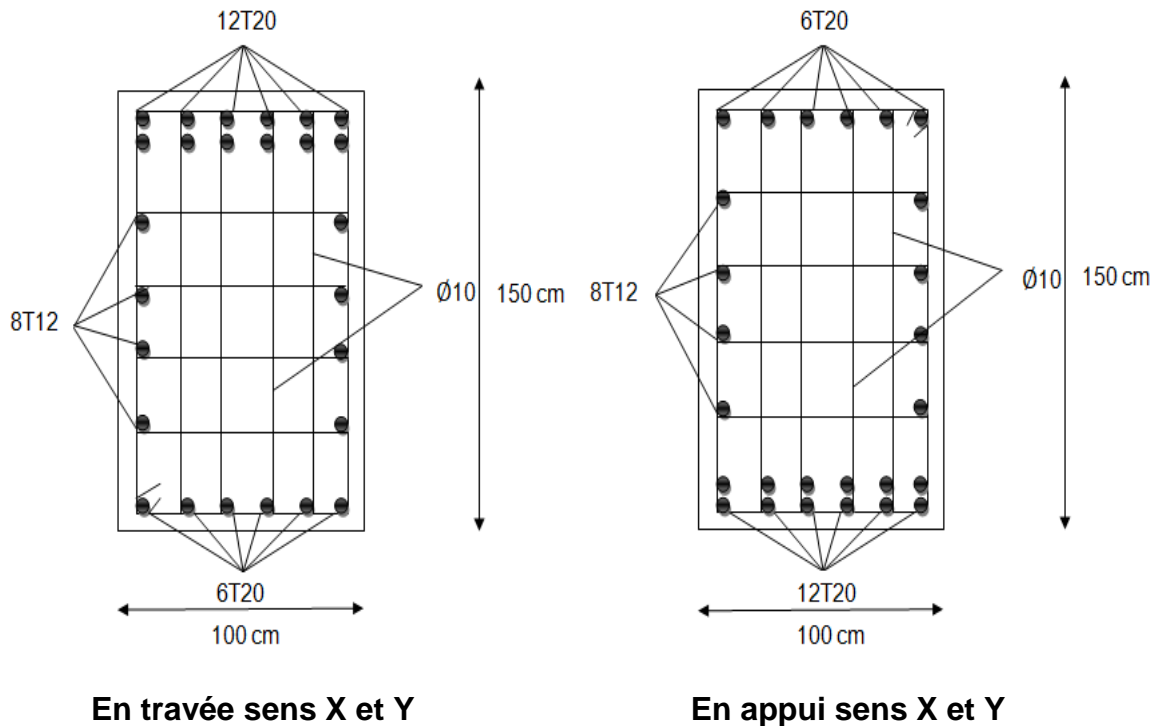


Figure VI .5.Ferrailage de la nervure

VI.7.Etude du voile périphérique :

Selon le **R.P.A99 V 2003**, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.10 dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.7.1.Dimensions du voile :

- L'épaisseur : $e_p = 0,2$ m
- La hauteur : $h = 3,06$ m

VI.7.2.Caractéristiques du sol :

φ : L'angle de frottement à long terme $\rightarrow \varphi' = 17^\circ$

C : La cohésion à long terme $\rightarrow C' = 15 \text{ KPa}$ \rightarrow (voir annexe A)

γ : Le poids volumique de la terre $\rightarrow \gamma = 16 \text{ KN/m}^3$

VI.7.3.Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

- La poussée des terres.
- La surcharge, $q = 5 \text{ KN/m}^2$

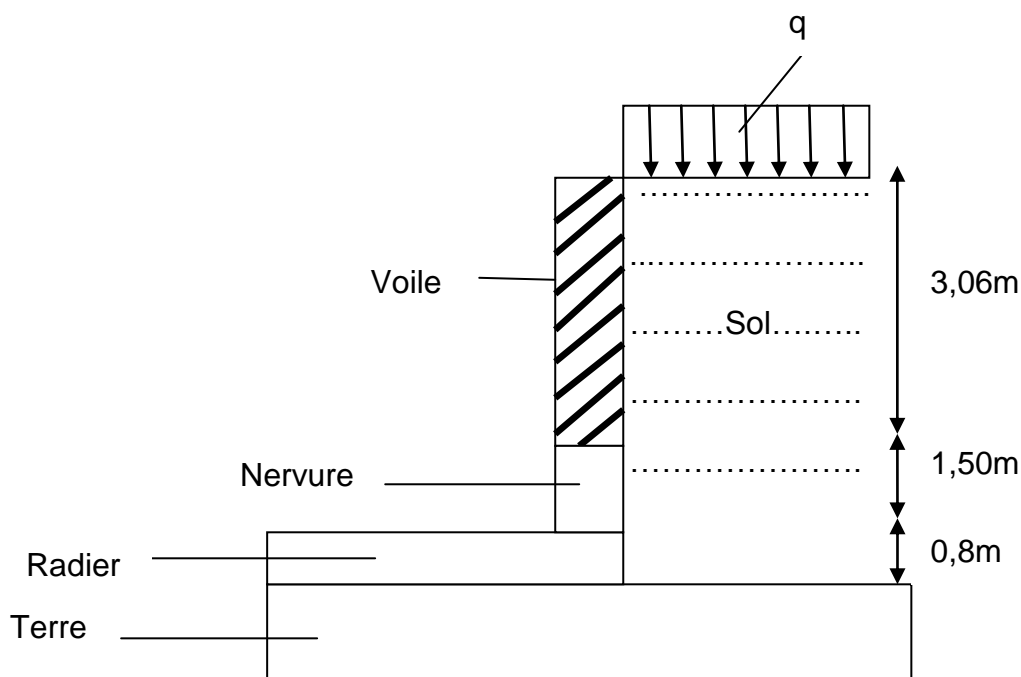


Figure VI .7.Schéma du voile périphérique

VI.7.3.1.Force due à la poussée de la terre :

Le voile est encastré dans un radier très rigide et ne peut pivoter \rightarrow donc : le sol exerce sur le voile une pression voisine de la pression au repos.

$$G = (\gamma \times h \times K - 2 \times C' \times \sqrt{K}) \times \frac{h}{2}$$

Avec :

K : Coefficient du poussée des terres $\rightarrow K = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 17^\circ = 0,71$

$$\rightarrow G = (16 \times 3,06 \times 0,71 - 2 \times 15 \times \sqrt{0,71}) \times \frac{3,06}{2} = 14,51 \text{ KN/ml}$$

VI.7.3.2.Force due à la surcharge :

$$Q = q \times K \times h = 5 \times 0,71 \times 3,06 = 10,863 \text{ KN/ml}$$

VI.7.4.Combinaison des charges :

- **ELU :**

$$Q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 14,51 + 1,5 \times 10,863 = 35,88 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS :**

$$Q_s = G + Q = 14,51 + 10,863 = 25,37 \text{ KN/m}^2$$

VI.7.5.Calcul du moment :

Pour le calcul du moment on va utiliser la méthode de **B.A.E.L.**

$$\text{On à : } \begin{cases} L_x = 3,06 - 0,51 = 2,55 \text{ m} \\ L_y = 4,05 \text{ m} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,55}{4,05} = 0,63 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle est portée dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times P \times L_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

Avec :

M_x : le moment fléchissant suivant le sens x-x.

M_y : le moment fléchissant suivant le sens y-y.

L_x : la longueur du voile.

μ_x et μ_y : Coefficient obtenu en fonction de α .

- **ELU :**

$$\text{On a : } \begin{cases} \mu_x = 0,082 \\ \mu_y = 0,3289 \end{cases}$$

$$M_x = 0,082 \times 35,88 \times 2,55^2 = 19,13 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_y = 0,3289 \times 19,13 = 6,29 \text{ KN.m/ml}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 19,13 = 14,35 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 6,29 = 4,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **ELS :**

$$\text{On a : } \begin{cases} \mu_x = 0,0496 \\ \mu_y = 0,7052 \end{cases}$$

$$M_x = 0,0496 \times 25,37 \times 2,55^2 = 8,18 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_y = 0,3289 \times 8,18 = 2,69 \text{ KN.m/ml}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 8,18 = 6,14 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 2,69 = 2,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

VI.7.6.Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage du voile périphérique se fait en flexion simple, sur une bande de 1ml.

- **Sens X-X :**

$$\text{On à : } M_{tx} = 14,35 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

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

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{14,35 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,031 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → Asc = 0

- ✓ **Calcul de Ast :**

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \delta_{st}}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,031}) = 0,039$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,18 (1 - 0,4 \times 0,039) = 0,1772 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{14,35 \times 10^{-3}}{0,1772 \times 347,83} = 2,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sens Y-Y :**

On a : $M_{ty} = 4,72 \text{ KN.m}$

- ✓ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

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

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{4,72 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,010 < \mu_R = 0,392$$

→ Section Simple Armature → $A_{sc} = 0$

- ✓ **Calcul de A_{st} :**

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \delta_{st}}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01}) = 0,0125$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,18 (1 - 0,4 \times 0,0125) = 0,1791 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{4,72 \times 10^{-3}}{0,1791 \times 347,83} = 0,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VI.7.7. Section minimale d'armatures :

Selon **C.B.A93** :

- **Sens Y-Y :**

La plus grande portée → $A_{y_{\min}} = 0,08\% B = 0,08\% \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$

- **Sens X-X :**

La plus petite portée → $A_{x_{\min}} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_{y_{\min}} = \frac{3-0,63}{2} \times 1,6 = 1,90 \text{ cm}^2$

Selon **R.P.A99 V 2003** :

$$A_{x_{\min}} = A_{y_{\min}} = 0,1\% B = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Selon **B.A.E.L91** :

$$A_{x_{\min}} = A_{y_{\min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \begin{cases} A_{x_{\min}} = 1,9 \text{ cm}^2 \\ A_{y_{\min}} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VI.7.8.Choix d'armatures :

$$\text{On adopte : } \begin{cases} A_{st_x} = 5,50 \text{ cm}^2 \rightarrow 7T10/ml \\ A_{st_y} = 5,50 \text{ cm}^2 \rightarrow 7T10/ml \end{cases}$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES 

VI.7.9.L'espacement :

Selon le **B.A.E.L91** :

- **Sens Y-Y :**

$$St_y \leq \min (4h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow St_y \leq \min (4 \times 20 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow St_y \leq \min (80 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$$\rightarrow St_y \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend: } \mathbf{St_y = 20 \text{ cm}}$$

- **Sens X-X :**

$$St_x \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow St_x \leq \min (3 \times 20 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow St_x \leq \min (60 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$$\rightarrow St_x \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } \mathbf{St_x = 20 \text{ cm}}$$

VI.7.10.Vérification du l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } Vu = \max (Vu_x ; Vu_y)$$

$$Vu_y = \frac{q_u \times Ly}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{35,88 \times 4,05}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,63}{2}} = 55,252 \text{ KN}$$

$$Vu_x = \frac{q_u \times Lx}{3} = \frac{35,88 \times 2,55}{3} = 30,498 \text{ KN}$$

$$\rightarrow Vu = \max (55,252 ; 30,498) = 55,252 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{55,252 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,307 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

VI.7.11.Vérification à l'ELS :

✓ Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} (d - x) = 0$$

$$0,1 \times x^2 - 15 \times 5,50 \times 10^{-4} (0,18 - x) = 0$$

$$\Delta = 6,62 \times 10^{-4} \rightarrow \sqrt{\Delta} = 25,73 \times 10^{-3}$$

$$x = 0,087 \text{ m}$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$= \frac{0,2 \times 0,087^3}{3} + 15 \times 5,50 \times 10^{-4} (0,18 - 0,087)^2$$

$$I = 1,15 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

✓ Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{8,18 \times 10^{-3} \times 0,087}{1,15 \times 10^{-4}} = 6,19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s (d-x)}{I} = 15 \times \frac{8,18 \times 10^{-3} (0,18 - 0,087)}{1,15 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 99,23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \rightarrow (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

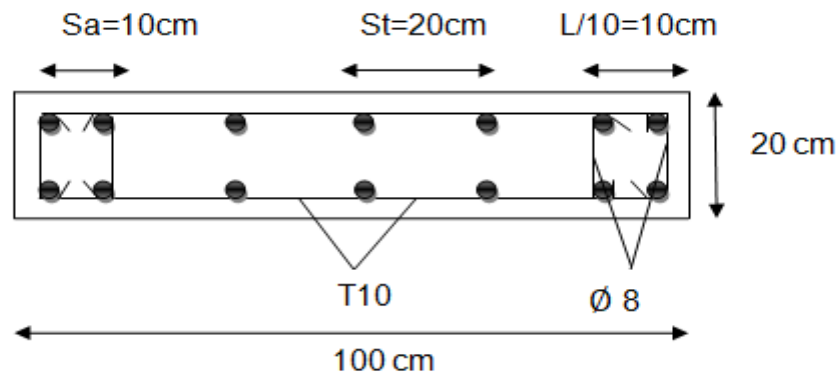


Figure VI.8.Ferraillage de voile périphérique

VI.8.Conclusion :

Les fondations ont pour rôle de transmettre les charges au sol. Elles sont choisies selon plusieurs critères comme la capacité portante du sol, la distance entre axes des poteaux, l'importance des charges transmises et la profondeur du bon sol.

Pour notre bâtiment, et vue de faible capacité portante du sol, et les charges élevées de bâtiment, il est indispensable de passer par un radier général nervuré.

VII.1.Introduction :

Dans un projet, le chef de projet doit faire le choix d'un mode de management, c'est-à-dire un mode de pilotage du projet et d'orchestration, en particulier des ressources humaines.

Pour arriver au bout du projet, il faut choisir et trouver une façon efficace et agréable et pour cela on va suivre ces points :

- Prevoir et planifier.
- Organiser.
- Commander.
- Coordonner.
- Contrôler.

Ce sont les cinq fonctions clés du management selon Henri Fayol (1916). Le respect des procédures par le personnel doit amener à la performance soutenue par le sens de la mission fournie par le manager.

VII.2.Gestion de projet :

Ce gestion de projet consiste à :

- Planifier le projet dans le temps : c'est l'objet de la planification.
- chiffrer et suivre le budgétisé (étude préalable des coûts et avantages ou revenus attendus en contrepartie, des sources de financement, étude des risques de projet, opérationnels et financiers et impacts divers..).
- maîtriser et piloter les risques.
- atteindre le niveau de qualité souhaité.
- faire intervenir de nombreuses parties prenantes : c'est l'objet des organisations qui identifient maîtrise d'œuvre et maîtrise d'ouvrage (voir également fonctions de maîtrise d'ouvrage).
- responsabiliser le chef de projet ou le directeur de projet, mettre en place un comité de pilotage.
- suivre des enjeux opérationnels et financiers.

VII.3.Management de projet :

Ce management du projet doit consister à :

- établir un plan d'affaire pour le projet. Il s'agit d'une pré-étude de rentabilité dite souvent business case, on y explique pourquoi il faut prendre le risque de faire le projet.
- définir un modèle d'affaire.
- Inventorier les risques au préalable au métier et au projet qui va être lancé.
- cela permet d'écrire une note d'opportunité, elle montre en quoi le projet s'aligne sur la stratégie définie par la direction.

VII.4.Planification :

Planification c'est déterminer ce qui doit être fait ,par qui ,et quand a fin de s'acquitter de responsabilité attribuée.

Il ya 04 bonne raisons pour la planification de projet :

- Pour éliminer ou réduire l'incertitude.
- Pour améliorer l'efficacité de l'opération.
- Pour obtenir une meilleur compréhension des objectifs.
- Pour fournir une base pour suivre et controler le travail.

VII.5.Différentes intervenants dans un projet de construction :**VII.5.1.Maitre d'ouvrage :**

Personne morale ou physique pour le compte de qui sont exécutés les travaux. le maitre de l'ouvrage est responsable de l'ouvrage .

Les missions de maitre d'ouvrage sont :

- Choisir un maitre d'œuvre.
- Choisir une entreprise de réalisation en collaboration avec le maitre d'œuvre.
- Choisir l'organisme de contrôle.
- Choisir l'organisme chargé d'étude de sol.

VII.5.2.Maitre d'œuvre :

Personne physique ou morale qui pour sa compétence, est chargée par le maitre de l'ouvrage de diriger l'exécution du marché et de proposer la réception et le règlement des travaux .

Les missions de maitre d'oeuvre sont :

- Réaliser le dossier d'exécution d'un projet.
- Suivi de projet.

VII.5.3.Organisme de contrôle d'étude et réalisation :

Personne physique ou morale choisi par le maitre d'ouvrage pour exercer l'examen de la conception et de l'exécution des ouvrages réalisés en vue de contribuer à la prévention des aléas techniques.

Les missions d'organisme de contrôle d'étude et réalisation :

- approbation du dossier exécution du projet.
- controler les différentes phases d'exécution du projet.

VII.5.4.Entreprise de realisation :

Effectue les travaux prévues dans le contrat.

Réalisation du projet suivant les règles de l'act.

VII.5.5.Organisme d'étude de sol :

Etude des propriétés physiques, chimiques et mécaniques du sol.

VII.6. Cycle de vie du projet par apport ou vue de propriétaire :

Distinguer précisément les phases du cycle de vie d'un ouvrage construit est important pour avoir une vision plus précise du procès et des bonnes pratiques de gestion associées. Les logiciels de gestion de cycle de vie projets doivent s'inscrire dans ce processus pour comprendre et répondre aux impératifs du métier.

Quand on pense aux différentes phases d'un projet de construction, les étapes clés que nous avons le plus souvent en tête sont Etudes/Avant-Projet, Réalisation et Exploitation.

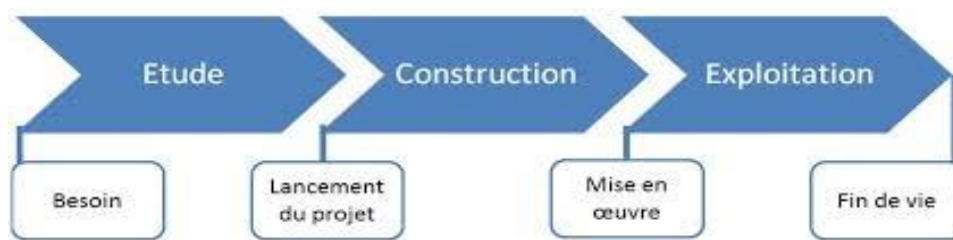


Figure VII.1.Les étapes de cycle du vie d'un projet

Source : <gpp.oiq.qc.ca/le-cycle-de-vie-d-un-projet.htm>

VII.6.1. Identification :

La demande est clarifiée, les objectifs précisés et le projet globalement identifié en ce qui a trait au produit ou au service à livrer, aux contraintes à respecter et à la stratégie de réalisation.

VII.6.2. Définition :

Le contenu du projet est définie de façon plus précise, une planification détaillée est établie pour sa durée ; l'échéance, les ressources et les dépenses, ainsi que les politiques et les procédures de gestion sont circonscrites.

VII.6.3.Réalisation :

Le produit ou le service est effectivement réalisé suivant le plan prévu et en conformité avec les exigences du demandeur.

VII.6.4. Clôture :

Le produit ou le service est remis au demandeur, le projet est évalué et sa clôture administrative effectuée.

VII.6.5. Retrait de service :

C'est la démolition de projet.

La démolition du bâtiment R+14 doit être aussi planifiée tout comme les autres tâches du projet. Cette dernière doit être définie par une date précise décidée par le propriétaire ou l'ensemble propriétaire et bureau d'étude, et aussi un coût estimé bien avant financier par le MO (maître de l'ouvrage = propriétaire).

Cette action est conditionnée par les critères suivants :

- Le bâtiment R+14 n'est plus fonctionnel, la réparation est inutile.
- Mauvaise condition de vie dans son environnement.
- Danger d'effondrement.
- Fin de vie des matériaux constituant la maison.

VII.7. Définir le projet :

VII.7.1. Définition des besoins :

Structure en béton armé à usage d'habitations.

VII.7.2. Objectif du projet :

- Réalisation d'un immeuble R+14 avec Sous-sol en plus court temps possible.
- Avoir une bonne qualité et la bonne résistance.
- Construire avec un coût total logique et acceptable.

VII.7.3. Description de projet :

- Réalisation d'un immeuble R+14 avec Sous-sol.
- Surface : 403 m²
- Hauteur totale de bâtiment : 51.85 m

VII.8. Délais du projet :

VII.8.1. Diagramme de Gantt :

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois) chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale.

Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

- Les différentes tâches à envisager.
- La date de début et la date de fin de chaque tâche.

- La durée escomptée de chaque tache.
- Le chevauchement éventuel des taches, et la durée de ce chevauchement.
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

Et résumé, un diagramme de Gantt répertorie toutes les tâches à accomplir pour mener le projet à bien, et indique la date à laquelle ces taches doivent être effectuées (le planning).

Notre diagramme de Gantt finale de ce projet figure dans l'annexe (voir annexe C).

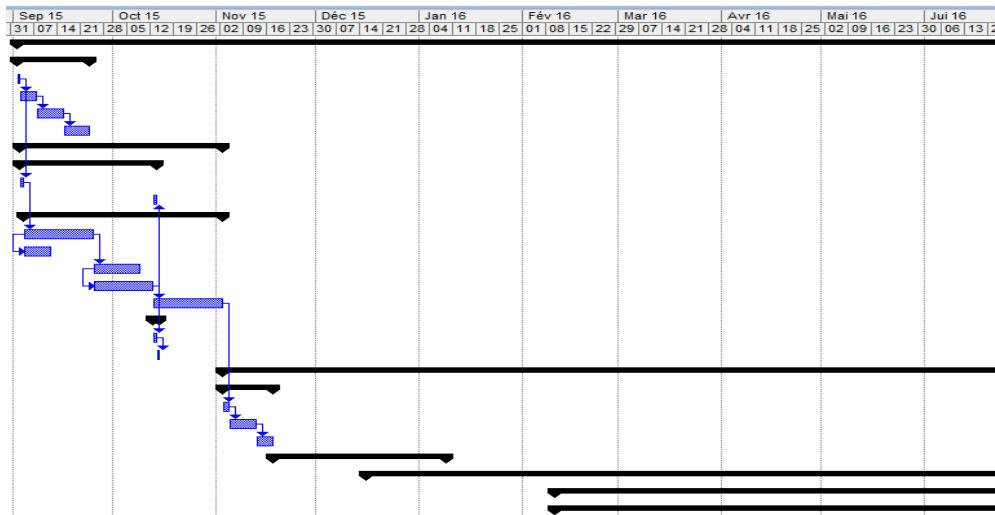


Figure VII.2. Partie de tableaux du daigramme de Gantt

VII.8.2. Le MS Project :

Microsoft projet (ou MS Project ou MSP) est un logiciel de gestion de projets édité par Microsoft .Il nous permis de planifier notre projet et pouvoir le piloter, de gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et communiquer les données par suite.

Nous avons fixés comme objectifs, de définir le délai et le cout.

Afin d'atteindre ces objectifs, nous avons procéder comme suit :

- Préparation du WBS (Works Breakdown Structures) du projet.
- Identification de nos ressources.
- Identifier les taches et affecter des durées aux taches.
- Elaborer un diagramme de Gantt.

VII.8.3.Comment Accélérer les travaux ?

VII.8.3.1.Ajoutant des ressources :

S'il n y a pas de contraintes.Ajouter des équipements ou de la main d'œuvre, mais il y a des limites.

VII.8.3.2.Sous traitance :

Le sous traitant peut être plus spécialisé que l'entrepreneur principal.

VII.8.3.3.Heures supplémentaires :

Mieux que d'ajouter d'autres personnes .les travailleurs sont déjà rodés

Inconvénient : les heurs supplémentaires sont payées plus.

VII.8.3.4.Fast-tracking (suivi rapide) :

Certaines activités critique peuvent être exécutées en parallèle et non complètement en série.

VII.8.3.5.Réception partielle du projet :

Si c'est possible, certaines parties du projet peuvent être réceptionnées avant la fin du projet entier.

VII.8.4.Estimation de la durée des activités :

Les techniques utilisée sont :

VII.8.4.1.Jugement d'expert :

Le jugement d'expert, inspiré par l'information historique, peut être utilisé aussi souvent que possible.

VII.8.4.2.Estimation par analogie :

L'estimation par analogie utilise la durée réelle d'une activité del'échéancier antérieure similaire comme base d'estimation de la durée d'une activité future.

VII.8.4.3.Estimation paramétrique :

L'estimation de base de la durée des activités peut etre déterminée quantitativement en multipliant la quantité de travail à exécuter par le taux de productivité.

VII.8.4.4.Estimations à trois points :

Les estimations à trois points sont bassées sur la détermination de trois types d'estimation :

$$\text{Temps espéré} = \frac{TO+4TM+TP}{6}$$

Avec :

TM : temps moyen estimé

TO : temps optimiste

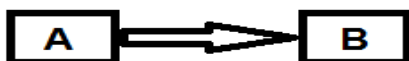
TP : temps pessimiste

1.1	Nom de la tâche	Durée	Début	Fin
1	[-] Réalisation de 45 logts	445 jours	Mer 02/09/15	Mar 16/05/17
21	[+] installation du chantier	11 jours	Mar 03/11/15	Mar 17/11/15
25	[+] infrastructure	38 jours	Mer 18/11/15	Ven 08/01/16
51	[-] Superstructure	272 jours	Mer 16/12/15	Jeu 29/12/16
52	[+] sous soul	41 jours	Mer 16/12/15	Mer 10/02/16
64	[+] R.D.C	24 jours	Lun 25/01/16	Jeu 25/02/16
76	[+] 1er étage	27 jours	Ven 05/02/16	Lun 14/03/16
88	[+] 2ème étage	33 jours	Mar 23/02/16	Jeu 07/04/16
100	[+] 3ème étage	31 jours	Lun 14/03/16	Lun 25/04/16
112	[+] 4ème étage	34 jours	Jeu 31/03/16	Mar 17/05/16
124	[+] 5ème étage	33 jours	Jeu 21/04/16	Lun 06/06/16
136	[+] 6ème étage	36 jours	Jeu 12/05/16	Jeu 30/06/16
148	[+] 7ème étage	35 jours	Jeu 02/06/16	Mer 20/07/16
160	[+] 8ème étage	37 jours	Ven 24/06/16	Lun 15/08/16
172	[+] 9ème étage	36 jours	Lun 18/07/16	Lun 05/09/16
184	[+] 10ème étage	35 jours	Mar 09/08/16	Lun 26/09/16
196	[+] 11ème étage	35 jours	Ven 02/09/16	Jeu 20/10/16
208	[+] 12ème étage	35 jours	Mer 28/09/16	Mar 15/11/16
220	[+] 13ème étage	35 jours	Lun 24/10/16	Ven 09/12/16
232	[+] 14ème étage	33 jours	Mar 15/11/16	Jeu 29/12/16
244	[-] C.E.S	329 jours	Jeu 11/02/16	Mar 16/05/17
245	[-] Maçonnerie	235 jours	Jeu 11/02/16	Mer 04/01/17
246	[+] Réalisation des murs extérieurs et intérieurs	235 jours	Jeu 11/02/16	Mer 04/01/17
263	[-] Electricité	191 jours	Mer 24/02/16	Mer 16/11/16
264	[+] Installation des gains et fils,des prises et disjoncteurs	191 jours	Mer 24/02/16	Mer 16/11/16
281	[-] Menuiserie	268 jours	Mer 24/02/16	Ven 03/03/17
282	[+] pose de menuiserie en bois et métallique	268 jours	Mer 24/02/16	Ven 03/03/17
299	[-] Enduit	240 jours	Mer 02/03/16	Mar 31/01/17
300	[+] Réalisation d'enduit interieur	240 jours	Mer 02/03/16	Mar 31/01/17

Figure VII.3. Partie de tableau de définir les tâches et la durée (MS PROJECT 2010)

VII.8.5. Type de liaisons entre deux activités utilisées dans Ms PROJECT 2010 :

VII.8.5.1. Fin à Début (FS) :



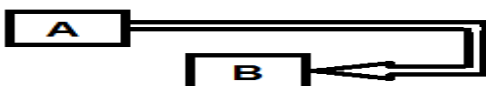
Activité A doit être achevée avant que l'activité B puisse commencer.

VII.8.5.2. Début à Début (SS) :



Activité A doit commencer avant que l'activité B puisse commencer.

VII.8.5.3. Fin à Fin (FF) :



Activité A doit être achevée avant que l'activité B puisse s'achever.

VII.8.5.4. Début à Fin (SF):



Activité A doit commencer avant que l'activité B puisse finir.

VII.9.Couts du projet :

VII.9.1.Type couts :

VII.9.1.1.Couts indirectes :

Ce sont les charges en général : Administration, consultant, supervision, les intérêts de banques.

VII.9.1.2.Couts Directes :

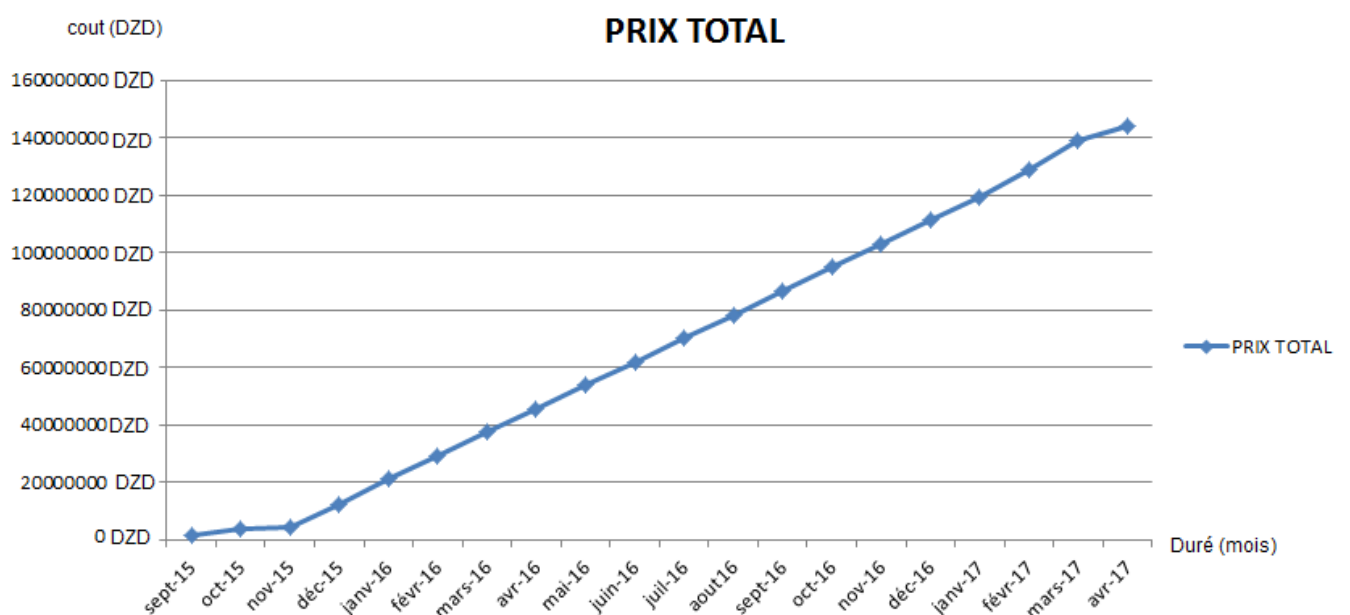
Sont indirectement liés à l'activité. Main d'œuvre, matériaux, équipement.

Généralement les couts directs d'une activité représentent le cout normal de l'activité.

VII.9.2.Courbe S :

A l'aide du logiciel MS Project on transfère le résultat sur Excel a fin de tracer la courbe S a été tracée sur un plan (OX,OY) ou l'axe des X représente le temps et l'axe des Y représentes les couts .Cette courbe permette de voir directment l'évolution de la consommation d'argent à travers le temps.

Sachant que le courbe S reste un outil très utile pour le control et le suivi du projet.



FigureVII.4. Courbe S (MS PROJECT 2010)

VII.9.3. Les outils et techniques pour estimation des couts :**VII.9.3.1. Estimation par analogie (Top Down, Descendante, Macro) :**

L'estimation des couts par analogie consiste à utiliser le cout réel de projets similaires antérieurs comme base d'estimation du cout du projet actuelle.

L'estimation des couts par analogie utilise le jugement d'expert.

VII.9.3.2. Estimation paramétrique :

L'estimation paramétrique est une technique partant d'une relation statique entre des données historiques et d'autres variables pour calculer une estimation du cout d'une ressource d'une activité de l'échéancier.

VII.9.3.3. Détermination du taux de cout des ressources (Bottomup, Ascendante, Micro) :

Afin de calculer le cout des activités de l'échéancier, la personne qui calcule les taux de cout ou le groupe qui en prépare l'estimation doit connaître les couts unitaires de chaque ressource.

VII.9.3.4. Logiciels de gestion de projet :

On a utilisé logiciel MS Project.

VII.10. Les ressources du projet :**VII.10.1. Types des ressources :**

- - Main d'œuvre. - Information.
- - Matériels. - Décision de management.
- - Matériaux. - Agents.

VII.10.2. Les ressources humaines :

Le nombre de groupe affecté au présent projet est de 7 :

- Groupe coffreur : 3 personnes
- Groupe ferrailleur : 4 personnes
- Groupe maçon béton : 4 personnes
- Groupe menuisier : 4 personnes
- Groupe électricien : 4 personnes.
- Groupe pour enduit : 4 personnes
- Groupe gardien : 3 personnes

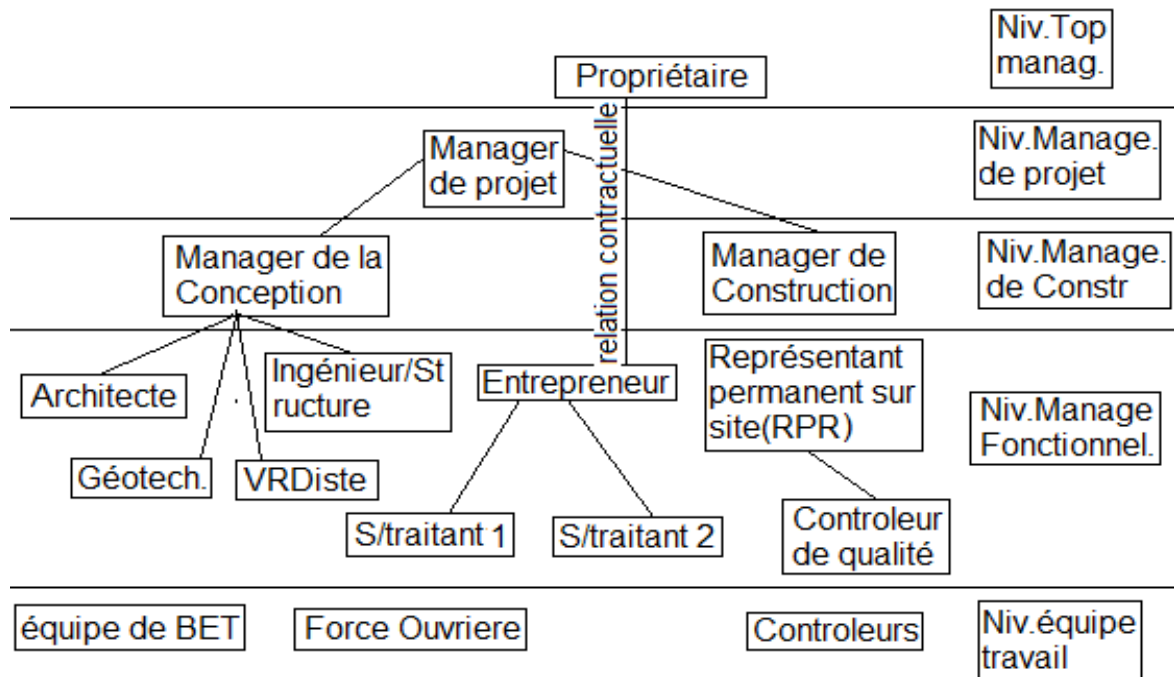


Figure VII.5. Schéma relations fonctionnelles

VII.10.3. Les ressources matérielles et matériaux :

- Une grue
- 2 camions de 10 tonnes
- 2 camions de 2,5 tonnes
- Une bétonnière
- Une pelleteuse
- Un treuil
- Un chargeur à bars
- Un groupe électrogène
- Un malaxeur
- Une pompe à béton
- Une cabine de chantier
- 2 postes à soudures
- Une cintreuse pour les barres d'acier
- Un échafaudage métallique
- Bois ou métalliques pour coffrage
- Fer pour ferrailage
- Béton
- Brique simple
- Enduit en ciment
- Grains d'électricités
- Tôle ondulée (Zinc)
- File d'électricités (1,5 ; 2,5 et 6 mm)

- Tube de fer pour clôture (pour le zinc)
- Treillis soudé pour dalle
- Tuyaux pour eau
- Projecteurs électriques
- Panneau d'affichage
- Hourdis
- Lampe

VII.11.Résultats obtenus du projet :

Propriétaire : DAHOU MOHAMMED et DAHOU OUASSINI.

ENTREPRISE : SARL ZHONG MA INTERNATIONAL CONSTRUCTION.

Le maitre d'oeuvre : LEHFA Abdelkarim

Date de début : 02/09/2015

Date de livrable : 25/04/2017

Durée : 19 mois

Cout total : 143 943 644, 9 DZA (voir annexe B).

VII.12.Conclision :

Ce document « planification d'un projet de construction » est précieux pour nous comme future ingénieur, car il a nous permet de mettre en pratique nos connaissances et surtout d'appliquer les choses appris en cours. Ce dernier nous permet de comprendre le processus par lequel passe un projet de construction pour qu'il soit construit, ainsi de de connaitre les différents intervenant et leur relations. Et bien la taches importante dans ce projet et qui est aussi son but est de planifier tout le cycle de vie d'un bâtiment en utilisant l'outil informatique le logiciel MS Project.

Enfin, ce projet nous a permet d'apprendre beaucoup de connaissance en thème de planification et gestion de projet et même dans d'autre thèmes et d'atteindre l'objectif de ce partie « Planifier un projet en utilisant MS Project ».

CONCLUSION GENERALE

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur.

Ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de calcul (SAP2000) pour l'analyse statique de la structure, qui nous a aidé à déterminer les sollicitations les plus défavorable et ensuite le ferrailage des éléments résistants, et de dessin assisté par ordinateur (Auto CAD), aussi logiciel de gestion des projets (MS Project) pour planifier et gérer les coûts et délais.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto-stable qui a été pré dimensionné. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux et les voiles sont ferrillés avec le minimum du R.P.A99 V 2003, cela est dû au surdimensionnement, et que le R.P.A99 V 2003 valorise la sécurité.

Pour l'infrastructure le choix de fondation est un radier général nervuré, à cause de la faible capacité portante du sol, et aussi du poids de la structure très important.

L'étude économique de ce projet nous a permit de faire une planification à l'aide de logiciel MS Project qui nous conduira à atteindre les objectifs dans les délais et les coûts, on a estimé la durée du projet environ 19 mois, avec un coût total de 143 943 644,9 DZA.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

DTR B.C. 2.2, Charges permanentes et charge d'exploitation. Algérie : Ministère de l'urbanisme et de la construction, 1988.

DTR B C 2.48, Règles parasismiques algériennes RPA 99 / Version 2003. Algérie : Ministère de l'habitat, 2003.

D.T.R. –B.C 2-41, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93. Algérie : Ministère de l'habitat, 1993.

DTU associés, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91, deuxième édition, Algérie : Ministère de l'habitat, 2000.

DIB, M. Et RAIS, A. Etude d'un bâtiment (Sous-sol, RDC, Mezzanine + 13 étages) à usage d'habitation et commerce, implanté à Tlemcen. Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen, mémoire de master, 2018. 210p.

AIT MANSOUR, ZAID. Et AIT BRAHAM, NOUREDDINE. Etude d'un bâtiment en béton armé (R+11 + Duplex + Entre sol) à usage d'habitation implanté à Bejaia. Université A.MIRA Bejaia, Mémoire de master, 2017. 146p.

Notions de base en génie civil. [Consulté le 20/05/2019]. Disponible à l'adresse <<https://fr.wikiversity.org/>>.

Photos des planchers (corps creux, dalle plein, polystyrène). [Consulté le 01/04/2019]. Disponible à l'adresse <www.archiexpo.fr/>

Photos des diagrammes contrainte- déformation (béton, acier). [Consulté le 01/04/2019]. Disponible à l'adresse <www.gramme.be/unite9/>

Le cycle de vie d'un projet. [Consulté le 12/06/2019]. [Publié en mai 2011]. Disponible à l'adresse <gpp.oiq.qc.ca/le-cycle-de-vie-d-un-projet.htm>

ANNEXE A

ANNEXE B

N°1	DESIGNATIONS DES OUVRAGES	U	Quantité	P.U en H.T	Montant
<u>1/ Lot Terrassement</u>		<i>(Travaux réglés au mètre)</i>			
1-1	Décapage de la terre végétale et nivellement sur emprise bâtiments, trottoirs exécutées mécaniquement ép = 0,20m , y compris mise en dépôt et toutes sujétions d'exécution .	M ²	1 000,00	100,00	100 000,00
1-2	Terrassement général et nivellement de la plate forme du bâtiment, et mise en dépôt..	M ³	200,00	500,00	100 000,00
1-3	Fouilles en Tranchée pour semelles radier dans un terrain de toutes nature y. compris mise en dépôt et toutes sujétions d'exécution	M ³	2 854,00	600,00	1 712 400,00
1-4	Fouilles en tranchés pour longrines dans un terrain de toutes nature y. Compris mise en dépôt et toutes sujétions d'exécution.	M ³	92,00	300,00	27 600,00
1-5	Remblais des fouilles compacté en terre tous venant 'y. Compris toutes sujétions d'exécution.	M ³	600,00	300,00	180 000,00
1-6	Transport de la terre et gravats à la décharge publique 'y. Compris toutes sujétions d'exécution.	M ³	900,00	100,00	90 000,00
<u>Sous Total Terrassement</u>					2 210 000,00

<u>2/ Lot Infrastructure</u>		<i>(Travaux réglés au mètre)</i>			
2-1	Béton de propreté dosé à 150 kg / m3 ép. =10 cm sous semelles et longrines y. Compris toutes sujétions d'exécution.	M ³	24,50	3 000,00	73 500,00
2-2	Gros béton pour plot et sous semelles radier y compris coffrage et toutes sujétions d'exécutions de fabrication et de mise en œuvre. sujétions d'exécutions de fabrication et de mise en œuvre.	M ³	490,00	4 000,00	1 960 000,00
2-3	Béton banché pour rattrapage des niveaux des longrine y compris toutes sujétions d'exécution	M ³	73,00	4 000,00	292 000,00

2-4	Béton armé pour Semelles radiers– Longrines – Avant Poteaux dosé à 350Kg/M3 CPA 210/325 y compris coffrage, ferrailage, façonnage des aciers, ligature, décoffrage, nettoyage et toutes sujétions d'exécutions de fabrication et de mise en œuvre.	M ³	175,00	26 000,00	4 550 000,00
2-5	Hérissonnage sous dalle flottante en pierre sèche y compris compactage et arrosage ép.=0.15m y compris film polyane et toutes sujétions.	M ²	475,00	700,00	332 500,00
2-6	Plate forme en Béton coulée sur hérissonnage ép=10cm y/c, armature en treillis soudé avec isolation en film polyane et toutes sujétions d'exécution	M ²	475,00	1 000,00	475 000,00
<u>Sous Total Infrastructure</u>					7 683 000,00

<u>3/ Lot Assainissement Int</u>		<i>(Travaux réglés au mètre)</i>			
3-1	Exécution de Regard de chute en B.A y compris fouilles, parois, enduit Etanche, radier, remblai et dalle de couverture en B.A et toutes sujétions				
	* 40x40	U	6	5 000,00	30 000,00
	* 60x60	U	6	6 000,00	36 000,00
3-2	F&P de PVC PN6 t y.c.fouilles, remblai, lit de sable et toutes sujétions d'exécution Diam 315	ML	30,00	2 500,00	75 000,00
<u>Sous Total Assainissement</u>					141 000,00

<u>4/ Lot Superstructure</u>		<i>(Travaux réglés au forfait)</i>			
4-1	Béton armé dosé à 350kg/m3 y compris coffrage, ferrailage, vibration, Exécution des éléments décoratifs tous types et toutes sujétions d'exécution.				
	A- Poteaux et Raidisseurs	M ³	120,00	27 000,00	3 240 000,00
	B- Poutres, Chainages, Corniche d'évacuation, bandes noyées et Acrotère	M ³	258,00	26 000,00	6 708 000,00
	C- Escalier et paillasse	M ³	29,00	26 000,00	754 000,00
	D- Linteau, Appuis de baies, Bandeaux de rive, Corniche et éléments décoratifs tous types	M ³	26,00	15 000,00	390 000,00

4-2	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour voile y compris coffrage, ferrailage, vibration et toutes sujétions d'exécution.	M ³	20,50	26 000,00	533 000,00
4-3	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour dalle pleine y compris coffrage, ferrailage, vibration et toutes sujétions d'exécution.	M ³	45,79	26 000,00	1 190 540,00
4-4	Plancher en corps creux de 16+5 cm y compris dalle de compression de 4cm, poutrelle en béton armé dosé à 350kg/m ³ , hourdis et treillis soudés de 15x15 fit 6 y compris coffrage, ferrailage, vibration et toutes sujétions d'exécution.	M ²	2 195,00	2 500,00	5 487 500,00
4-6	Chape sous tuile en Béton pour la pose de la tuilleep entre 5 et 10 cm 'y. compris toutes sujestions d'Exécution	M ²	510,00	700,00	357 000,00
<u>Sous Total Superstructure</u>					18 660 040,00

N°	DESIGNATIONS DES OUVRAGES	Unité	Quantité	P.U en H.T	Montant
<u>Lot Maçonnerie / Enduit</u>					
1	Mur extérieur en double parois de 28cm en briques creuses de 10 & 10 trous au mortier de ciment avec une lame d'air de 04 cm y.compris toutes sujétions d'exécution..	M ²	2 800,00	2 800,00	7 840 000,00
2	Mur intérieur de 8 cm en briques creuses au mortier de ciment'y.compris toutes sujétions d'exécution..	M ²	3 500,00	1 200,00	4 200 000,00
3	Mur décorative en briques creuses au mortier de ciment'y.compriselementdecoratif tout type et jambage et bandaux et toutes sujétions d'exécution..	M ²	185,00	2 000,00	370 000,00
4	Enduits extérieurs au mortier de ciment y.compris les éléments décoratifs tous types et toutes sujétions d'exécution.	M ²	3 500,00	1 000,00	3 500 000,00
5	Enduits intérieurs lisse au mortier de ciment y.compris toutes sujétions d'exécution.				
	a) Sur mur	M ²	2 800,00	900,00	2 520 000,00
	b) Sous plafond	M ²	360,00	950,00	342 000,00
<u>Sous Total Maçonnerie / Enduit</u>					18772000,00

Lot Ouvrages divers					
7-1	Exécutions d'un potager de cuisine (DIM=2,50x0,60m) avec paillasse en béton revêtu d'une plaque de marbre (Ep= 3cm), jambage en briques avec réservation d'évier à un bac y. Compris toutes sujétions d'exécution.	U	36	35 000,00	1 260 000,00
7-2	Exécutions de conduite de fumé type Shunt selon le plan de détail y compris réservation de branchement des conduites de chauffage et de chauffe-eau et toutes sujétions d'exécution.	ML	480,00	1 200,00	576 000,00
7-3	Exécutions de souche de cheminées type incliné avec grille y compris enduit, tuille et tous sujétions d'exécution	U	6	6 000,00	36 000,00
7-4	Exécutions de souche de ventilation type incliné avec grille de la descente des E,U y compris enduit, tuille et tous sujétions d'exécution	U	6	6 000,00	36 000,00
7-5	Exécutions de souche sur gaines technique type plat avec grille y compris enduit, et tous sujétions d'exécution	U	6	5 000,00	30 000,00
7-7	F & P de grille d'aération complète pour évacuation de gaz y. Compris toutes sujétions d'exécution.	U	108	600,00	64 800,00
<u>Sous Total Ouvrages Divers</u>					2 002 800,00

Lot Revêtement					
<i>Tous les échantillons devront être approuvés par le maître de l'ouvrage</i>					
8-1	F&P de carreau de dalle de sol 1er choix posée sur une chappe y compris joint en ciment blanc et mortier de pose dosé à 200 kg/m ³ et toutes sujétions d'exécution.	M ²	5 500,00	2 800,00	15 400 000,00
8-2	F&P de faïences de couleur pour cuisine, douche & WC y compris baguette de coin, frises en partie haute, joint en ciment blanc et mortier de pose dosé à 300 kg/m ³ et toutes sujétions d'exécution" suivant choix du maître d'ouvrage et maître d'œuvre"	M ²	1 450,00	1 500,00	2 175 000,00

8-3	F&P Marches et contremarches en plaque de marbre y.compris joint en ciment blanc et mortier de pose dosé à 300 kg/m ³ et toutes sujétions d'exécution.	M ²	150,00	6 500,00	975 000,00
8-4	F&P Plinthes vernissée y.compris joint en ciment blanc et mortier de pose dosé à 300 kg/m ³ et toutes sujétions d'exécution.	ML	6 500,00	200,00	1 300 000,00
8-5	F & pose des seuil en des portes en marbre larg 15 cm y compris coupe et toute sujetion de bonne execution	M ²	120,00	6 500,00	780 000,00
<u>Sous Total Revêtement</u>					20 630 000,00

N°	DESIGNATIONS DES OUVRAGES	Unité	Quantité	P.U en H.T	Montant
Lot Menuiserie Bois					
1	F/P Porte Pleine de 0,94x2, 20 en bois rouge pour chambres y compris chambranle , quincaillerie et toutes sujétions de pose.	U	120	24 000,00	2 880 000,00
2	F/P Porte de placard pour gaine technique de 0,60x1.60 en bois rouge y compris chambranle , quincaillerie et toutes sujétions de pose.	U	45	8 000,00	360 000,00
<u>Sous Total Menuiserie Bois</u>					3 240 000,00

Lot Menuiserie Metallique					
1	F&P de porte métallique en fer forger d'accès au logement à 01 vantail avec oculus ouvrant type PM2 de dim 1,10x2,20 m y compris cadre et , quincaillerie, peinture antirouille et toutes sujétions	U	36	45 000,00	1 620 000,00
<u>Sous Total Menuiserie Méttallique</u>					1 620 000,00

Lot Menuiserie aliminium					
1	F&P de porte aliminium de 0,94 x2,40 y compris précadre et joints et quinquellerie 1er choix et toute sujetion de bonne execution	U	72	22 000,00	1 584 000,00
2	F&P de porte en aliminium de 1,2 x2,40 y compris précadre et joints et quinquellerie 1er choix et toute sujetion de bonne execution	U	144	28 000,00	4 032 000,00

3	F&P de porte en aliminium de 1,4 x2,40 y compris précadre et joints et quinquellerie 1er choix et toute sujtion de bonne execution	U	48	30 000,00	1 440 000,00
4	F&P de Fenetre en aliminium a double vitrage de 1,20 x1,40 y compris précadre et verre stop sol et joints et quinquellerie 1er choix et toute sujtion de bonne execution	U	12	28 500,00	342 000,00
5	F&P de Fenetre en aliminium a double vitrage de 1,40 x1,40 y compris précadre et verre stop sol et joints et quinquellerie 1er choix et toute sujtion de bonne execution	U	48	30 000,00	1 440 000,00
6	F&P de Fenetre en aliminium a double vitrage de 1,80 x1,40 y compris précadre et verre stop sol et joints et quinquellerie 1er choix et toute sujtion de bonne execution	U	12	32 000,00	384 000,00
<i>Sous Total Menuiserie Aliminium</i>					9 222 000,00

Lot Faux plafonds					
1	F&P Faux plafonds en BA 13 y compris fixation en aussature en aliminium et jointage et toute sujtion de bonne execution	M ²	5 200,00	2 000,00	10 400 000,00
2	F&P Faux plafonds en PVC y compris fixation en aussature en aliminium et jointage et toute sujtion de bonne execution	M ²	120,00	1 500,00	180 000,00
<i>Sous Total Faux plafonds</i>					10 580 000,00

LOT : Plomberie & Sanitaire

N°	DESIGNATIONS DES OUVRAGES	Unité	Quantité	P.U en H.T	Montant
I-I	Colone montante				
1	F&pose de Conduite en Acier Galvanisé Diam 50/60 Y Compris Fixation Et piece D'assemblage et soudure et toute sujtion de bonne execution.	ML	45,00	2 000,00	90 000,00
2	F&pose de Conduite en Acier Galvanisé Diam 40/49 Y Compris Fixation Et piece D'assemblage et soudure et toute sujtion de bonne execution.	ML	25,00	1 300,00	32 500,00
3	F&pose de raccords D'union pour Compteur y compris vanne d'arret 20/27y compris fixation et toute sujtion de bonne execution	U	76	800,00	60 800,00

4	F&pose de Conduite en Acier Galvanisé Diam 40/49 Pour Protction Civil Y Compris Fixation Et piece D'assemblage et soudure et toute sujtion de bonne execution.	ML	80,00	1 300,00	104 000,00
5	F&pose de Vanne D'arret 40/49 Pour chaque niveau y compris T et toute sujtion de bonne Execution	U	4	6 500,00	26 000,00
6	F&F&pose de Vanne D'arret 50/60 a l'accée de l'mmeuble et toute sujtion de bonne Execution	U	2	7 000,00	14 000,00
7	F&F&pose de Vanne D'arret 50/60 a l'accée de l'mmeuble et toute sujtion de bonne Execution	U	3	7 000,00	21 000,00
8	F&F&pose de Conduite en Acier Galvanisé Diam 20/27 Y Compris Fixation Et piece D'assemblage et soudure et toute sujtion de bonne execution.	ML	45,00	550,00	24 750,00
9	F&pose de Vanne D'arret 20/27 Pour chaque niveau y compris T et toute sujtion de bonne Execution	U	36	1 200,00	43 200,00
<i>Sous Total I</i>					416 250,00

I-II	Sanitaire				
1	F&pose de distributeur D'Eau froide et Eau Chaude a 08 Robinet y Compris fixation et cache et trappe de visites	U	46	4 500,00	207 000,00
2	F&pose de conduite en multicouche pour Eau Froide Diam 22 avec Forreau "passage sous Carrellege ou sous planfons" avec fixation y compris totesujtion de bonne execution	ML	320,00	1 400,00	448 000,00
3	F&pose de conduite en multicouche pour Eau Chaude Diam 22 avec Forreau "passage sous Carrellege" y compris totesujtion de bonne execution	ML	295,00	1 400,00	413 000,00
4	F &F&pose de Vanne D'arret Diam 22	U	144	2 500,00	360 000,00
5	F&pose de Lavabo y compris Fixation et mélangeur et Evacuation et toute sujtion de bonne execution	U	42	22 500,00	945 000,00
6	F&pose de Siège anglais avec chasse d'eau y compris Fixation et douchette et Evacuation et toute sujtion de bonne execution	U	42	18 000,00	756 000,00

7	F&pose de receveur de Douche y compris melangeur posé en applique et toute sujtion de bonne execution	U	42	8 000,00	336 000,00
8	F&pose de Baignoire de 1,50 m y compris mélangeur et evacuation et toute sujtion de bonne execution	U	42	45 000,00	1 890 000,00
9	Robinet de puissage pour machine a lavée y compris fixation et toute sujtion de bonne execution	U	34	1 800,00	61 200,00
10	F&pose de Siphon de sol y compris branchement en diam 40 et toute sujtion de bonne execution	U	108	2 000,00	216 000,00
11	F&pose de PVC en colonne y compris fixation avec collierset toute piece de raccordement Y et T et Raccord et toute sujtion de bonne execution	ML	495,00	800,00	396 000,00
<i>Sous Total</i>					6 028 200,00

I-III	<u>Chauffage</u>				
1	F&pose de chaudiere mural 22 L y compris fixation et cheminé et alimentation électrique et toute sujtion de bonne execution	U	34	80 000,00	2 720 000,00
2	F&pose de Chauffe Eau L y compris fixation et cheminé et alimentation électrique et toute sujtion de bonne execution	U	34	18 000,00	612 000,00
3	F&pose de radiateur 12 element y compris fixation sur mur et conduite eau chaude et froide et robinet aller retour et toute sujtion de bonne execution	U	280	16 000,00	4 480 000,00
4	F&pose de seché linge y compris robinet et toute sujtion de bonne execution	U	34	8 500,00	289 000,00
<i>Sous Total</i>					8 101 000,00

I-IV	<u>Réseaux Incendie</u>				
1	F et F&pose d'électropompe pour réseaux incendie de puissance 25 CV, débit 60m3/H à 6 bars y/c socle en béton avec crépine et vanne d'slolement Diam 63	U	2	100 000,00	200 000,00



3	F et F&pose d'électropompe pour réseaux AEP de puissance 7.5 CV, y/c socle en béton	U	1	100 000,00	100 000,00
2	F et F&pose de réservoir de surpression y/c insuflair contacteur manomètre de :1000L	U	2	60 000,00	120 000,00
3	F. et F&pose de vanne y/c raccords union de Diam 90	U	3	6 500,00	19 500,00
4	Fet F&pose d'armoire d'incendie avec lance de 20 m ,canons et vannes incorporés	U	20	45 000,00	900 000,00
<i>Sous Total</i>					1 339 500,00

I-V	<u>Gaz</u>				
1	F&P de tuyauterie en cuivre qualité GAZ y. Compris pièces tous types , colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre				
	- Ø 14/16	ML	650,00	1 200,00	780 000,00
	- Ø 20/22	ML	215,00	1 400,00	301 000,00
	- Ø 26/28	ML	50,00	1 600,00	80 000,00
2	F&P de robinet de Barrage pour Appartement agréé par SONELGAZ de Ø 20/22 y. Compris toutes sujétions	U	36,00	1 800,00	64 800,00
3	F&P de robinet d'arrêt agréé par SONELGAZ de Ø 14/16 pour cuisinière, chauffe-eau et chauffage y. Compris toutes sujétions	U	108,00	1 800,00	194 400,00
4	F&P de raccord pour compteur y. Compris bouchon et toutes sujétions	U	36,00	850,00	30 600,00
5	F&P de raccord pour détendeur y. Compris toutes sujétions	U	1,00	5 500,00	5 500,00
<i>Sous Total</i>					1 456 300,00

<u>9/ Lot Électricité</u>					
<i>Tous les appareillages devront etre approuvés par le maitre de l'ouvrage</i>					
1	F&P de Tableau de distribution type boitier en plastique encastré au mur composé de:	ENS	36	12 000,00	432 000,00
	* 1 Disjoncteur différentiel bipolaire 220 V 10/32A				
	*4Disjoncteur divisionnaire unipolaire				

	de 16A				
	* 2 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 10A				
2	F&P d'interrupteur simple allumage encastré y compris gaines ,fileries ,boite de dérivation, d'encastrement et branchement	U	180	1 000,00	180 000,00
3	F&P d'interrupteur double allumage encastré y compris gaines ,fileries ,boite de dérivation, d'encastrement et branchement	U	36	1 000,00	36 000,00
4	F&P d'interrupteur va et vient encastré y compris gaines ,fileries ,boite de dérivation, d'encastrement et branchement	U	36	1 000,00	36 000,00
5	F&P de Prise de courant avec terre 210V y c. gaine et fils	U	72	1 000,00	72 000,00
6	F&P de Prise de courant simple 220V y c. gaine et fils	U	180	1 000,00	180 000,00
7	F&P de Prise pour TV 220V y c. gaine et fils	U	72	1 000,00	72 000,00
7	F&P de Point lumineux spot decoratif y compris gaines ,fileries ,boite de dérivation, d'encastrement, branchement et lampe	U	580	2 800,00	1 624 000,00
8	F&P de Hublot rond étanche mural 75 W y c. gaines ,fileries ,boite de dérivation, d'encastrement, branchement et lampe	U	108	1 500,00	162 000,00
9	F&P de Hublot rond ordinaire mural 75 W y c.gaines ,fileries ,boite de dérivation, d'encastrement, branchement et lampe	U	45	1 200,00	54 000,00
10	F&P applique lavabos + prise et interrupteur incorporé y c. gaines ,fileries ,boite de dérivation, d'encastrement,branchement et lampe	U	36	2 000,00	72 000,00
11	F&P applique pour cuisine interrupteur incorporé y c. gaines ,fileries ,boite de dérivation, d'encastrement,branchement et lampe	U	36	2 000,00	72 000,00
12	F&P coffret en bakelite pour 12 logements y compris coffret pied de colonne et branchement avec cable 4x25 ou autre et toutes sujétions d'exécution	U	3	100 000,00	300 000,00
13	F&P Câble d'alimentation des différents appartement en 3x6mm ²	ML	600,00	800,00	480 000,00
14	Mise à la terre du bloc y compris piquet de terre, colonne montante, conducteur en cuivre de 1x28mm ² , barrette de coupure et cable1x6mm ² pour branchement de chaque appartement	ENS	3	20 000,00	60 000,00

15	F&P de minuterie pour cage d'escaliers	U	1	8 000,00	8 000,00
16	F&P de bouton poussoir encastré de 10A y compris gaines ,fileries ,boite de dérivation, d'encastrement et branchement	U	16	1 500,00	24 000,00
17	F&P de sonnerie y compris bouton poussoir , gaines ,fileries ,boite de dérivation, d'encastrement et branchement	U	36	2 000,00	72 000,00
<u>Sous Total Electricité</u>					3 936 000,00

<u>Lot Peinture - Vitrerie</u>					
1	F&P Peinture en mono couche vinylique sur mur extérieure en 3 couches toutes couleurs 'y.compris toutes sujétions.	M ²	3 500,00	1 700,00	5 950 000,00
2	F&P d'enduit sous Peinture sur mur intérieur en 2 couches 'y.compris une couche d'impression, et toutes sujétions d'exécution	M ²	7 080,00	150,00	1 062 000,00
3	F&P Peinture vinylique sur mur intérieur et sous plafond en 2 couches 'y.compris une couche d'impression, et toutes sujétions d'exécution	M ²	15 800,00	180,00	2 844 000,00
4	F&P Peinture laquée sur mur intérieur et sous plafond en 2 couches y.compris enduit, couche d'impression et toutes sujétions	M ²	1 500,00	180,00	270 000,00
5	F&P Peinture a huile sur menuiserie métallique en 2 couches 'y.compris peinture anti rouille ainsi que toutes sujétions d'exécution.	M ²	95,00	180,00	17 100,00
<u>Sous Total Peinture / vitrerie</u>					10 143 100,00
Total général en HT					132 058 389,00
TVA 09%					11 885 255,9
Total général en TTC					143 943 644,9

ANNEXE C

ANNEXE D

ANNEXE E