REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Étude bâtiment R+7 + sous sol a usage d'habitation

Présenté par
Benbachir.Yacine

Zerkani.ayoub

Proposé et Dirigé par

Zemirline.soulef

Promotion 2021

REMERCIEMENT

Je remercie tout d'abord DIEU le tout puissant qui ma donné durant tout ces annnées la santé,

Le courage et la foi en moi méme pour arriver a terme de ce mémoire.

J'exprime mes sincéres remerciements a l'égard de ma promotrice Zemirline soulef pour son aide ses orientations

Et ses encouragement précieux, tout le long de notre travail, et aussi je le remercie pour la confiance qu'il ma prodiguè

Mes remerciements s'adressent aux enseignant qui ont contribuè a ma formation, ainsi que les membres du jury qui me feraient l'honneur de juger ce travail.

Je remercie enfin toute personne ayant contribuè à l'élaboration de ce travail, et trouve ici l'expression de mes plus profonds sentiments.

.

DÉDICACE

وما توفيقي إلا بالله عليه توكلت وإليه أنيب

Je dédie ce travail a :

- mes très chers parents pour leur bienveillance leur a fection, leur soutien tout

Au long de ma carriére scolaire et universitaire.

- mes sœurs kawthar lamia sara
- mes frére oussama fethi
- mes beau frére missoum cherife nazih
- mes amis
- toute la promotion 2021
- Tou les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage d'habitation constitué de sous sols, un rez de chaussée + 7étages, implanté dans la wilaya d'alger Cette étude se compose de quatre parties.

- La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le prédimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.
- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotére)
- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par robot strucural afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).
- La dernière partie comprend le ferraillage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : bâtiment, béton, robot sturctural Socotec, RPA 99/2003, BAEL91.

SOMMAIRE

Remerciement…….....
Résumé…….....
Sommaire……...…….....
Liste des Tableaux……..…….....
Liste des Figure…….. .....
Notation …….....
Introduction Générale…….....

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1.INTRODUCTION……..01
I.2. PRESENTATION DU BATIMENT…….01
I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT……01
I.4 .CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU SOL…….01
I.5.DESCRIPTION STRUCTURALE…….……02
I.5.1.Les planchers……..…….…….02
I.5.1.1. Planchers corps creux ……..02
I.5.1.2. Planchers dalle pleine …….…….02
I.5.2.Les escaliers…….……02
I.5.3.Les maçonneries……..…….……02
I.5.4.Revêtement ……..……03
I.5.5. Balcons ……..…..……03
I.5.6. Fondation ……...……03
I.6. Choix du contreventement ……03
I.7.Règlements et normes utilisés…….04
I.8. Les états limites…….……04.
I.8.1.États Limites Ultimes (ELU)……...……04
I.8.2.États Limites de Service (ELS)……04
I.9.Caractéristiques mécaniques des matériaux……04
I.9.1. Le Béton …….……04

I.9.2. Les matériaux composant le béton……04
A. Ciment ……05
B. Granulats ……05
B.1.Sables ……05
B.2.Graviers ……05
I.10. Résistances mécaniques du béton ……05
I.10.1. Résistance à la compression ……05
I.10.1.1. Résistance à la traction……06
I.10.1.2.Contrainte limite ……06
I.10.1.3.État limite ultime (ELU) ……06
I.10.1.4. Etat limite de service (ELS)……07
I.10.2. Acier ……08
I.10.2.1. Contrainte limite……08
I.10.2.2.Etat limite ultime……08
I.11. Les hypothèses de calcul……08

CHAPITRE II : LE PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1.INTRODUCTION ……10
II.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES ……10
II.2.1Plancher: - Plancher terrasse inaccessible……10
II.2.2. Plancher étage courant (Usage d'habitation)……11
II.2.3. Balcon……11
II.2.4. Murs ……12
II.2.5.Escaliers ……12
II.2.6.Palier……12
II.2.7.Volée (paillasse) ……13
II.3. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS ……13
II.3.1. Les planchers……13
II.3.2. Les poutre ……14
II.3.2.1. LES POUTRES PRICIPALES……14

II.3.2.2. LES POUTRES SECONDAIRES ……..……14
II.3.3. Poteaux ……...……15
II.4. DESCENTE DE CHARGE D 'UN POTEAU ……...……15
II.4.1. Surface de plancher supporté par le poteau le plus sollicité en étages ……...…15
II.4.2.Les charges permanents G et surcharge Q……..…….15
II.4.3.Détermination des charges permanente ……..……15
II.5.La loi de dégression est la suivante ……16
II.5.1Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 ……..……18
II.5.2.Vérification du poteau de sous sol au flambement ……..……18
II.6. Les longrines ……..……...……19
I.7. Les voiles ……..……..……19

CHAPITRE III Calcul des éléments secondaires

I.1 : L'ACROTERE ……21
III.1.1. Définition ……..……21
III.1.2. Calcul de l'acrotère ……...……21
III.1.3. Evaluation des charges et Surcharges ……..……21
III.1.4. Calcul les efforts ……...……21
III.1.5. Calcul de la section d'armatures ……...……22
III.1.6. Calcul Des Contraintes ……..25
III.1.7. Vérification au séisme ……..…25
III.2.ETUDE D'ESCALIER……..……26
III.2.1.1.Pré dimensionnement ……..……26
III.2.1.2.Combinaisons d'action ……..……28
III.2.1.3. Les type d'escaliers……28
III.2.1.4.Détermination du ferraillage……...……29
III.2.1.5.Vérification du cisaillement……31
III.2.2.Calcul de la poutre palière ……32
III.2.2.1.Prédimensionnement ……..……32
III.2.2.2. Evaluation des charges ……..……32
III.2.2.3. Calcul des efforts internes……..……33
III.2.2.4. Ferraillage de la poutre palière ……..……33

III.3. PLANCHER A CORPS CREUX……35
III.3.1.1. Les poutrelles ……36
III.3.1.2. Avant coulage……36
III.3.1.3. Après coulage……36
III.3.1.4.Calcul du ferraillage ……...…39
III.3.1.5.Vérification à ELS ……..……40
III.3.1.6.Vérification des contraintes de cisaillement à ELU……..……41
III.3.1.7.Vérification de la flèche ……..……41
III.3.2.FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION ……..……42
III.4.Les Balcon……...…….42
III.4.1. Pré dimensionnement……...…..……42
III.4.2. Déterminations des sollicitations ……..…..……43
III.4.3. Calcul de ferraillage ……..……43
III.4.3.1. Armature longitudinales ……..……..…43
III.4.3.2. Armatures de répartition……43
III.4.4. Verification à l'ELS……..……44
III.4.4.1. Vérification de l'effort tranchant a ELU……..……44
III.4.4.2 Vérification de la flèche……..44

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV-1 INTRODUCTION……..……45
IV-2 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL ……..……45
IV-3 CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE ……....46
IV-4 CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE ……...…46
IV-5 CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE……46
IV-6 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRAL ……47
IV.6.1.s paramètres Spectre de réponse de calcul ……..……47
IV.6.2.Caractéristiques de l'ouvrage……...….50
IV.6.3.Estimation de la période fondamentale de la structure ……..……51

IV.7.1.LA DISPOSITION DES VOILES……..……52
IV.7.2.Resultats dynamique par robot 2018 ……53
IV.7.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……57
IV.7.4.Vérification des déplacements ……..……59
IV.7.5. Stabilité au renversement (RPA2003 «Art 4.4.1») …….……60
IV.7.6. Effort normal réduit dans les poteaux ……..……61
IV.7.7.Vérification de l'effet « P delta » ……..……62
IV.7.8. Vérification de l'excentricité ……63
IV.8.Vérification de cisaillement des éléments ……..……..……64

CHAPITRE V : étude des éléments structuraux

V.1. FERRAILLAGE DES POTEAU…….……70
V.1.1. Armatures longitudinales ……..……70
V.1.2.Recommandations selon les règlements ……..…70
V.1.3. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage …….……70
V.1.4. Vérification des contraintes à l'ELS …….……72
V.1.5. Armatures transversals……...……73
V.1.6. Calcul L'espacement des armatures transversales…….……74
V.2. Ferraillage des poutres ……..…76
V.2.1. Ferraillage longitudinale des poutres à l'ELU et a l'acc……76
V.2.2.1. Ferraillage de Poutre porteuse…….……77
V.2.2.2. Ferraillage de la section ……..…77
V.2.2.3.Vérification de la contrainte normales …….……78
V.2.3.1.Ferraillage de la poutres secondaire ……79
V.2.3.2.Vérification de la contrainte normales……..…79
V.2.3.3.Vérification de la contrainte normales à l'ELS des poutres condaire à l'ELS……..80
V.2.4.1.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants……...…81
V.2.4.2Vérification de la flèche à l'ELS –CBA93 Art .B 6.5.3……...82
V.2.5.Coupe de ferraillage des poutres ……83
V.3. FERRAILLAGE DES VOILES ……...…84
V.3.1.Les voiles pleins ……..…84
V.3.2.Ferraillage des voiles pleins……....…85
V.3.3.Calcul d'armatures verticales …….....…85

V.3.4.Vérification des armatures à l'ELS ……86
V.3.5.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ……87
V.3.6.Calcul de l'armatures horizontales ……87

CHAPITRE VI : ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION……89
VI.2.DIFFÉRENTS TYPES DES FONDATIONS……89
VI.2.1Reconnaissances du sol ……89
VI.3.CHOIX DE TYPE DE FONDATION……89
VI.4. CALCUL DES FONDATIONS……89
VI.5. DIMENSIONS DE LA SEMELLE ISOLÉE……89
VI.6. SEMELLES FILANTES……91
VI.6.1. Dimensionnement des semelles filante ……91
VI.7 : RADIER GÉNÉRAL ……92
VI.7.1.DIMENSIONNEMENT ……93
VI.7.2. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier ……93
IV.8.1. la hauteur des nervures hn……93
IV.8.2. Epaisseur de la dale ……94
IV.8.3.1.Vérification des contraintes dans le sol ……94
IV.8.3.2.Vérification au non poinçonnement du radier ……96
IV.8.3.3.Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes [BAEL A.5.2.2……97
VI.9. Calcul de Section d'Armature en Travée……98
VI.9.1.Choix des armatures ……100
VI.9.2.Calcul de Section d'armature en appuis……101
VI.9.3.Vérification des armatures à l'ELS……103
VI.10.1Ferraillage de la nervure ……105
Résultat de calcul armatures des nervures ……105
VI.10.2. Vérification de ferraillage à l'ELS ……106
VI.10.3.Armatures transversales ……106
VI.10.4.Vérification vis-à-vis l'effort tranchant ……107
VI.11.1tude de voile pèriphèrique ……107
VI.11.2.Introduction ……107
VI.11.3. Calcul de ferraillage à l'ELU ……109
VI.11.4. Vérification de ferraillage à l'ELS ……109

Liste des Tableaux

CHAPITRE 2

Tableau II. 1. charge à la terrasse due aux plancher à corps creu 10
Tableau II. 2. Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant 11
Tableau II. 3. Charge du balcon 11
Tableau II. 4. Charge permanente du mur extérieur 12
Tableau II. 5. Charge permanente mur intérieur 12
Tableau II. 6 Charge du palier 12
Tableau II. 7. Charge du Volée 13
Tableau II. 8 Dètermination des charges d'exploitation 16
Tableau II. 9. tableau recapitulatif d'un descente de charge 17
Tableau II. 10. récapitulatif des sections des poteaux 18
Tableau II. 11. Calcule et vérifications du 1,1Nultime et NU. 19

CHAPITRE 3

Tableau III. 1. combinaison d'action 28
Tableau III. 2. les efforts internes d'escaliers 29
Tableau III. 3. ferraillage des escaliers 31
Tableau III. 4. Prédimensionnement de la poutre palière. 32
Tableau III. 5 Ferraillage de la poutre palière 33
Tableau III. 6 Vérification à l'E.L.S de la poutre palière 34
Tableau III. 7 Vérification des contraintes tangentiellesdela poutre palière 34
Tableau III. 8 Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière 34
Tableau III. 9 Vérification de la flèche de la poutre palière. 34
Tableau III. 10 Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à laterrasseà l'ELU .. 36
Tableau III. 11 Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU 37
Tableau III. 12 Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasseà l'ELS. 38
Tableau III. 13 Calcul du moment des poutrelles à EC à l'ELS 38
Tableau III. 14 Les moments maximumsaux appuis et en travées 39
Tableau III. 15 Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée 40
Tableau III. 16 Vérification de la contraintedu béton à l'ELS 40
Tableau III. 17 Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU 41
Tableau III. 18Vérification de la flèche 41
Tableau III. 19 Combinaisons des charges de la dalle pleine 43
Tableau III. 20 Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine 43

Tableau III. 21 calcul de ferraillage (armature de répartitions) pour la dalle pleine 43
Tableau III. 22 Vérification contrainte à ELS 44
Tableau III. 23 Vérification des contraintes de cisaillement à ELS 44
Tableau III. 24 Vérification de la flèche pour la dalle pleine 44

CHAPITRE IV

Tableau IV. 1. Classification des sites 47
Tableau IV. 2. Pénalité Pq en fonction de critère de qualité 48
Tableau IV. 3. présente l'effort normal de voile ; poteau et l'effort total 49
Tableau IV. 4. l'effort normal du poteaux et du voiles 49
Tableau IV. 5. La période analytique de la structure 54
Tableau IV. 6. la force sismique dynamique suivant x 58
Tableau IV. 7. la force sismique dynamique suivanty 58
Tableau IV. 8. Récapitulatif de la vérification de l'effort tranchant a la base 59
Tableau IV. 9. deplacement inter etage sens x 59
Tableau IV. 10. deplacement inter etage sens y 60
Tableau IV. 11. vèrification des dèplacement inter ètage du modèle final 60
Tableau IV. 12. vèrification de renversement suivant x 61
Tableau IV. 13. vèrification de renversement suivant x 61
Tableau IV. 14. Vérification de l'ffort normal rèduit suivent x (G+Q+VX) 62
Tableau IV. 15. Vérification de l'ffort normal rèduit suivent x (G+Q+Vy) 62
Tableau IV. 16. Vérification de l'effet p delta suivent x 62
Tableau IV. 17. Vérification de l'effet p delta suivent y 63
Tableau IV. 18. les coordonnées de centre masse et cntre de rigidité 64
Tableau IV. 19. Vérification de cisaillement des poutres 65
Tableau IV.20. Vérification de cisaillement des voiles 65

CHAPITRE 5

Tableau V. 1. La section des armatures des poteaux. 71
Tableau V. 2. Vérification des contraintes normales à l'ELS. 72
Tableau V. 3. Espacements maximales selon RPA99 74
Tableau V. 4. Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant.. 75
Tableau V. 5. les moments en travèe et en appuis de chaque type de pp 77

Tableau V. 6. La section choisie d'armature des poutres porteuse 77
. Tableau. V.7. Vérification de la contrainte tangente limite ultime 78
Tableau. V.8. Vérification de la contrainte de compression (bielle)..... 78
Tableau. V.9. Vérification des armatures inférieures d'appuis..... 78
Tableau. V.10. Vérification de la contrainte moyenne de compréssion..... 78
Tableau V .11 sollicitation des pouters secondaire 79
Tableau.V . 12. Ferraillage des pouters secondaire :..... 79
Tableau.V . 13 Vérification de la contrainte tangente limite ultime 79
Tableau.V . 14. Vérification de la contrainte de compression (bielle)..... 80
Tableau.V . 15. Vérification des armatures inférieures d'appuis..... 80
Tableau.V . 16. Vérification de la contrainte moyenne de compréssion..... 80
Tableau V.17. La Vérification de la contrainte normal de la poutre principal et poutres secondaire à l'ELS 80
Tableau V.18. Calcul des armatures transversales 81
Tableau V.19. Espacemnt des armatures transversales de la zone nodale et la zone courante……82
Tableau V.20. Vérification de la flèche..... 82
Tableau V.21. les sollicitations des voiles pleins (Suivant X) 85
Tableau V.22. les sollicitations des voiles pleins (Suivant Y) 85
Tableau V.23. La section calculée d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant X).. 86
Tableau V.24. La section calculée d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant Y)…86
Tableau V.25.vérification des armatures à ELS (sens Y)……..…….…….86
Tableau V.26.vérification des armatures à ELS (sens X)……..……..86
Tableau V.27.vérification des contraintes de cisaillement à ELU……..…….87
Tableau V.28.La section d'armatures horizontal et transversale des voiles pleins (Suivant Y)…….…….....87
Tableau V.29. La section d'armatures horizontal et transversale des voiles pleins (Suivant X)…….…….....88

CHAPITER 6

Tableau VI. 1. Sections des semelles isolées..... 90
Tableau VI. 2. Dimensionnement des semelles filantes..... 91
Tableau VI. 3. caractéristiques du sol et du béton..... 94
Tableau VI. 4. caractéristiques du radier..... 94
Tableau VI. 5. Impacte du poteau sur la dalle du radier..... 96
Tableau VI. 6.Vérification de contrainte de cisaillement du radier..... 98
Tableau VI. 7. récapitulatif des moments Mxx [KN.m/m] 98
Tableau VI. 8. récapitulatif des moments Myy [KN.m/m] 98
Tableau VI. 9. moment en appuis et en travée de la nervure 105
Tableau VI. 10. la section d'armature de la nervure 105
Tableau VI. 11. vérification des contraintes..... 105
Tableau.VI.12 Vérification de la contrainte tangente limite ultime..... 106
Tableau.VI.13. Vérification de la contrainte de compression (bielle)..... 106
Tableau.VI.14. Vérification des armatures inférieures d'appuis 107
Tableau.VI.15. Vérification de la contrainte moyenne de compréssion 107
Tableau.VI.16. Calcul des moments..... 108
Tableau.VI.17 : Les résultats du ferraillage de section……..……109
Tableau.VI.18. Vérification des contraintes……..……109

LISTE DES FIGURE

CHAPITRE 1

Figure I. 1. Plancher à corps creux 02
Figure I. 2. Brique creuse……..……....03
Figure I. 3. Evolution de la résistance du béton à la traction ftj en fonction de celle à la compression fcj…….……...….06
Figure I.4 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton……..06
Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS…….07
Figure I.6 : diagramme contrainte-déformation d'acier…….....08

CHAPITRE 2

Figure.II. 1 Plancher type terrasse 11
Figure.II. 2 section du poteau le plus sollicité. 15
Figure.II. 3 coupe de voile en élévation…….20

CHAPITRE 3

Figure III. 1 Les dimensions de l'acrotère. 21
Figure III. 2 schéma de dimension de l'acrotères. 22
Figure III. 3 schéma de ferraillage de l'acrotère 26
Figure III. 4 Coupe des escaliers 26
Figure III. 5 Calcul des moments fléchissant et effort tranchant..... 28
Figure III. 6 type(1) d'escalier..... 28
Figure III. 7 Schéma statique équivalentde la poutre palière. 32
Figure III. 8 Efforts internes dans la poutre palière (a)à l'ELU et (b)à l'ELS. 33
Figure III. 9.Schéma de ferraillage de la poutre paliere 35
Figure III. 10 Diagrammes des momentsà l'ELU du plancher a) terrasseet b) EC..... 37
Figure III.11 Diagrammes de l'effort tranchantà l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC.. 38
Figure III. 12 Diagrammes des momentsà l'ELS du plancher a) terrasseet b) EC 39
Figure III. 13 Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles 40
Figure III. 14 Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage terrasse 41
Figure III. 15 Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage courant 41
Figure III. 16 Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine..... 42

CHAPITRE 4

Figure IV. 1. modélisation de la structure par robot structural..... 45
Figure IV. 2. classification entre systems de contreventement avec voiles 49
Figure IV. 3. Distribution de l'effort normal..... 50
Figure IV. 4. Diagramme de spectre de répons 50
Figure IV. 5. organigrame pour la verification de l'èffort tranchant a la base..... 51
Figure IV. 6. la disposition des voiles vue 2D 52
Figure IV.7 la disposition des voiles vue 3D…….....53
Figure IV.8 MODE1 Translation suivant y vue 3D……..……54
Figure IV.9 MODE1 Translation suivant y vue2D……..…….55
Figure IV.10 MODE2 torsion suivant z vue 3D……..55
Figure IV.11 MODE2 torsion suivant z vue 2D……55
Figure IV.12.MODE 3 translation suivant x vue 3D…….56
Figure IV.13. MODE 3 translation suivant x vue 2D……56
Figure IV.14.Vue 2D de centre de masse et centre de rigidité…….....……..64

CHAPITRE 5

Figure V. 1 Schéma de ferraillage des poteaux 75
Figure V. 2.Exemple de calcule par robot exeprt 76
Tableau V.3.Schéma de ferraillage de la poutre secondaire..... 83
Figure V. 4. Schéma de ferraillage de la poutre principal et poutre secondaire…….84
Figure V. 5. Schéma de ferraillage des voiles……...88

CHAPITRE 6

Figure VI. 1. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux..... 93
Figure VI. 2. Distribution des contraintes à l'ELS 94
Figure VI. 3. Distribution des contraintes à l'ELU 95
Figure VI.4 . Distribution des contraintes à l'ELA 96
Figure VI. 5. Distribution des contraintes de cisaillement τ_{xx} 97
Figure VI.6 Distribution des contraintes de cisaillement τ_{yy}……97
Figure. VI. 7. Schéma de ferraillage de la dalle du radier …….…….104
Figure VI.8. Moment en appuis et en travée de la nervure a l'ELS……..105
Figure VI.9. Schéma de ferraillage de voile périphérique pour 1 ml……...109

Introduction

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de sismicité, élevée (zone III) comportant sous-sol, un RDC et 7 étages n'est pas encore réaliser à alger.

Ce mémoire est constitué de six chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).

- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4éme chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de se s vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Robot structural.
- Le calcul des ferraillages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel robot est présenté dans le 5ème chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations et l'étude du voile préph rique suivie par une conclusion générale.

I.1. INTRODUCTION :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles…) aux différentes sollicitations (compression, flexion…).

Dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituants un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des élémentsrésistants de la structure.

I.2. PRESENTATION DU BATIMENT :

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+7 +sous sol en béton armé composé :

- sous sol destiné à être comme un espace de stockages.
- un rez de chaussée et 7 étages à usage d'habitation

La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation.

D'après la classification des RPA99 version 2003 :

• Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

• Le bâtiment est implanté dans une zone de sismicité élevée (zone III).

• Le site est considéré comme meuble (S3).

I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT

Les dimensions du bâtiment sont données comme suite :

Dimensions en élévation :

□□ Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : m24.48

□□ Hauteur du sous sol : 3.40

□□ Hauteur du RDC 3.06m.

□□ Hauteur d'étage courant 3.06m.

Dimensions en plan :

□□ La Largeur en plan 17.7m

□□ La longueur en plan 24.48m

I.4 .CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU SOL

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (zone III).

□□ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

□□ Le site est considéré comme meuble (S3).

□□ Contrainte admissible du sol = 1.8 bar

I.5.DESCRIPTION STRUCTURALE

I.5.1.Les planchers :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

I.5.1.1. Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

• Facilité de réalisation ;

• Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;

• Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

• Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux)

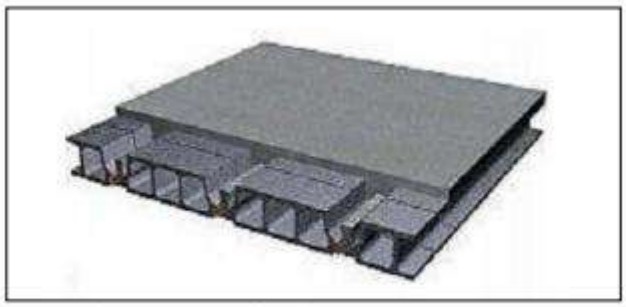


Figure I-2 : Plancher à corps creux

Figure I. 1. Plancher à corps creux

I.5.1.2. Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.5.2. Les escaliers :

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

I.5.3.Les maçonneries :

Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une âme d'air de 5cm.

Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

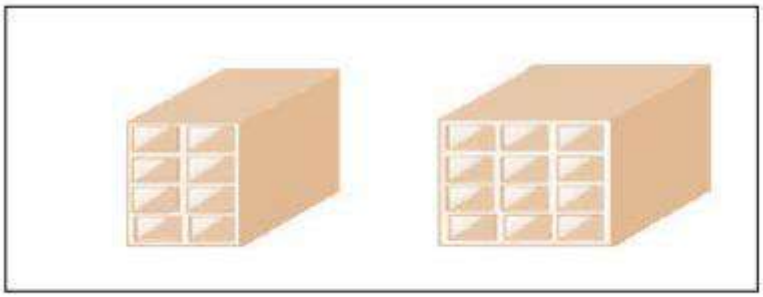


Figure I.3:Brique creuse

Figure I. 2. Brique creuse

I.5.4.Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieur

* L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.

I.5.5. Balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

* Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages

I.5.6. Fondation :

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des marnes sableuse, des sables, des grés et des calcaire rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.8 bars.

La profondeur d'ancrage de 1m dans le sol naturelle, en tenant compte en plus de double sous sol projeté

I.6. Choix du contreventement :

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone III, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.7.Règlements et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

□□Le CBA93 (Code De Béton Armé).

□□Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).

□□Le BAEL 99 (Béton Armé Aux Etats Limites).

□□DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).

□□DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles)

I.8. Les états limites :

L'état limite est l'état ou toutes les conditions de sécurité d'une construction sont satisfaites vis-à-vis de la stabilité et de la résistance.

I.8.1. États Limites Ultimes (ELU)

Ce sont ceux qui mettent en cause la sécurité de l'ouvrage. Ils ne désignent pas nécessairement l'effondrement, mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes sont souvent considérées comme une ruine. On distingue :

- L'équilibre statique.
- La résistance d'un élément de la construction.
- La stabilité de forme (flambement)
- La fatigue

I.8.2.États Limites de Service (ELS)

Ce sont ceux qui mettent en cause le comportement de la construction en exploitation.

On distingue deux cas :

□ Ouverture des fissures.

□ Déformation des éléments

I.9. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.9.1. Le Béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression

I.9.2.Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

A. Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

B. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

B.1.Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

B.2.Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés)

I.10. Résistances mécaniques du béton :

I.10.1. Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton fcj à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Pour un dosage courant de 350 Kg/m 3 de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa (fc28 = 25 MPa

- Pour des résistances fc28 ≤ 40MPa :

$$\begin{cases} f\text{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} fc28 & si\ j < 28\ jours \\ f\text{cj} = fc\ 28 & si \quad j \geq 28\ \text{jours} \end{cases}$$

-Pour des résistances fc28 > 40MPa :

$$\begin{cases} f\text{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} fc28 & si \quad j < 28\ jours \\ f\text{cj} = fc28\ si \quad j \geq 28\ \text{jours} \end{cases}$$

I.10.1.1.Résistance à la traction :

$$\begin{cases} ftj = 0.6 + 0.06fcj & \text{si} \quad fc28 \leq 60\text{Mpa}. \\ ftj = 0.275(fcj)^{\frac{2}{3}} & \text{si} \quad fc28 > 60\text{Mpa}. \end{cases}$$

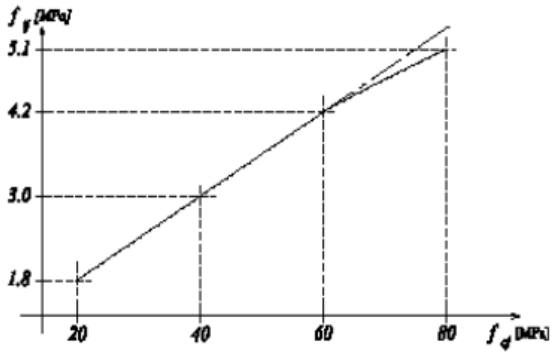


Figure I.3: Evolution de la résistance du béton à la traction ftj en fonction de celle à la compression fcj

I.10.1.2. Contrainte limite

I.10.1.3.État limite ultime (ELU) :

Contrainte ultime du béton :¬ En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle. Les déformations du béton sont :

εbc1=2 ‰

$$\varepsilon bc2 = \begin{cases} 3.5\ ‰ & \text{si} \quad fcj \leq 40\ \text{MPa} \\ \text{Min}\ (4.5\ ;\ 0.025fcj & \text{si} \quad fcj > 40\text{Mpa}. \end{cases}$$

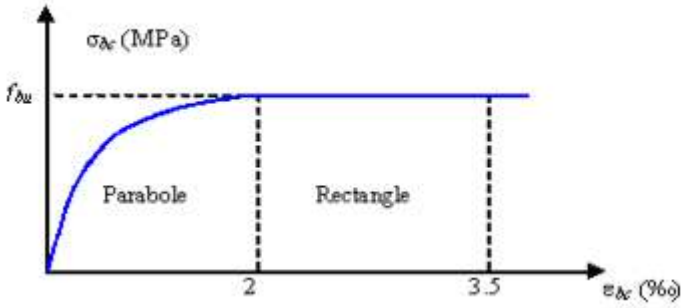


Figure I.4 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton

fbu : Contrainte ultime du béton en compression fbu = $\frac{0.85\, fcj}{\theta \gamma b}$

γb : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ: coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

• 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.

• 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

I.10.4..Etat limite de service (ELS):

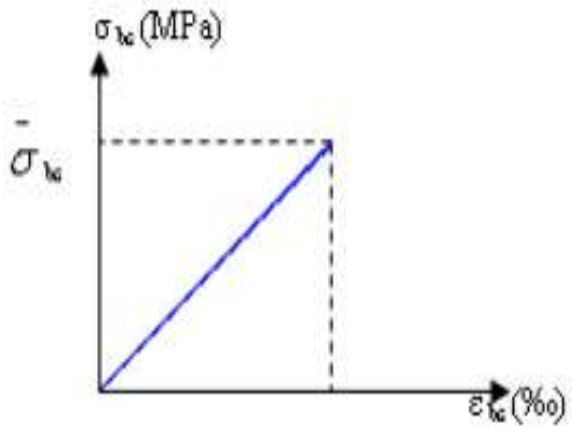


Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

σ bc ≤σ̄bc

Avec : σ̄bc = 0.6 *f* c28.

σ̄bc= 15 MPa

Modules de déformation longitudinale :¬

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

Evj = 3 700 (f cj⅓) si fc28 ≤ 60Mpa.

Evj = 4 400 (f cj⅓) si fc28 > 60Mpa, sans fumée de silice.

Evj = 6 100 (fcj) si fc28 > 60Mpa, avec fumée de silice.

Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

• ν = 0 pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU)

• ν = 0,2 pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.10.2. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

I.10.2.1.Contrainte limite :

I.10.2.2.Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte–déformation de la figure (2.2).

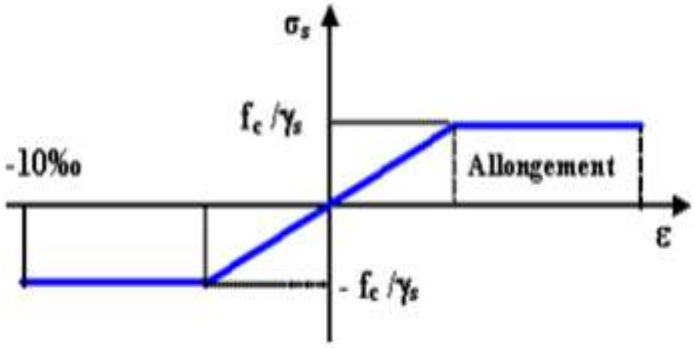


Figure I.6 : diagramme contrainte-déformation d'acier.

γ s : Coefficient de sécurité.

γs= 1 cas de situations accidentelles

γs= 1.15 cas de situations durable ou transitoire

V.2. Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

• Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

• Fissuration préjudiciable : $\sigma st \leq \overline{\sigma st} = \min\ (2/3 f e\ ;\ 110\sqrt{\eta ftj}\ )$.

• Fissuration très préjudiciable : $\sigma st \leq \overline{\sigma bc} = \min\ (1/2 f e\ ;\ 90\sqrt{\eta ftj})$.

η : Coefficient de fissuration.

η = 1 pour les ronds lisses (RL).

η =1.6 pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec : σ st = f e / γs

I.11.Les hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 Mpa.
- La résistance du béton à la traction est : ft28 = 2.1 Mpa.⌉
- Le module d'élasticité différé de béton est : Evj = 10818.865 Mpa
- Le module d'élasticité instantané de béton est : Eij = 32456.595 Mpa.⌉

Pour les armatures de l'acier :

- longitudinales : on a choisi le : « fe.E.400 » H.A fe = 400MPa
- transversales : on a choisi le : « fe.E.235 » R.L
- treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe.E.500 » H.A fe = 500MPa.

II.1.INTRODUCTION :

Le prédimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticals :

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

- Sollicitations horizontals :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques. Le prédimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91,CBA93 et R.P.A 99 V2003

II.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

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

II.2. 1. Plancher: - Plancher terrasse inaccessible:

Tableau II.1 : charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

désignation	ρ (kg/m^3)	e(m)	G (kg/m²)
Protection gravillon	1700	0.05	85
Etanchéité multicouche	600	0.02	12
Forme de pente	2200	0.1	220
Isolation thermique en liège	400	0.04	16
Dalle en corps creux (16+5)			320
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G	673 kg/m²		
Q	100 kg/m2		

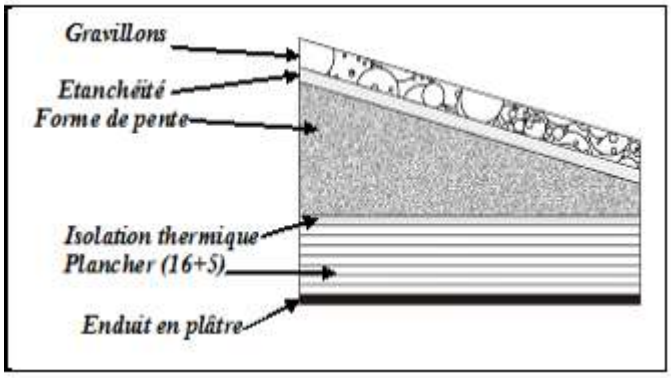


Figure II.1: Plancher type terrasse.

II.2.2. Plancher étage courant (Usage d'habitation)

Tableau II.2 Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

désignation	ρ (kg/m^3)	e(m)	G (kg/m²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
plancher en corps creux (16+5)			320
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Cloisons intérieures	1000	0.1	100
G	560 kg/m²		
Q	150 kg/m²		

II.2.3. Balcon

Tableau II.3: Charge du balcon

désignation	ρ(kg/m3)	e(m)	G (kg/m²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
Enduit en ciment	2000	0.02	40
Dalle plaine (15)	2500	0.15	375
G	535 kg/m²		

Q	350 kg/m²

II.2.4. Murs :

a. Murs extérieurs

Tableau II.4 Charge permanente du mur extérieur

désignation	ρ(kg/m3)	e(m)	G(kg/m²)
Enduit extérieur	1200	0.02	24
Brique creuse	900	0.15	135
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24
G	273 kg/m²		

b. Murs intérieurs (simple parois) :

Tableau II.5 Charge permanente mur intérieur

G	138 kg/m²

Remarque :

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessitent d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- Murs avec portes (90%G)
- Murs avec fenêtres (80%G).
- Murs avec portes et fenêtres (70%G).

II.2.5.Escaliers :

II.2.6.Palier:

Tableau II.6: Charge du palier

désignation	ρ(kg/m3)	e(m)	G (kg/m²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2200	0.02	44
Poids propre de palier	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1200	0.02	24

G	487 kg/m²
Q	250 kg/m²

II.2.7.Volée (paillasse):

Tableau II.7 Charge du Volée

désignation	ρ(kg/m3)	e(m)	G(kg/m²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier horizontal	2000	0.02	40
Carrelage contre marche	2000 x 0.17/0.3	0.02	22.67
Mortier vertical	2000 x 0.17/0.3	0.02	22.67
Paillasse en B.A	2500	0.18	450
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Contre marche	2500 x0.17/2		212.5
G	811.83 kg/m²		
Q	250 kg/m²		

α = arctg α= 0.17/03=29.54°

II.3. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS :

II.3.1. Les planchers :

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux 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 porté dans le sens considéré

h: hauteur de plancher

$h \geq \frac{460}{22.5} = 20.4$ alors h=21 on prendra (16+5)

16 cm pour le corps creux.

5 cm pour la dalle de compression.

Pour les plancher de dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle pleine est de 15 cm.

II.3.2. Les poutre :

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

II.3.2.1.Les poutres principales :

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

On a: $l = 4.60m$

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10}$$

$h = \frac{460}{12.5}$= 36.8 alors $h = 40$

on prend : h= 40cm et b= 30 cm

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$b \geq 20\ cm$ ⇒ 30cm ≥ 20cm c v

$h \geq 20\ cm$ ⇒ 40cm ≥ 30cm c v

$\frac{h}{b} < 4$ ⇒ $\frac{40}{30} < 4$ $c\ v$

L = 4.60m → Pp (30×40)

II.3.2.2.Les poutres secondaires :

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées

D'après les règles de CBA93 on a :

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

Avec :

- L : distance entre axe de poteaux et on choisie la plus grande portée
- h : hauteur de la poutre.

On a : 3.7 m

$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10}$ ⇒ $h \geq \frac{370}{12.5} = 30$ ⇒ h= 30 cm

on prend : h =30 cm et b = 30 cm

L = 3.70m → Ps(30×30)

II.3.3. Poteaux :

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 30 \text{ zone III} \\ \min(a, b) \geq \frac{he}{20} \text{ he : hauteur d'étage} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

D'après l'article dans **[2]** L'effort normal ultime agissant N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante:

$$N_{ultime} = \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9 . \gamma_b} + A . \frac{f_e}{\gamma_s} \right) . \alpha$$

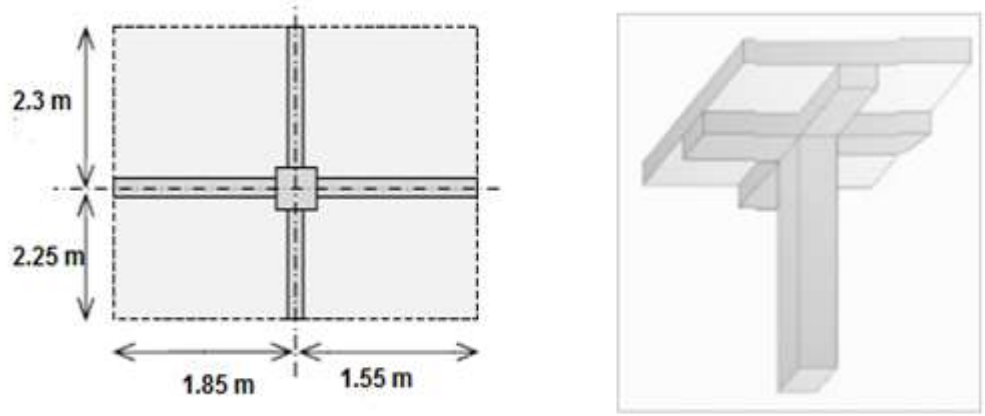


Figure II.2: section du poteau le plus sollicité.

II.4. DESCENTE DE CHARGE D 'UN POTEAU :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux. [1]

II.4.1. Surface de plancher supporté par le poteau le plus sollicité en étages :

St : la surface totale du plancher

St= (1.85) + (1.55) (2.25) + (2.3)

St=15.47 m²

II.4.2.Les charges permanents G et surcharge Q:

II.4.3.Détermination des charges permanente :

$G_{\text{plancher t ou c}}$ = poids de plancher x $S_{\text{plancher total}}$

$G_{\text{(poutres principales ou secondaires)}}$ =b x h x L x poids volumique du béton armé.

G (poteau) = b x h x h_ex poids volumique du béton armé.

L'effort normal a ELU; Nu=1.35g+1.5Q

Gt= $\sum G$

Charge d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultaniment on applique pour lesur detrmination la loi de degression qui consiqte q reduire les charges indentique a chaque etage de 10%

Jusqu'à 0.5Q

$Q0 + \frac{3+n}{2n}$ (Q1 + Q2 + ⋯ … + Qn)

Avec : n : Nombre d'etage on demarre de haut en baq (le premier etage est 0)

Q0 : la charge d'exploitation sur la terrasse

Q1 ; Q2 ; …….. ; Qn : les charges d'exploitation des planchers respectifs

II.5.LA LOI DE DEGRESSION EST LA SUIVANTE :

Etages surcharges surcharge à considérée cumule

Tableau II.8 Dètermination des charges d'exploitation

7ème : Qcum= Q0

6ème : Qcum=Q0+Q1

5ème :Qcum=Q0+0.95(Q1+Q2)

4ème :Qcum =Q0+0.9 (Q1+Q2+Q3)

3ème :Qcum=Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)

2ème :Qcum=Q0+0.8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)

1ère :Qcum=Q0+0.75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)

RDC :Qcum=Q0+0.715(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)

Ss :Qcum=Q0+0.6875(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)

Tableau II.9 tableau recapitulatif d'un descente de charge

plancher	NIV	Gi (KN)	∑Gi (KN)	QI (KN)	∑Qi (KN)	Combinaison NU (KN)
7 ème	1	132	132	16	16	202,2
6 ème	2	114.5	246.5	24	40	392.8
5 ème	3	116.73	363.23	24	61.6	582.77
4 ème	4	116.73	476.96	24	80.8	765.1
3 ème	5	119.4	596.36	24	97.6	951,5
2 ème	6	119.4	715.76	24	112	1134,3
1 ère	7	122.43	838.2	24	124	1317,57
RDC	8	122.43	960.32	24	136.12	1500,612
SS	9	127.94	1088.56	24	148	1691,6

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

$\alpha = 1+0,2(\lambda/35)^2$ si $\lambda \leq 50$

$\alpha = 0.85\lambda^2 /1500$ si $50 < \lambda < 70$.

On se fixe un élancement mécanique λ=35 pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'ou : β = 1.2

Fe=400 Mpa

$\gamma s = 1.15$(cas gènérale)

Avec: fc28=25 Mpa

$\gamma b = 1.5$(cas gènèrale)

θ = 1 (charge >24h)

On a :

$Br \geq (a - 0.02)^2$

II.5.1. Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :

Min (a ,b) ≥30 ⇒ a = 30≥ 30 CV

Min(a , b) $\geq \frac{he}{20}$ ⇒ a=30 $> \frac{306}{20} = 15.3$ CV

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

II.5.2.Vérification du poteau de sous sol au flambement :

- Calcul de moment d'inertie:

$$Ix = Iy = \frac{a \times b^3}{12}$$

$$Ix = Iy = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833{,}333\ cm^4$$

Rayon de giration ix iy :

$$Ix=iy=\sqrt{\frac{Ix}{A}}$$

Avec : A=a× b (section du Poteau)

$A=50\times 50 = 2500\ cm^2$

$$ix = iy = \sqrt{\frac{520833{,}333}{2500}} = 14.43cm$$

- Calcul de l'élancement :

$$\lambda x=\lambda y=\frac{lf}{ix}$$

avec : lf=0.7l0 (cas general)

lf=2.38

$$\lambda x=\lambda y=\frac{238}{14.43} = 16.5$$

Donc on a :

λx=λy=16.5 <50 ⇒ le flambement est vérifié.

Tableau II.10 récapitulatif des sections des poteaux

poteaux	S (m²)	Nu (KN)	a=b (m²)	L0(m)	λ	condi-tion
ss	15.47	1691,6	0.50	3.4	16.5	C V
RDC	15.47	1500,612	0.45	3.06	16.47	C V
1 ére étage	15.47	1317,57	0.45	3.06	16.47	C V
2ème	15.47	1134,3	0.40	3.06	18.57	C V

3ème	15.47	951,5	0.40	3.06	18.57	C V
4ème	15.47	765.1	0.35	3.06	21.207	C V
5ème	15.47	582.77	0.35	3.06	21.207	C V
6ème	15.47	392.8	0.3	3.06	24.734	C V
7ème	15.47	202.2	0.3	3.06	24.734	CV
6ème	15.47	392.8	0.3	3.06	24.734	CV
7ème	15.47	202,2	0.3	3.06	24.734	CV

Tableau II.11 Calcule et vérifications du 1,1Nultime et NU.

	α	A(mm^2)	Nu (KN)	1.1 Nu (KN)	Nu adm (KN)	Br(mm^2)	1.1 Nu≤Nuadm
Sous sol	0.814	250	1691.6	1860,76	3480.15	230400	CV
RDC	0.815	202.5	1500.61	1650,67	2866.53	184900	CV
1 ére	0.815	202.5	1317.57	1449,32	2866.53	184900	CV
2 ème	0.804	160	1134.3	1247,73	2194.7	144400	CV
3 ème	0.804	160	951.5	1046,65	2194.7	144400	CV
4 ème	0.791	122.5	765.1	841,61	1628.88	108900	CV
5 ème	0.791	122.5	582.77	641,047	1628.88	108900	CV
6 ème	0.773	90	392.8	432,08	1087.15	78400	CV
7 ème	0.733	90	202.2	222,42	1087.15	78400	CV

II.6. LES LONGRINES :

Les dimensions minimales des longrines sont données par :

▪ (25×30) cm² ? site de catégorie S2 ou S3.

II.7. LES VOILES :

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de R.P.A 99 V2003, P 56 ; L L ≥ 4 a :

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

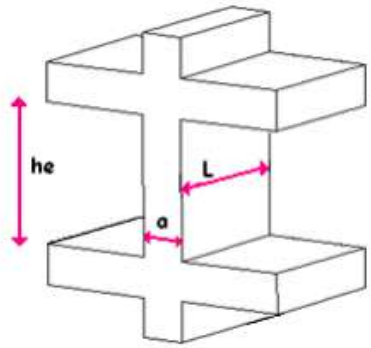


Figure II.5:Coupe de voile en élévation

Figure.II. 3 coupe de voile en élévation

he=3.4 m → a ≥ 3.21/20= 0.202 pour sous sol on prend a =20 cm

he=2.85 m → a ≥2.85/20=0.1425 pour étage on prend a= 20cm

III.1. : L'ACROTERE :

III.1.1. Définition :

L'acrotère est considéré comme un élément décoratif coulé sur place. Il assure la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse, comme, il joué le rôle de la protection de l'étanchéité et l'empêchement des eaux pluviales sur les façades de la construction.

III .1.2. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse, il est sollicité par deux effort importants :

• Effort vertical du à son poids propre

• Effort horizontal dû à la main courant créant un moment fléchissant à l'encastrement. Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, à la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère.

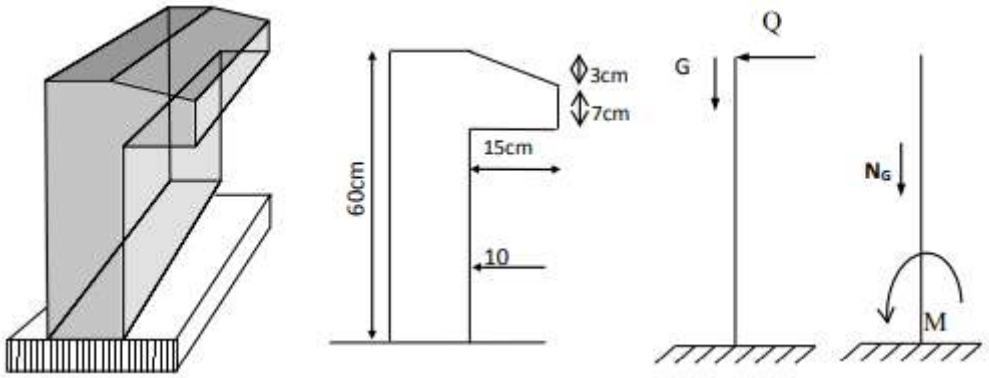


Figure III. 1 Les dimensions de l'acrotère.

III .1.3. Evaluation des charges et Surcharges :

La surface : $s = \left[0.6 \times 0.1 + \left(\frac{0.1+0.07}{2}\right) 0.15\right] = 0.0727\text{m}^2$

Poids propre de l'acrotère : g0 = ρ.S=25×0,0727=1,817 KN/ml.

Poids de l'enduit de ciment : g1 =ρ.S=2×0,6×0,02×18=0,432 KNG=g 0+g 1 =2,25 KN/ml.

La charge d'exploitation (la main courante): Q=1KN/ml (terrasse inaccessible)

III.1.4. Calcul les efforts :

A l'état limite d'ultime E.L.U :

Effort Normal de compression : Nu =1,35.G = 1.35×2.25=3.037 KN

Moment fléchissant : Mu = 1,5.Q .h =1.5×1×0.6=0.9 N.m

Effort tranchant : Tu = 1,5.Q =1.5KN

A l'état limite de service E.L.S :

Effort Normal de compression : Ns= G = 2.25 KN/ml

Moment fléchissant : Ms = Q .h =1×0.6=0.6 N.m

Effort tranchant : Tser = Q = 1.5 KN

III.1.5. Calcul de la section d'armatures :

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

b =100 cm C=2 cm d=8 cm e=10cm

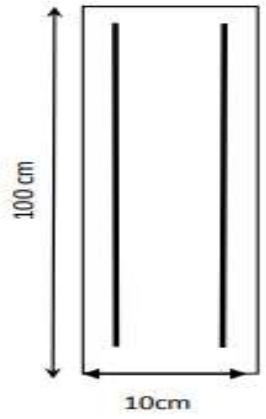


Figure III.2 schéma de dimension de l'acrotères.

L'élément est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

Calcul de l'excentricité :

L'excentricité de calcul : e0 = e1 + ea + e2

Avec :

e1 : excentricité du 1ére ordre

e2 : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

ea: excentricité additionnelle.

$$e1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{3.037} = 0.2963\ m = 29.63\ cm$$

$$ea = max\left(2\text{cm} ; \frac{60}{250} = 0.24\ \text{cm}\right) = 2\ \text{cm}$$

e2 : prend en compte si :

$$\frac{lf}{h} \leq max\left(15 ; \frac{20\times e1}{h}\right) = \max\left(15 ; \frac{20\times 29.63}{60} = 9.87\right) = 15$$

lf = 2× h = 120cm

$$\frac{lf}{e} = \frac{120}{10} = 12 < 15 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

Donc : $e2 = \frac{3lf^3}{10^4\times h}(2 + \alpha.\Phi)$

Avec : Avec : $\alpha = 10\left(1 - \frac{Mu}{1.5Mser}\right)$ → BAEL 91 modifier 99 (page 168) (2)

$$\alpha = 10\left(1 - \frac{0.9}{1.5 \times 0.6}\right)$$

donc : α = 0 ; Φ = 2 Donc : Φ= le rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation in »tantanée sous la charge considérée : ce rapport est genéralement pris egale a 2

$$e2 = \frac{3lf^3}{10^4 \times h}(2 + \alpha.\Phi)$$

$$e2 = \frac{3 \times 120^3}{10^4 \times 60}(2) = 0.144\text{cm}$$

D'où e0= 29,63 +2+0,144=31,77cm

e0= 31.77 cm $> \frac{e}{2} - c = 3\ cm$

Donc la section est partiellement comprimée, on calcule la section d'armature réelle en flexion composée

M1= Nu × e totale = $3.037 \times 34.77.10^{-2}$ = 1.055 KN/m.l

μlu=0,3367.1,34 − 0,1711 = 0,280

$$\mu = \frac{M1}{\sigma b.\, b.\, d^2} = \frac{1.055\,.\,10^3}{14.17.100.\,8^2} = 0.011 < \mu l = 0.280$$

⇒ A'= 0 (Armature comprimées non nécessaires).

$A1 = \frac{1,07.M1.}{\sigma s.d} = \frac{1,07.10^3}{348\,.8} = 0,405 cm^2$

La section réelle d'acier en flexion composée :

Puisque " Nu" est un effort de compression :

$A = A1 - \frac{Nu}{100.\sigma s} = 0.405 - \frac{3,037.10^3}{100.348} = 0.317 cm^2$

$A = 0.317 cm^2$

Condition de non fragilité :

$$Amin = 0.23.b.d.\frac{ft28}{fe} = 0.828\ cm^2$$

$Amin > A$

On prend : A = 2,02 cm^2⇒ 4T8

L'espacement :

S tmin≤ min (3h; 33) = 30 cm.

On prend St = 20cm

Armature de répartition :

$Ar = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50cm^2$

Soit $Ar = 2.01cm^2 \Rightarrow$ 4T8

L'espacement :

St min≤ min (4h; 45) =40 cm. On prend

St=25cm

a).Vérification à l'effort tranchant (E.L.U):

Vμ=1,5Q=1,5.1=1.5 KN

$\tau\mu = \frac{V\mu}{b.d} = \frac{1,5.10}{100.8} = 0.0187$ Mpa

On considère que la fissuration est préjudiciable, d'après B.A.E.L99 on a :

$\bar{\tau u} \leq \min(0,15\ \frac{fc28}{\gamma b}; 4Mpa) = 2Mpa$ …… CV

$\tau\bar{u} = 0.0187Mpa \leq \tau u = 2$ Mpa …….. CV

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires. Mais pour empêcher la fissuration excessive due aux intempéries, on prévoit des armatures de réparation dans le sens longitudinal.

b).Vérification de l'acrotère à E.L.S :

On a: Ns = 2, 25 KN. Vs = 1, 00 KN. Ms = 0,6 N.m

Calcul de l'excentricité :

$e0 = \frac{Ms}{Ns} = 26.66\ cm > \frac{h}{2} - c = 3\ cm$ donc on a une section partiellement comprimée.

Position de l'axe neutre:

Yser = YC +C

C : c'est la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée et compte tenu des conventions de signe (c<0)

Ys : distance de l'axe neutre ou centre de pression.

$c = -\left(e0 - \frac{h}{2}\right) = -\left(26.66 - \frac{10}{2}\right) = -21.66cm$

$Yc^3 + pYc + q = 0$

Avec : $p = -3C^2 + \frac{90As}{b}(d - c)^2 = -3 \times -21.66 - \frac{90\times1.13}{100}(8 + 21.66)^2$=-1378.59

$q = -2C^3 - \frac{90As}{b}(d - c)^2 = -2 \times -21.66^3 - \frac{90\times1.13}{100}(8 + 21.66)^2$

q=19456,70

On résout l'équation du troisième degré :

$\Delta = q^2 + \frac{Ap^3}{27} = -9588620,06 < 0$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \phi = \text{Arccos}\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) = \text{Arccos}\left(\frac{3 \times 19456{,}70}{2 \times (-1378{,}59)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1378{,}59}}\right)$$

$\Rightarrow \phi = 171$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2\sqrt{\frac{1378.70}{3}} = 42.87$$

3_ solutions :

$Y1 = a.cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 23.34$ cm

$Y2 = a.cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -42.81$ cm

$Y3 = a.cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 19.46$ cm

Yser1 = Y1 +C = 23,34 − 21,66 =1,68cm

Yser 2 = Y3 +C =19,46 − 21,66 = −2,2cm

Il faut que : Yser>0

Donc : Yser =Yser1 = 1,68cm

Y1 = 23,34cm

III.1.6. CALCUL DES CONTRAINTES :

Le moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}Yser^3 + 15.As(\text{d} - \text{Yser})^2 = \frac{100 \times 1.68^3}{3} + 15.1{,}13(8 - 1.68)^2 = 834{,}41\text{cm}^4$$

Le coefficient angulaire des contraintes est :

$$k = \frac{Nser.Yc}{I} = \frac{2{,}25.23{,}34}{834{,}41} = 0{,}0629$$

L'Etat limite de compression de béton :

σbc = K.yser = 0,0629×1,68 = 0,105MPa≤σ b = 0,6fc28 = 12MPa ……..C.V

L'Etat limite d'ouverture des fissures :

σs = n.k (d-yser)≤ σs¯

σs=15×0,0629×(8-1,68)=59,73MPa≤ σs¯ =min(3 /2 fe ;150η)=240MPa….C.V

Donc les armatures calculées à L' E.L.U.R sont convenables.

III.1.7. Vérification au séisme :

Selon (R.P.A 99 version 2003, Art 6.2.3)[2] les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure, sujettes à des forces horizontales données par la formule suivante :

Fp = 4. A .Cp .W p

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) page105 R.P.A 99. Pour la zone et le groupe d'usage appropries :

Groupe 2 zone III ⇒ 0.25

Cp : facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu dans

D'après le tableau 6.1 (R.P.A 99, p53) ⇒ C p = 0,8

WP : poids de l'élément pour une bande de 1,00m

Wp = 1,82 KN/ml

Fp = 4.(0,25).(0,8).(1,82)=1,45 KN/ml

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est

Fp= 0,821KN / ml <1,5Q 1,5KN / ml.....(CV)

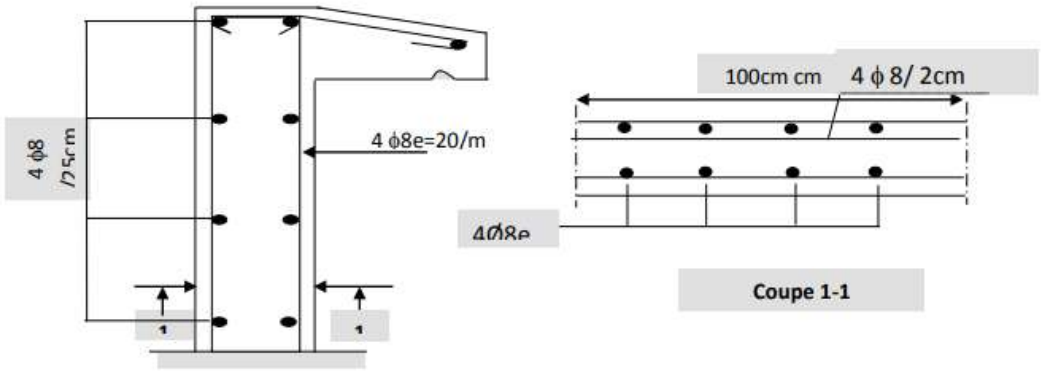


Figure. III.3 schéma de ferraillage de l'acrotère.

III.2.ETUDE D'ESCALIER :

Un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, l'assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier. L'escalier est calculé à la flexion simple

III.2.1.1.Pré dimensionnement :

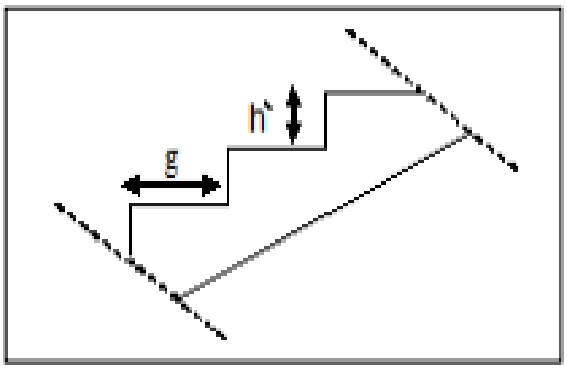


Figure III. 4 Coupe des escaliers

h' : C'est la partie verticale qui limite la marche « contremarche »

h' : Est compris entre (16 ÷18) cm, On pend h'= 17cm

g : C'est la partie horizontale entre deux contremarches.

D'après la formule de blondel : $0.59 \leq 2h' + g \leq 0.66$ m

D'ou $27 \leq g \leq 34$ cm. $\Rightarrow g = 30$ cm.

Nombre de contremarches:

h = 3.06 m (étage courant).

h =3.4 m (sous sol).

n1=$\frac{3.06}{0.17} = 18$ contremarches (9 contremarches par volée).

n2=$\frac{3.4}{0.17} = 20$ contremarches (10 contremarches par volée).

Longueur de ligne de foulée:

La ligne de foulée représente le parcours d'une personne qui descend tenant à la rampe du coté du jour.

L = (n1 -1).g $\Rightarrow$ L = 0.3 x 9= 2.7

L= (n2 -1).g $\Rightarrow$ L= 0.3 x 10 = 3

l'inclinaison de la paillasse:

α = arctg α= 0.17/0.3=29.54°

L'épaisseur du palier intermédiaire:

Généralement, il est utilisé pour un changement de direction :

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{2.7}{30} \leq e \leq \frac{2.7}{20} \Rightarrow 0.1 \leq e \leq 0.135$ on prend $e = 0.15$

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{3}{30} \leq e \leq \frac{3}{20} \Rightarrow 0.1 \leq e \leq 0.15$ on prend $e = 0.15$

II.1.2.Descente des charges :

♣ La paillasse :

G = 811.83 kg/m²

Q = 250 kg/m²

Palier de repos :

G = 540 kg/m²

Q = 250 kg/m².

III.2.1.2.Combinaisons d'action :

Tableau III.1 combinaison d'action

Combinaison d'action	n La paillasse (KN/m²)	Palier (KN/m²)
ELU	14,71	11,04
ELS	10.62	7.9

III.2.1.3. Les type d'escaliers:

Type1:

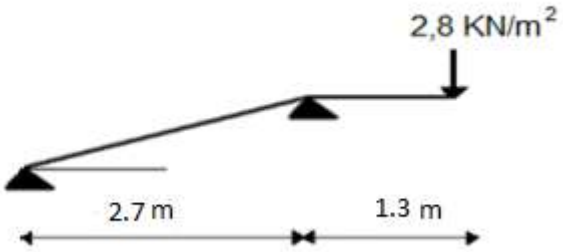


Figure III. 5 Calcul des moments fléchissant et effort tranchant

Elu :

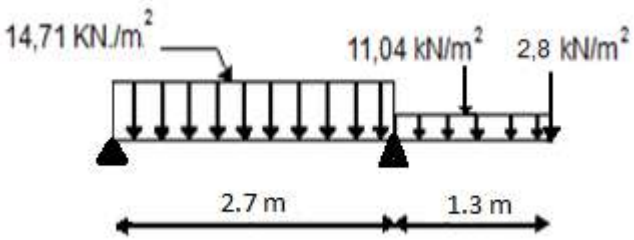


Figure III. 6 type(1) d'escalier

Résultat de robot structural:

Tableau III.2 les efforts internes d'escaliers

	ELU			ELS		
sollic	Mapp (KN.m)	Mtra (KN.m)	Tmax (KN.)	Mapp (KN.m)	Mtra (KN.m)	Tmax (KN.)
Etage courent	9,68	16,07	34,56	6,87	11,75	25,03
Sous sol	10.02	17.15	35.75	7.15	12.83	26.22

III.2.1.4.Détermination du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fait suivant la méthode de la flexion simple

E.L.U:

En travée :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 fbc}$$

b = 1.4 m.

d = 0.9 h = 0.135 m avec h = 15 cm.

Mu= 0,85 x 16,07 = 13,65 KN.m

$\mu = \frac{0,0136}{1,4.(0.135)^2.14,17} = 0.0378 < 0.392(\mu R)$.

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$Ast = \frac{Mu}{z\sigma st}$$

z = d(1 - 0.4 α) avec $\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = 0.048$

⇒ z = 0.132m.

Donc

$$Ast = \frac{0,0136}{348(0.132)} = 2.96\ cm^2$$

On prend 4T12 ; Ast = 4.52 cm²

Armatures de répartition :

Ar = Ast/4 ⇒ Ar = 4.52/4 = 1,13 cm²

On prend 3T10 ; Ast = 2.36 cm²

En appui :

Ma = Mu max ⇒ Ma = 0,0097MN.m.

$$\mu = \frac{0,0097}{1.4x(0.135)^2x14.17} = 0.027 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

α = 0.034

z = 0.133

$$Ast = \frac{0,0097}{348x0.133} = 2,09\ cm^2$$

On prend 4T12 ; Ast = 4,52cm^2

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23\ b.d\frac{ft_{28}}{f_e}$$

Ast ≥0.23 (1.4) (0.135)$\frac{2.1}{400}$ = 2.28 cm^2

Ast > 2,28 → condition vérifiée.

E.L.S:

Ce type d'escalier se situe dans un local couvert, donc il soumis à des fissurations peu préjudiciables

Sur travée:

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

$$\gamma t = \frac{Mu}{Mst} = \frac{0,013}{0,01} = 1,3$$

$$\propto t \leq \frac{1,3-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4$$

∝ appuis = 0,048

On compare 0,048 < 0,4 . . . C.V

La vérification de béton n'est pas nécessaire.

Sur appuis:

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

$$\gamma t = \frac{Mu}{Mst} = \frac{0,0048}{0,0034} = 1,39$$

$\propto t \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$

$\propto$ appuis = 0,034

On compare 0,034 < 0,445 . . . C.V

La vérification de béton n'est pas nécessaire.

III.2.1.5.Vérification du cisaillement:

$$\tau u = \frac{Tmax}{b.d} \Rightarrow \tau u = \frac{0,0345}{(1.4)x\,(0.135)} = 0.18mpa$$

τu^{-} = min[0.15. f c28 /1.5;4MPa] = 2.5Mpa >τu → Condition vérifiée.

Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18}\frac{Mser}{Mu}$ …….. (1)

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18}$ ……(2)

Avec h : hauteur de la cage d'escalier = 3.06 m

L : la distance entre appui.

$(1) \Leftrightarrow \frac{3.06}{3.93} \geq \frac{1}{18}.\frac{687}{968}$

⇒ 0.78> 0.039 (en appui)

$(1) \Leftrightarrow \frac{3.06}{3.93} \geq \frac{1}{18}.\frac{1175}{1607}$

⇒ 0.78> 0.0406 (en travée)

$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$ → Condition vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Tableau III.3: ferraillage des escaliers

	Armature long (cm2)				Armature de répartition (cm2)			
	Ast calculé		Ferr choisie		Ast calculé		Ferr choisie	
	travée	appuis	travée	appuis	travée	appuis	travée	appuis
Etage courent	2,96	2,09	4T12	4T12	1,13	0,53	3T10	3T10
Sous sol	3.02	2.15	4T12	4T12	1.18	0.60	3T10	3T10

III.2.2.Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en-flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigées par les règlements en vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99, de prédimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

III.2.2.1.Prédimensionnement

Le prédimensionnement de la poutre palière (Figure III.18) et les vérifications nécessaires sont donnés par le tableau III.25:

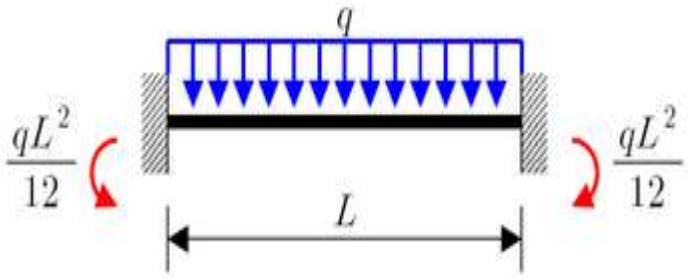


Figure III. 7 Schéma statique équivalentde la poutre palière.

Tableau III.4 Prédimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résis-tance	L_{max}= 3,35 m ⇒22 ≤ h≤33.5cm.On adopte : h = 30 cm ⇒ 9≤ b ≤21cm.On adopte : b = 25 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=25cm≥20cm ; h/b=1,2
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,076) ≥ (1/16=0,0625) (CV)
Conclusion	h = 30cm ; b = 25 cm

III.2.2.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre: G_{poutre}=0,3 ×0,25×25=1,875 kN/ml

Charge due aux réactions : R_u=33,28kN,R_{ser}=23,97kN

$q_u = 1{,}35 \times 1{,}875 + 33{,}28/3{,}90 \quad = 11{,}06\, kN/m$

$q_{ser} = 1{,}875 + 23{,}97/3{,}90 = 8{,}02\, kN/m$

III.2.2.3. Calcul des efforts internes

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux côtés, la méthode R.D.M. donne les efforts internes illustrés dans le tableau III.26 :

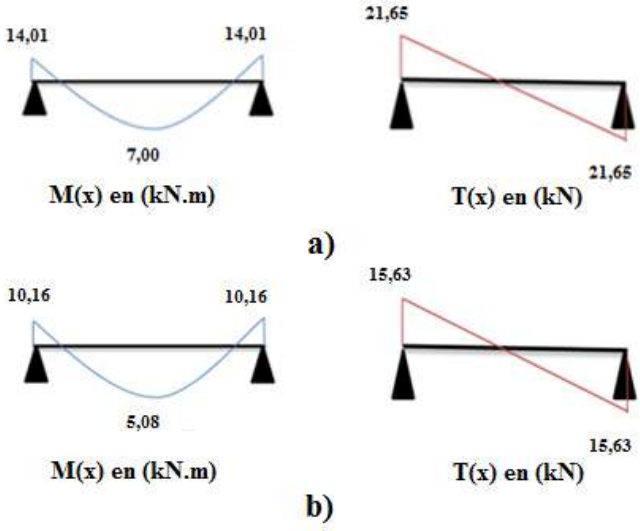


Figure III. 8 Efforts internes dans la poutre palière (a)à l'ELU et (b)à l'ELS.

III.2.2.4. Ferraillage de la poutre palière

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime. Une démonstration de calcul du ferraillage en détail avec toutes les vérifications nécessaires à l'ELU et à l'ELS d'une poutre porteuse selon les règlements en vigueur [1, 2] sera donnée en (annexe C), Par contre, on va présenter des tableaux récapitulatifs suivants, les résultats obtenus.

Tableau III. 5 Ferraillage de la poutre palière

	M_u (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	$A_{tenduemin}$ (cm^2) CBA	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$A_{totalemin}$ (cm^2) RPA	Obs
En travée	7,00	1,68	0,00	0,75	3HA12=3,39	3,75	CV
En appuis	14,01	3,21	0,00	0,75	3HA12=3,39		CV

Tableau III. 6 Vérification à l'E.L.S de la poutre palière

Sec-tion(cm²)	Position	M_{ser} (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	Obs
25x30	Travée	5,08	1,03	0	1,04	22,83	CV
	Appui	10,16	3,02	0	1,66	31,77	CV

Tableau III. 7 Vérification des contraintes tangentiellesdela poutre palière

Section (cm²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
25x30	15,63	0,227	3,3	CV

La section d'armature transversale (A_t) dela poutre palière,ainsi que leurs espacements (S_t), sont résumés dans le tableau III.6:

Tableau III. 8 Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière

section cm²	τ_U MPa	CBA 93 (cm)			RPA 99 (cm)			$S_{t\ adopté}$		$A_t(cm^2)$	
		S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	Z_N	Z_C	$A_{choisie}$	A_{min}
25x30	1,00	22,47	25,7	26,5	15,06	7,50	15,0	7	12	4 Φ 6	0,90

En revanche, puisque la deuxièmecondition de la méthode forfaitaire (annexe 3), n'est pas vérifiée, on doit calculer la flèche et faire les vérifications nécessaires (Tableau III.30).

Tableau III. 9 Vérification de la flèche de la poutre palière.

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	μ
5,08	1,03	0,98	0.0040	0.903	0.226

L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
3,90	2.46	4.97	2.51	10.00	C.V

Donc, la vérification de la flèche est satisfaite. On garde alorsles dimensions choisies initialementen prédimensionnement : bxh=25x30 cm².

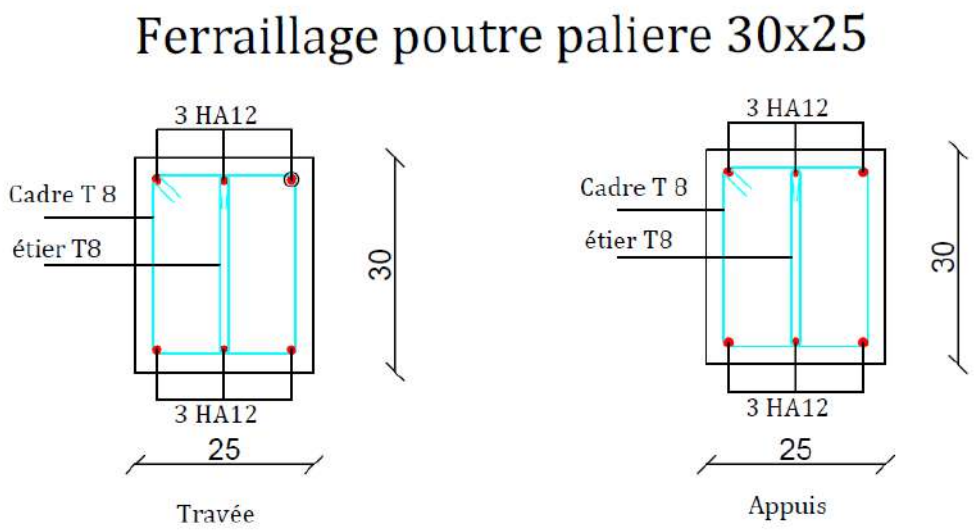


Figure III.9.Schéma de ferraillage de la poutre paliere.

III.3. PLANCHER A CORPS CREUX

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation. Il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en BA, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement ;
- Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- Une dalle de compression supérieure en béton de5 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales (Get Q), en traitant les deux éléments suivants:

- Les poutrelles ;
- La dalle de compression.

III.3.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumises aux charges G et Q. La surface revenant à chaque poutrelle est la moitié de la longueur des corps creux dans les deux côtés sur toute la longueur de la poutrelle, c.à.d:(2x (0,65/2)xL). Cependant, la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet, le calcul se fait en deux étapes: avant coulage et après coulage (annexe1), comme il est comme suite:

III.3.1.2. Avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes:

- Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G ;
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5∗L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier comme une surcharge d'exploitation Q.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires, on doit vérifier la flèche par la méthode exposée en (annexe 1), Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que A'≠0, on rajoute des étaiements jusqu'on obtient $\mu \leq \mu_l$. Dans notre cas, on arrive à une distance égale à 1,00 m entre les étaiements.

III.3.1.3. Après coulage

Après le coulage du béton, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés, on aura deux types de poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant et de la terrasse:

- Poutrelle à 9 travées ;

Pour étudier les poutrelles, on passe d'abord par la méthode forfaitaire (annexe A), Si ses conditions ne sont pas remplies, on fait le calcul par une méthode plus rugueuse.Dans ce cas, il s'agit de la méthode de Caquot (annexe 1).

Tableau.III.10 Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à laterrasseà l'ELU

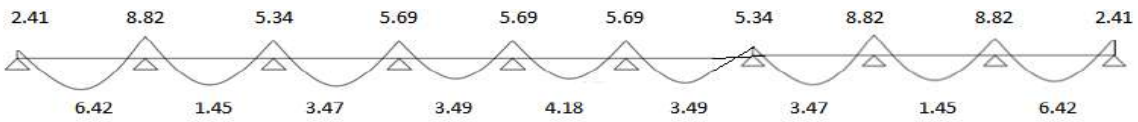
Travée	G	Q	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	$M_{□}$ (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	$T_{□}$ (kN)	T_e(kN)
AB	4,37	0,65	6,88	3,7	3,7	11,77	2,35	8,63	6,28	11,03	-14,43
BC	4,37	0,65	6,88	3,1	2,48	8,27	8,63	5,06	1,42	11,82	-9,51
CD	4,37	0,65	6,88	3,15	2,52	8,53	5,06	5,22	3,39	10,79	-10,89
DE	4,37	0,65	6,88	3,2	2,56	8,81	5,22	5,57	3,41	10,90	-11,12
EF	4,37	0,65	6,88	3,35	2,68	9,65	5,57	5,57	4,09	11,52	-11,52

FG	4,37	0,65	6,88	3,2	2,56	8,81	5,57	5,22	3,41	11,12	-10,90
GH	4,37	0,65	6,88	3,15	2,52	8,53	5,22	5,06	3,39	10,89	-10,79
HI	4,37	0,65	6,88	3,1	2,48	8,27	5,06	8,63	1,42	9,51	-11,82
IJ	4,37	0,65	6,88	3,7	3,7	11,77	8,63	2,35	6,28	14,43	-11,03

Tableau.III.11 Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU

Travée	**G**	**Q**	**p ELU**	**L**	**L'**	**M_0** (kN.m)	**$M_{\square}$** (kN.m)	**M_e**(kN.m)	**M_t** (kN.m)	**$T_{\square}$** (kN)	**T_e**(kN)
AB	4,13	0,97	7,03	3,7	3,7	12,03	2,41	8,82	6,42	11,27	-14,74
BC	4,13	0,97	7,03	3,1	2,48	8,45	8,82	5,17	1,45	12,07	-9,72
CD	4,13	0,97	7,03	3,15	2,52	8,72	5,17	5,34	3,47	11,02	-11,13
DE	4,13	0,97	7,03	3,2	2,56	9,00	5,34	5,69	3,49	11,14	-11,36
EF	4,13	0,97	7,03	3,35	2,68	9,86	5,69	5,69	4,18	11,78	-11,78
FG	4,13	0,97	7,03	3,2	2,56	9,00	5,69	5,34	3,49	11,36	-11,14
GH	4,13	0,97	7,03	3,15	2,52	8,72	5,34	5,17	3,47	11,13	-11,02
HI	4,13	0,97	7,03	3,1	2,48	8,45	5,17	8,82	1,45	9,72	-12,07
IJ	4,13	0,97	7,03	3,7	3,7	12,03	8,82	2,41	6,42	14,74	-11,27

a)



b)

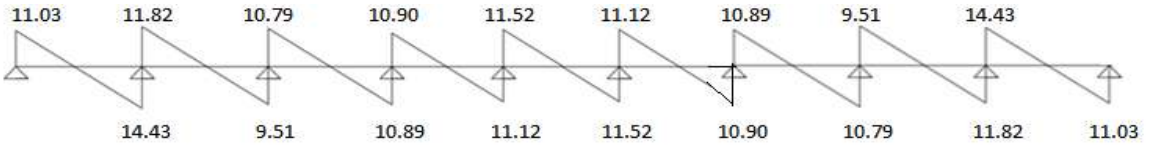
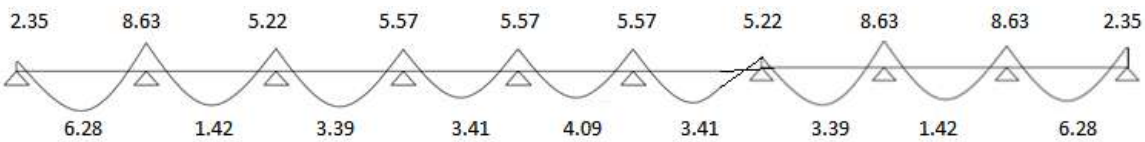


Figure III. 10 Diagrammes des momentsà l'ELU du plancher a) terrasseet b) EC

a)



b)

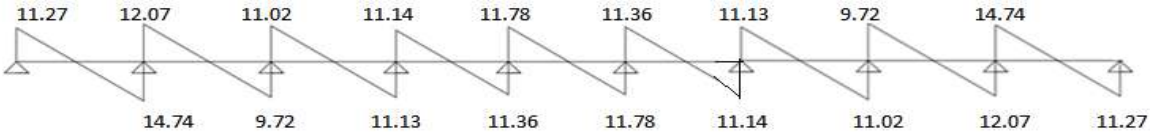


Figure III. 11 Diagrammes de l'effort tranchantà l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC

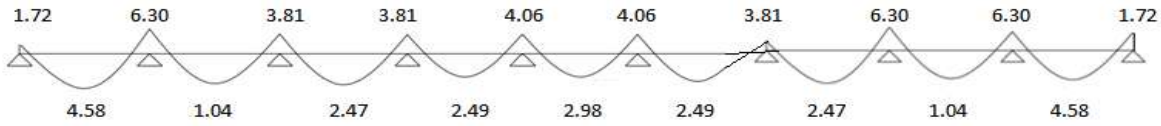
Tableau.III.12 Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasseà l'ELS

Travée	**G**	**Q**	**p ELS**	**L**	**L'**	**M_0** (kN.m)	**$M_{□}$** (kN.m)	**M_e**(kN.m)	**M_t** (kN.m)
AB	4,37	0,65	5,02	3,7	3,7	8,59	1,72	6,30	4,58
BC	4,37	0,65	5,02	3,1	2,48	6,03	6,30	3,69	1,04
CD	4,37	0,65	5,02	3,15	2,52	6,23	3,69	3,81	2,47
DE	4,37	0,65	5,02	3,2	2,56	6,43	3,81	4,06	2,49
EF	4,37	0,65	5,02	3,35	2,68	7,04	4,06	4,06	2,98
FG	4,37	0,65	5,02	3,2	2,56	6,43	4,06	3,81	2,49
GH	4,37	0,65	5,02	3,15	2,52	6,23	3,81	3,69	2,47
HI	4,37	0,65	5,02	3,1	2,48	6,03	3,69	6,30	1,04
IJ	4,37	0,65	5,02	3,7	3,7	8,59	6,30	1,72	4,58

Tableau.III.13 Calcul du moment des poutrelles à EC à l'ELS

Travée	**G**	**Q**	**p ELS**	**L**	**L'**	**M_0** (kN.m)	**$M_{□}$** (kN.m)	**M_e**(kN.m)	**M_t** (kN.m)
AB	4,13	0,97	5,10	3,7	3,7	8,73	1,75	6,40	4,66
BC	4,13	0,97	5,10	3,1	2,48	6,13	6,40	3,75	1,05
CD	4,13	0,97	5,10	3,15	2,52	6,33	3,75	3,87	2,51
DE	4,13	0,97	5,10	3,2	2,56	6,53	3,87	4,13	2,53
EF	4,13	0,97	5,10	3,35	2,68	7,15	4,13	4,13	3,03
FG	4,13	0,97	5,10	3,2	2,56	6,53	4,13	3,87	2,53
GH	4,13	0,97	5,10	3,15	2,52	6,33	3,87	3,75	2,51
HI	4,13	0,97	5,10	3,1	2,48	6,13	3,75	6,40	1,05
IJ	4,13	0,97	5,10	3,7	3,7	8,73	6,40	1,75	4,66

a)



b)

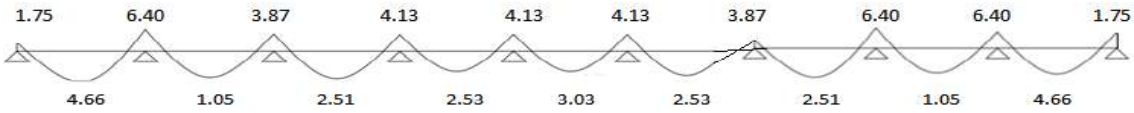


Figure III.12. Diagrammes des momentsà l'ELS du plancher a) terrasseet b) EC

D'après ce qui précède, les sollicitations maximalesaux appuis et en travées sont données par le tableau III.2, à l'étage courantet à la terrasse:

Tableau III.14 Les moments maximumsaux appuis et en travées

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées	
	ELU(kN.m)	ELS(kN.m)	ELU(kN.m)	ELS(kN.m)
Terrasse	8.63	8.59	6.28	4.58
EC	8.82	8.73	6.42	4.66

III.3.1.4.Calcul du ferraillage

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul Socotec pour une section rectangulaire et section en T:

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire.
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en Tdont les dimensions sont mentionnées sur la figure III.10.

Pour le ferraillage, on va utiliser une poutrelle métallique standard (dont E500) dont les caractéristiques sont donnéesen (annexe2), Par contre, on va utiliserun acier à haute adhérence (dont E400) pour les armatures de renforcement (voir Tableau I.1 du chapitre I).

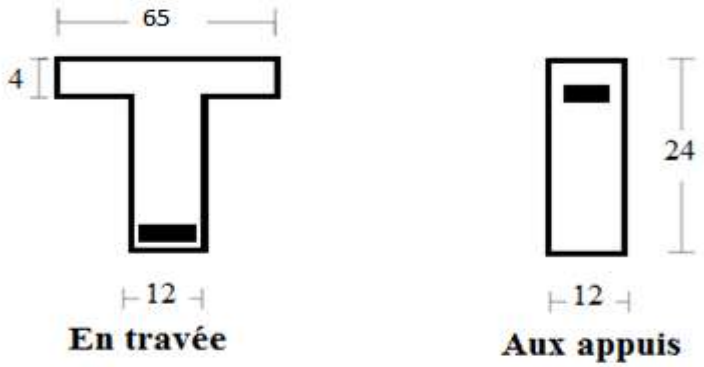


Figure III.13 Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles

Tableau III.15 Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée

Position	Etages	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Aux appuis	Terrasse	8.63	1.22(E400)	1HA10+1HA10 = 1,57
	EC	8.82	1.25(E400)	1HA10+1HA10 =1 ,57
En travée	Terrasse	6.28	0.84(E400)	2HA10 = 1,57
	EC	6.42	0.86(E400)	2HA10=1,57

III.3.1.5.Vérification à ELS

Il suffit de verifier: $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.8)

Tableau III.16 Vérification de la contraintedu béton à l'ELS

Etages	Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible (MPa)	Vérification
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	
Terrasse	4.58	8.59	1.91	10.1	15	CV
EC	4.66	8.73	1.95	10.2	15	CV

III.3.1.6.Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de poutrelle avec la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de fissuration peu nuisible.

Tableau III.17 Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Etages	T_u (kN. m)	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	Vérification
Courant	14,74	0,65	3,33	CV

III.3.1.7.Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe2), Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en (annexe A),dont les résultats sont présentés dans le tableau III.10.

Tableau III.18 Vérification de la flèche

A (cm^2)	M_{ser}(kN. m)	$\rho(\%)$	σ_s(MPa)	M	y (cm)	$I_0(cm^4)$
1,57	7,14	0,007	180,36	0,70	11,3	21207.7
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
7663.7	12824.9	8,09	14,38	6,30	9,80	CV

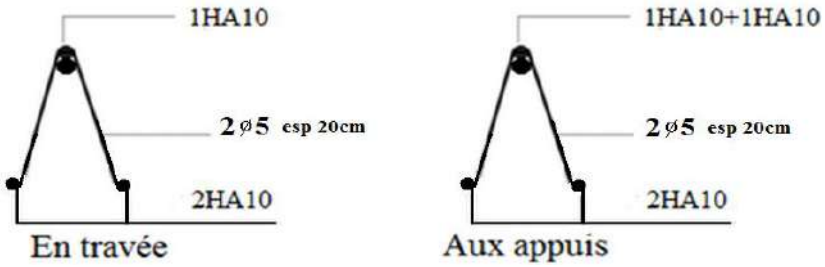


Fig.III.14 Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage terrasse

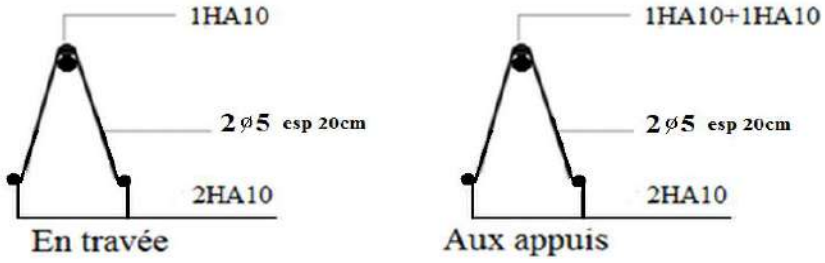


Fig.III.15 Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage courant

III.3.2.FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION:

D'après le règlement CBA:

La dalle de compression a une épaisseur de 5cm armée par treillis soudés de diamètre φ 5mm,

• 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

• 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures:

Al≥ $\frac{4L}{f_e}$ avec f_e=500 Mpa ; L=60 cm

⇒ A_1 ≥0.48 cm^2/ml.

Pour les armatures parallèles aux nervures:

$A_2 = \frac{A_1}{2}$ =0.24 cm^2/ml

Donc: On adopte un treillis soude de φ 5 espacement (15×15) cm^2

III.4.LES BALCON

Les Balcon sont des dalles pleines est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul fait en flexion simple(Voir annexe 5),. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

III.4.1. Pré dimensionnement

On a une dalle encastrée à deux cotés (Figure III.12) dont le pré dimensionnement est donné par la relation suivante:

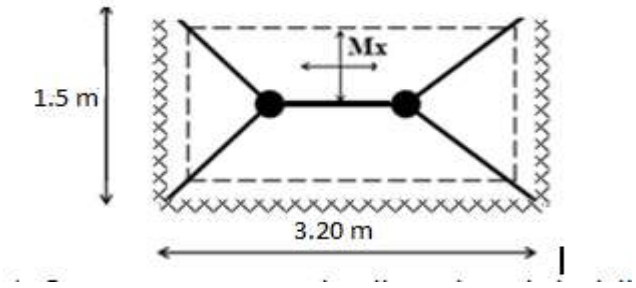


Figure III.16 Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine

- Détermination de l'épaisseur de la dalle pleine :

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow \frac{320}{35} = 9{,}14cm \leq e \leq \frac{320}{30} = 10.16cm \Rightarrow \quad on\ adopte\ e = 15cm$$

III.4.2.Déterminations des sollicitations

Tableau III.19 Combinaisons des charges de la dalle pleine

Etage	G(kN/m^2)	Q(kN/m^2)	P_u(kN/m^2)	P_s(kN/m^2)
EC	5,35	3,5	12.47	8.35

On choisit la sollicitation la plus défavorable, celle étage terrasse.

Après le calcul on a: M =7.68 donc M_t=7.68 et M_a=3.84

III.4.3.Calcul de ferraillage

III.4.3.1. Armature longitudinales

Le calcul de ferraillage se fait en flexion simple, une bonde de 1m et 15 cm d'épaisseur.

Tableau III.20 Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine

	M_{max}(kN .m)	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	7.68	1,67	4HA10=3,14	25	33	cv
En appuis	3.84	1.07	4HA10=3,14	25	33	cv

- **Condition de non fragilité**

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$[1]

En travée et aux appuis : $A = 3{,}14(cm^2) \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 * 100}{1000} = 1{,}5(cm^2)$

$\Rightarrow$ cv

III.4.3.2. Armatures de répartition

Tableau III. 21 calcul de ferraillage (armature de répartitions) pour la dalle pleine

	$A_{rép}$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	0,78	4HA8=2,01	25	45	cv
En appuis	0,78	4HA8=2,01	25	45	cv

III.4.4. Verification à l'ELS

il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}\ avec\ \overline{\sigma_b} = 0.6x25 \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15MPa$

Mser=5.46 donc Mt =5.46 et Ma=2.73

Tableau III.22 Vérification contrainte à ELS

	A (cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	3,14	5.46	1,4	15	cv
En appuis	3,14	2.73	0,9	15	cv

III.4.4.1 Vérification de l'effort tranchant a ELU

on doit vérifier que : $\tau<\bar{\tau}$

Tableau III .23 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100 *15	11,02	0,09	1,16	cv

III.4.4.2 Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe 3). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe 3dont les résultats sontprésentés dans le tableau III.16.

Tableau III .24 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	$\rho(\%)$	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
3,14	5.46	0,0024	125,28	0	7,71	29768,1
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
32745,0	32745,0	1,07	3,19	2,12	9,80	cv

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE :

- Présentation de logiciel ROBOT :

  - Présentation de la structure en 3D :

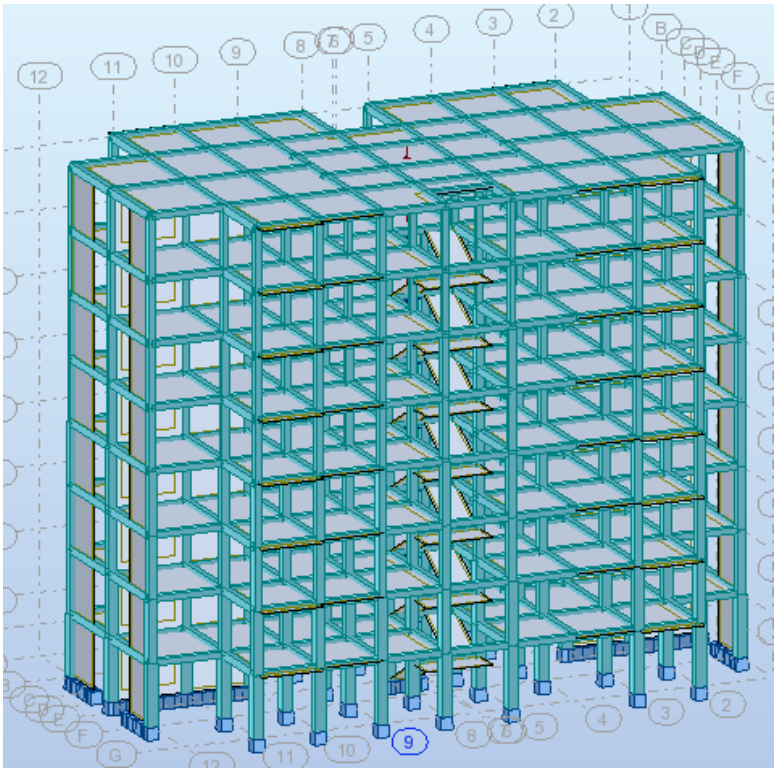


Figure IV.1 modélisation de la structure par robot structural

IV-1 INTRODUCTION :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV-2 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- Laméthode statique équivalente.

- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV-3 CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

➢ Zone I : tous groups

➢ Zone IIa :

• Groupe d'usage 3.

• Groupe d'usage 2: si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

• Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

➢ Zone IIb et III :

• Groupes 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-4 CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV-5 CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul etdes lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

❖ Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente; Alors le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale

❖ La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

❖ Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à WiLYA D alger « (Zone III), Il sera classé au groupe d'usage 2.

Classification du site

D'après l'article 3.3 (RPA99version2003), les sites sont cassés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

• Catégorie S1 (site rocheux).

• Catégorie S2 (site ferme).

• Catégorie S3 (site meuble).

• Catégorie S4 (site très meuble).

Tableau VIII.1 : Classification des sites

Tableau VIII.1 : Classification des sites

Tableau IV.1 Classification des sites

Catégorie	Description	$q_c(MPa)$	N	Pl (MPa)	$E_p(MPa)$	$q_u(MPa)$	$V_s(m/s)$
S_1	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	≥ 800
S_2	Ferme	> 15	> 50	> 2	> 20	$> 0,4$	$\geq 400 - < 800$
S_3	Meuble	1,5~ 15	10~ 50	1~ 2	5~ 20	0,1~ 0,4	$\geq 200 - < 400$
S_4	Très meuble ou présence de 3m ou moins d'argile molle	$< 1,5$	< 10	< 1	< 5	$< 0,1$	$\geq 100 - < 200$

Alors que notre structure est constitue dans un site de catégorie $S3$

IV-6 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRAL :

Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.6.1.s paramètres Spectre de réponse de calcul :

-Coefficient d'accélération A :

-Zone(III) D'après la classification sismique de wilaya D'alger (RPA 99)

-Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m

-Alors d'après les deux critères précédents on obtient A=0.25

-Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

o la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent

o la régularité en plan et en elevation

o la qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q déterminée par la formule:

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} Pq$$

Pq: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non "

Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003)

Tableau IV.2 Pénalité Pq en fonction de critère de qualité

critère q	Pq	
sens	sens longitudinal (x)	sens transversal (y)
Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
redondance en plan	0.05	0
régularité en plan	0	0
régularité en élévation	0	0
contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Σ q	0.15	0.10

-Coefficient de comportement global de la structure R :

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

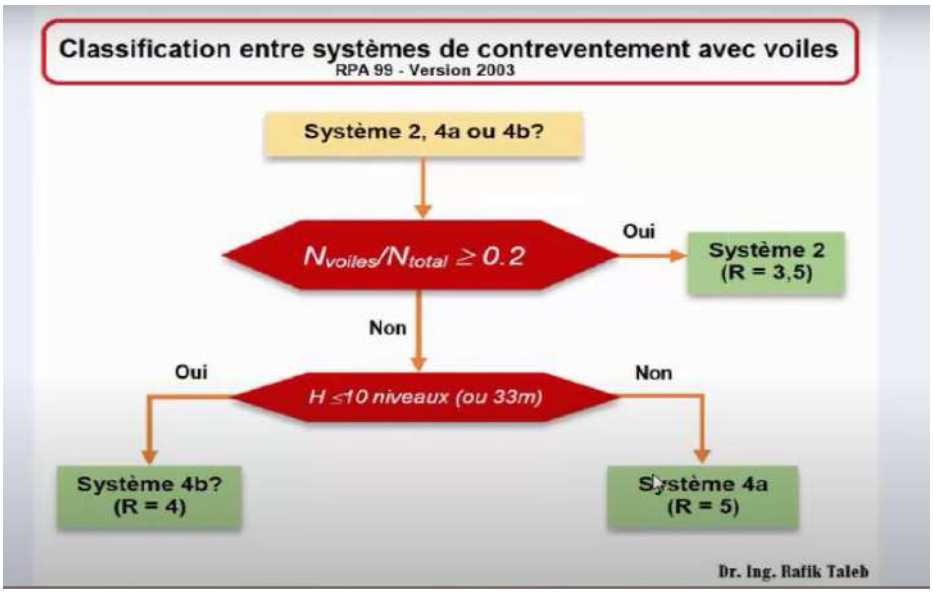


Figure IV.2 classification entre systems de contreventement avec voiles

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé (R=3.5).

Tableau IV.3. présente l'effort normal de voile ; poteau et l'effort total

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
6 (C)/ 1	14,87 8,40 2,10	-53550,40	-43618,31	-9932,09
6 (C)/ 2	14,86 8,42 5,21	-45878,42	-37229,57	-8648,85
6 (C)/ 3	14,86 8,44 8,32	-39046,77	-31093,53	-7953,24
6 (C)/ 4	14,86 8,44 11,3	-32337,14	-25634,64	-6702,50
6 (C)/ 5	14,85 8,47 14,5	-25706,04	-20051,00	-5655,04
6 (C)/ 6	14,85 8,47 17,5	-19182,61	-14918,52	-4264,09
6 (C)/ 7	14,85 8,49 20,6	-12727,24	-9747,55	-2979,69
6 (C)/ 8	14,85 8,37 23,7	-6372,29	-4941,41	-1430,88

On utilise une feuille excel pour calculer le rapport $\frac{Nvoiles}{Ntotal}$

Tableau IV.4 : l'effort normal du poteaux et du voiles

N voiles (KN)	N poteaux (KN)
-9932.09	-43618.31
-8648.85	-37229.57
-7953.24	-31093.53
-6702.50	-25634.64
-5655.04	-20051.00
-4264.09	-14918.52
-2979.69	-9747.55
-1430.88	-4941.41

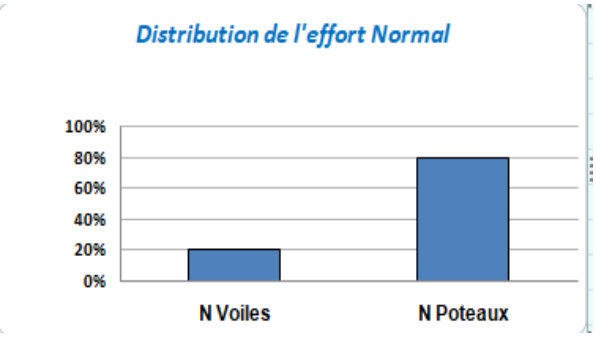


Figure IV.3 Distribution de l'effort normal

Alors d'apres le calcule R=3.5

$Q = 1 + \sum_{i=1}^{6} Pq$ (Tableau 4.4 : RPA 99V2003)

Qx=1+0.15=1.15

Qy=1+0.10=1.10

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7$ … Formule 4.3 : RPA 99

Où ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ = 7 % pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

□□□□□□□□□□□□= $[7/(2+□)]^{0,5}$ = 0.882 ≥ 0.7

Période T1 et T2 du site considéré ;

T1 = 0,15.

T2 = 0,50.

IV.6.2.Caractéristiques de l'ouvrage :

-Zone III: forte sismicité

-Groupe 2 : ouvrages courants et d'importance moyenne

-Site S3 : T1= 0,15 s et T2=0,5 s

-Coefficient de comportement R : R=3.5

-Coefficient d'accélération de la zone III A=0,25

-Facteur de qualité sens x Qx=1,15

-Facteur de qualité sens y Qy=1,25

b. le spectre de réponse :

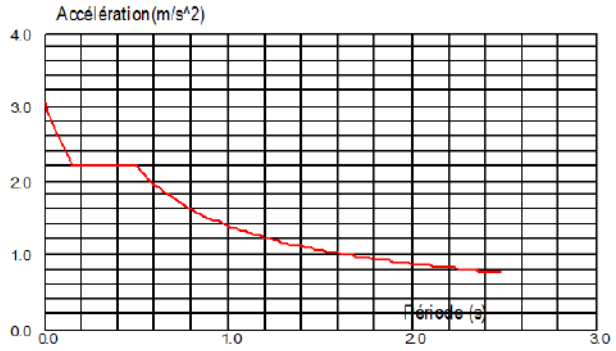


Figure IV.4 Diagramme de spectre de réponse

IV.6.3.Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique :

Sens x :

Tex= Min $\begin{cases} \text{Tex= } Ct \times hN^{\frac{3}{4}} = 0.55 \text{ s} \\ \text{Tex}=\frac{0.09hN}{\sqrt{D}} = 0.40 \text{ s} \end{cases}$

Tey = Min $\begin{cases} \text{Tey= } Ct \times hN^{\frac{3}{4}} = 0.55 \text{s} \\ \text{Tey}=\frac{0.09hN}{\sqrt{D}} = 0.54 \text{s} \end{cases}$

Alors: $\begin{cases} \text{Tex} = 0.40\text{s} \quad \text{et} \quad \text{Tey} = 0.54\text{s} \\ 1.3\text{Tex} = 0.52\text{s} \quad \text{et} \quad 1.3\text{Tey} = 0.70\text{ s} \end{cases}$

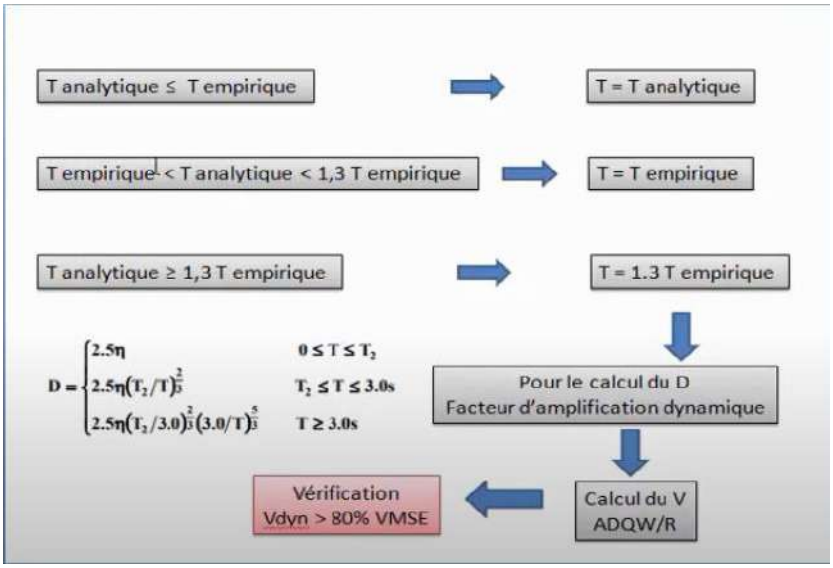


Figure IV.5 organigrame pour la verification de l'èffort tranchant a la base

IV.7.1.LA DISPOSITION DES VOILES:

La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique-voiles). Notre structure à un dépôt au niveau du sous-sol, de plus elle présente une architecture (vue en plan) différente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique le choix du positionnement des voiles qui doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Disposer les voiles d'une façon symétrique dans les deux directions ;
- Minimiser l'excentricité entre le Centre de Masse et le Centre de Rigidité ;
- Assurer la continuité des voiles verticalement ;
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable ;
- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles ;
- Minimiser le nombre d'ouvertures par voile ;
- Assurer une ductilité suffisante ;
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

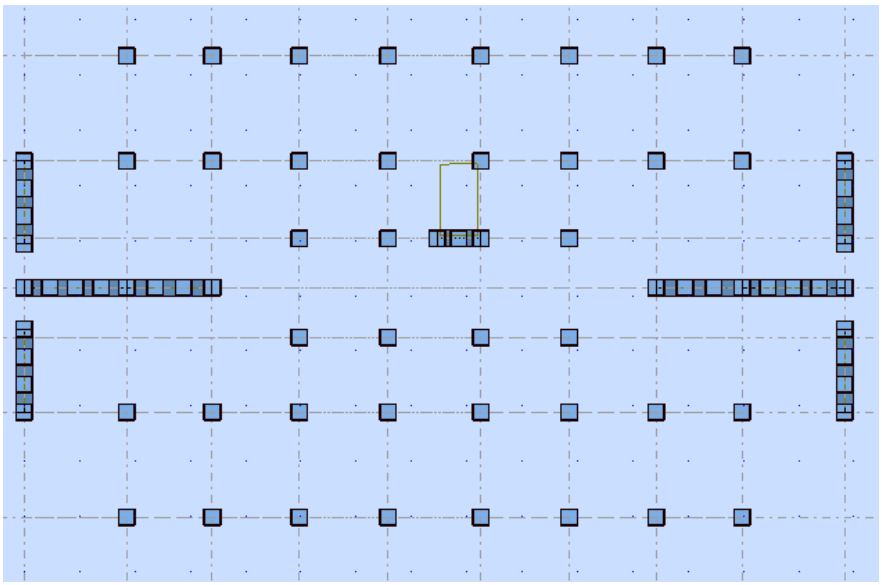


Figure IV.6 la disposition des voiles vue 2D

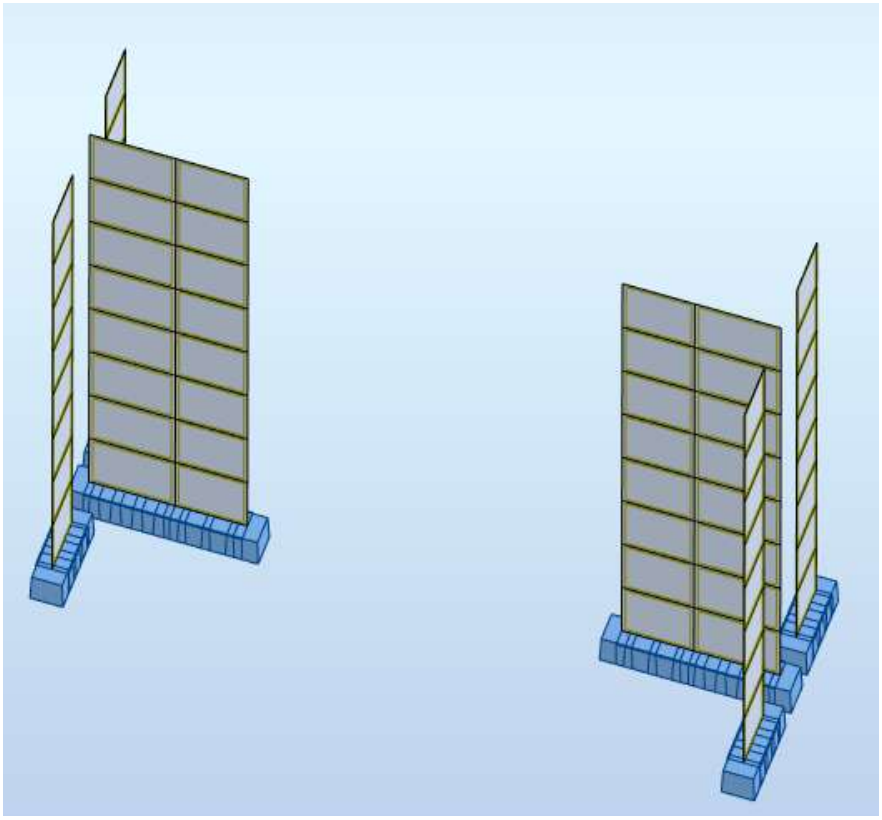


Figure IV.7 la disposition des voiles vue 3D

IV.7.2.Resultats dynamique par robot 2018 :

- La participation massique atteint plus de ***90%*** suivant x dans le $\mathbf{34}^{eme}$ **mode**
- La participation massique atteint de plus de ***90%*** suivant y au $\mathbf{8}^{\mathbf{eme}}$ **mode**
- Le mode retenu = **34mode**
- **Remarque :** le sens y dissipé rapidement que le sens x car il est le sens de faible rigidité
- $\sum KY < \sum KX$ (Plus souple que l'autre sens).

Tableau IV.5 La période analytique de la structure

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
3/ 1	0,69	0,00	69,71	0,00	69,71	3483717,39
3/ 2	0,58	0,02	69,72	0,02	0,01	3483717,39
3/ 3	0,48	66,97	69,72	66,95	0,00	3483717,39
3/ 4	0,21	66,97	85,00	0,00	15,28	3483717,39
3/ 5	0,16	66,97	85,00	0,00	0,00	3483717,39
3/ 6	0,12	87,15	85,00	20,18	0,00	3483717,39
3/ 7	0,11	87,15	85,02	0,00	0,01	3483717,39
3/ 8	0,10	87,15	91,45	0,00	6,44	3483717,39
3/ 9	0,09	87,15	91,45	0,00	0,00	3483717,39
3/ 10	0,09	87,15	91,45	0,00	0,00	3483717,39
3/ 11	0,09	87,15	91,46	0,00	0,01	3483717,39
3/ 12	0,09	87,15	91,47	0,00	0,00	3483717,39
3/ 13	0,08	87,15	91,47	0,00	0,00	3483717,39
3/ 14	0,08	87,15	91,47	0,00	0,00	3483717,39
3/ 15	0,08	87,15	91,48	0,00	0,01	3483717,39
3/ 16	0,08	87,15	91,48	0,00	0,00	3483717,39
3/ 17	0,07	87,15	91,48	0,00	0,00	3483717,39
3/ 18	0,07	87,16	91,48	0,01	0,00	3483717,39
3/ 19	0,07	87,16	91,48	0,01	0,00	3483717,39
3/ 20	0,07	87,17	91,48	0,01	0,00	3483717,39
3/ 21	0,07	87,17	91,48	0,00	0,00	3483717,39
3/ 22	0,07	87,18	91,48	0,01	0,00	3483717,39
3/ 23	0,07	87,18	91,48	0,00	0,00	3483717,39
3/ 24	0,07	87,18	91,48	0,00	0,00	3483717,39
3/ 25	0,07	87,18	91,48	0,00	0,00	3483717,39
3/ 26	0,06	87,18	91,48	0,00	0,00	3483717,39
3/ 27	0,06	87,19	91,49	0,01	0,00	3483717,39
3/ 28	0,06	87,20	91,49	0,01	0,00	3483717,39
3/ 29	0,06	87,20	91,50	0,00	0,02	3483717,39
3/ 30	0,06	87,20	91,53	0,00	0,02	3483717,39
3/ 31	0,06	87,20	91,58	0,00	0,06	3483717,39
3/ 32	0,06	87,26	92,74	0,06	1,16	3483717,39
3/ 33	0,06	87,33	94,62	0,07	1,88	3483717,39
3/ 34	0,06	93,14	94,62	5,82	0,00	3483717,39

Alors d'apres le tableau on a dans le mode 1 une translation suivant y le mode 2 on une torsion et le mode 3 translation suivant x

$Tex \leq TAanalytique \leq 1.3Tex \rightarrow 0.40 \leq 0.48s \leq 0.52s \Rightarrow$ T = Tex $Tey \leq TAanalytique \leq 1.3Tey \rightarrow 0.54s \leq 0.69s \leq 0.70s \Rightarrow$ T = Tey

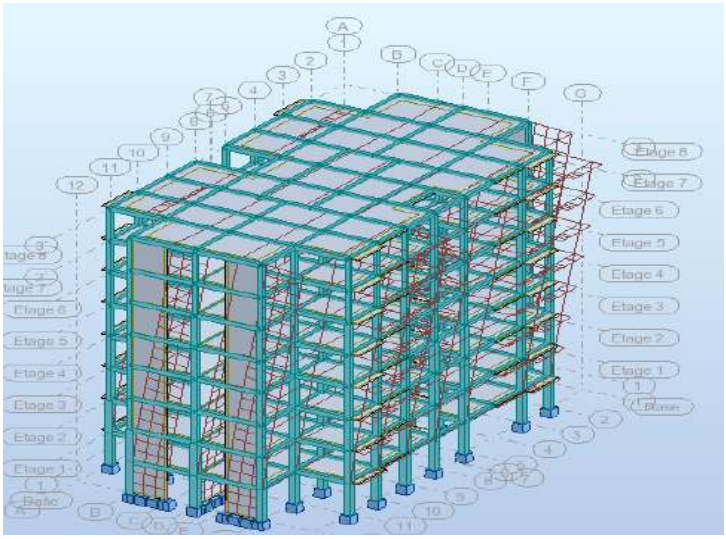


Figure IV.8 MODE1 Translation suivant y vue 3D

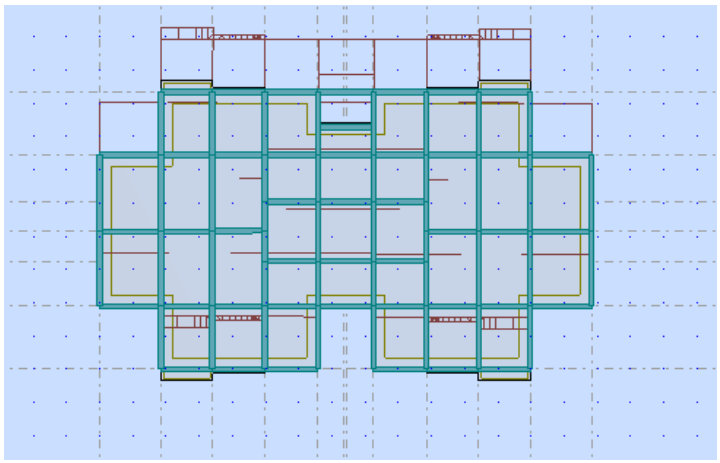


Figure IV.9 MODE1 Translation suivant y vue2D

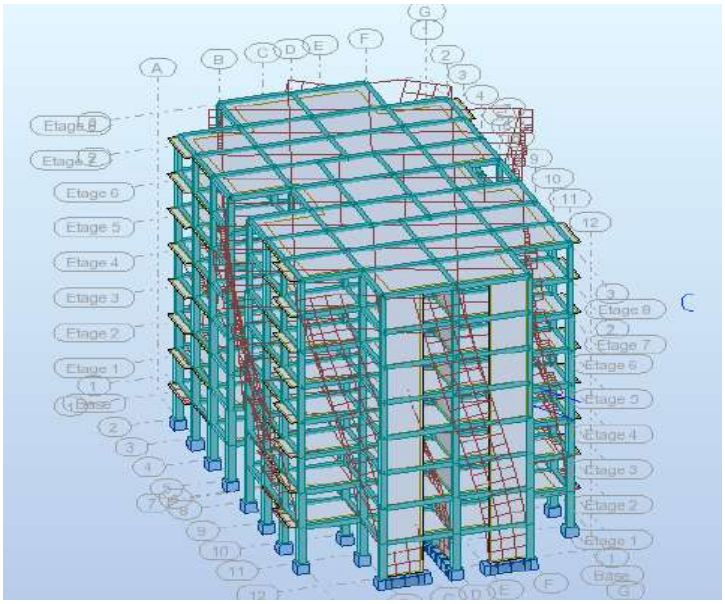


Figure IV.10 MODE2 torsion suivant z vue 3D

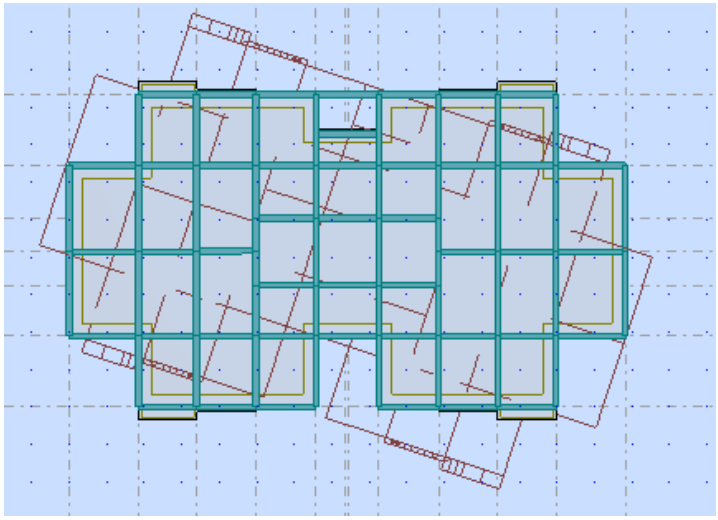


Figure IV.11 MODE2 torsion suivant z vue 2D

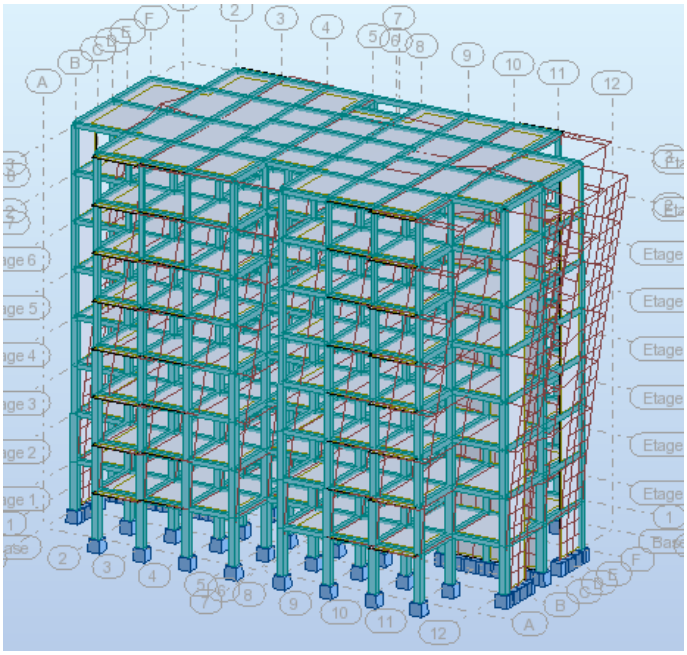


Figure IV.12 MODE 3 translation suivant x vue 3D

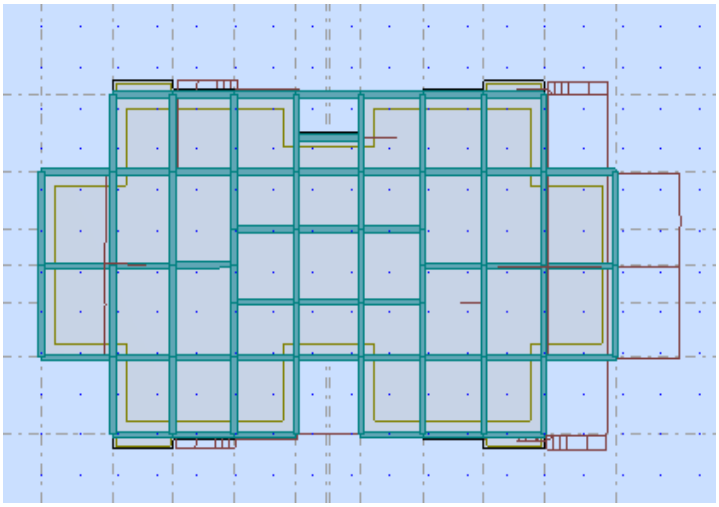


Figure IV.13. MODE 3 translation suivant x vue 2D

-Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :

$$\begin{cases} 0 < T < T2 & \rightarrow \mathrm{D} = 2{,}5\ \mathrm{n} \\ T2 < T < 3S & \rightarrow \mathrm{D} = 2{,}5\ \mathrm{n}\ (\frac{T2}{T})^{\frac{2}{3}} \\ T \geq 3s & \rightarrow \mathrm{D} = 2{,}5\ \mathrm{n}\ \left(\frac{T2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} (\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} \end{cases}$$

-Le coefficient dynamique moyen Dx= 2.205

-Le coefficient dynamique moyen Dy=1.96

IV.7.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique à la baseE_d obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Donc il faut vérifier que :$\frac{E_d}{V} \geq 0.8$***[4.3.4.a].***

$V = \frac{ADQ}{R} W$

Direction x :

A=0.25

D= 2.205

Q=1.15

R=3.5

W= 3501532,48kg

Application numérique :

Vx= $\frac{0.25 \times 2.205 \times 1.15}{3.5} 3501532{,}48 = 6342{,}15$ kN

0.8vx=5073,72,05kN

Direction y :

A=0.25

D=1.96

Q=1.10

R=3.5

W= 40322,07 KN

Vy= $\frac{0.25 \times 1.96 \times 1.10}{3.5} 3501532{,}48 = 5392{,}36$ kN

0.8Vy= 4313,888 kN

Tableau IV6. la force sismique dynamique suivant x

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
99/ 4/ CQC	-14,19	0,41	113,27	-1,29	-41,72	0,08
1748/ 4/ CQC	-28,68	-69,43	-37,38	0,20	1,89	-3,51
1751/ 4/ CQC	-10,23	-4,99	-2,72	0,21	-3,92	7,28
1916/ 4/ CQC	0,58	24,94	119,44	12,04	-2,01	0,31
1919/ 4/ CQC	-1,70	-4,41	175,64	-2,01	-4,56	0,01
1920/ 4/ CQC	-1,88	7,12	196,88	-2,62	-4,40	0,02
1932/ 4/ CQC	0,58	-23,47	-115,24	-11,75	-2,01	0,31
1935/ 4/ CQC	-1,70	6,06	-176,11	1,77	-4,56	0,01
1936/ 4/ CQC	-1,88	-5,81	-193,59	2,35	-4,40	0,02
1948/ 4/ CQC	0,51	-17,90	95,58	-10,24	-2,00	-0,30
1951/ 4/ CQC	-1,69	10,87	195,51	-1,18	-4,51	0,01
1952/ 4/ CQC	-1,87	-2,50	183,62	-1,15	-4,36	-0,02
1964/ 4/ CQC	0,51	19,32	-99,60	10,52	-2,00	-0,30
1967/ 4/ CQC	-1,69	-9,23	-195,02	1,09	-4,51	0,01
1968/ 4/ CQC	-1,87	3,70	-186,83	-1,22	-4,36	-0,02
2564/ 4/ CQC	-225,02	0,16	1144,34	-0,28	-48,30	0,00
2565/ 4/ CQC	-223,70	0,09	659,25	-0,23	-38,87	0,00
2566/ 4/ CQC	-208,80	0,07	219,30	-0,19	-40,64	0,00
2584/ 4/ CQC	-225,02	-0,13	-1144,37	0,23	-48,30	0,00
2585/ 4/ CQC	-223,70	-0,07	-659,28	0,18	-38,87	0,00
2586/ 4/ CQC	-208,80	-0,05	-219,33	0,15	-40,64	0,00
2886/ 4/ CQC	-242,85	0,06	-805,98	-0,18	-58,73	0,00
2887/ 4/ CQC	-258,33	0,07	-1404,84	-0,16	-67,25	0,00
2902/ 4/ CQC	-242,85	-0,04	805,95	0,13	-58,73	0,00
2903/ 4/ CQC	-258,33	-0,05	1404,81	0,12	-67,25	0,00
Cas	4 - VX					
Mode CQC						
Somme totale	-5490,58	-1,53	-8,68	-9,00	-2723,96	3,65
Somme réactions	-5466,69	5,75	-5,75	-119,71	-94531,01	46449,80
Somme efforts	5466,71	-5,53	5,75	119,17	94531,63	-46449,54
Vérification	0,03	0,21	-0,00	-0,54	0,62	0,26
Précision	1,01993e-01	2,32822e-03				

la force sismique dynamique

Donc : VX dyn = 5466,69 > 80 % VX = 5073,72 kN ⟹ condition vérifiée

La force sismique dynamique sens y :

Tableau IV.7 la force sismique dynamique suivanty

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
99/ 5/ CQC	-1,60	-27,96	-233,83	81,44	-5,34	-0,48
1748/ 5/ CQC	-25,42	-74,77	-38,45	0,88	3,10	-5,88
1751/ 5/ CQC	-12,83	-126,41	-68,96	0,51	-0,23	0,67
1916/ 5/ CQC	-0,19	-246,27	-1066,73	-94,75	0,03	-0,01
1919/ 5/ CQC	0,13	-92,83	298,32	75,92	0,32	-0,01
1920/ 5/ CQC	0,05	-83,83	-935,88	76,73	0,18	-0,01
1932/ 5/ CQC	-0,16	-188,00	-809,43	-71,71	0,01	-0,00
1935/ 5/ CQC	-0,04	-73,08	223,99	57,46	0,17	-0,00
1936/ 5/ CQC	-0,03	-65,86	-709,63	58,12	0,10	-0,00
1948/ 5/ CQC	0,20	-244,10	1054,36	-93,44	-0,02	-0,01
1951/ 5/ CQC	-0,12	-94,37	-320,97	75,80	-0,31	-0,01
1952/ 5/ CQC	-0,04	-83,92	913,30	76,52	-0,17	-0,01
1964/ 5/ CQC	0,17	-186,18	799,16	-70,62	-0,00	-0,00
1967/ 5/ CQC	0,06	-74,31	-242,80	57,37	-0,15	-0,00
1968/ 5/ CQC	0,04	-65,88	690,94	57,95	-0,08	-0,00
2564/ 5/ CQC	0,78	-6,53	15,50	12,76	-0,14	-0,08
2565/ 5/ CQC	1,36	-3,86	13,52	10,97	-0,12	-0,06
2566/ 5/ CQC	1,56	-3,42	11,44	10,22	-0,09	-0,01
2584/ 5/ CQC	0,52	-4,98	6,62	9,81	0,04	0,06
2585/ 5/ CQC	0,48	-2,85	7,01	8,57	-0,04	0,04
2586/ 5/ CQC	0,45	-2,53	7,55	8,14	-0,04	-0,00
2886/ 5/ CQC	1,73	-3,95	8,28	11,16	-0,10	0,00
2887/ 5/ CQC	1,67	-4,34	6,36	11,25	-0,08	0,01
2902/ 5/ CQC	0,44	-3,24	10,14	9,27	-0,09	-0,00
2903/ 5/ CQC	-0,39	-3,46	11,13	9,50	-0,11	-0,01
Cas	5 - VY					
Mode CQC						
Somme totale	-1,88	-4402,12	1,24	4285,06	12,92	-21,25
Somme réactions	-5,35	-4380,96	13,82	75653,06	-191,45	-71227,96
Somme efforts	5,39	4380,90	-14,28	-75653,13	193,57	71226,98
Vérification	0,04	-0,06	-0,46	-0,07	2,12	-0,99
Précision	1,02146e-01	2,32562e-03				

la force sismique dynamique

Donc : Vy dyn = 4380.96 > 80 % Vy = 4313,888 kN ⟹ condition vérifiée

Tableau IV.8 Récapitulatif de la vérification de l'effort tranchant à la base

			La force sismique v statique (KN)	La force sismique v dynamique (KN)	80 % V (KN)	Verifica-tion
Sens x	A	0.25	6342.15	5466.69	5073.05	CV
	D	2.205				
	Q	1.15				
	R	3.5				
	W	35015.3				
Sens y	A	0.25	5392.36	4380.96	4313.88	CV
	D	1.96				
	Q	1.10				
	R	3.5				
	W	40322.07				

IV.7.4.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$\delta k = R \times \delta ek$ (article 4.4.3 RPA)

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$\Delta k < 1\%$ he (RPA 99 article 5.10)

Tableau IV.9. deplacement inter etage sens x

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
4/ 1	0,272	0,000	0,272	0,000	0,00	0,00	0,277	0,091	0,0	-0,015
4/ 2	0,796	0,000	0,525	0,000	0,00	0,00	0,813	0,124	0,265	-0,042
4/ 3	1,516	0,000	0,719	-0,000	0,00	-0,00	1,543	0,152	0,779	-0,075
4/ 4	2,368	-0,000	0,853	-0,000	0,00	-0,00	2,409	0,168	1,486	-0,110
4/ 5	3,312	-0,001	0,944	-0,001	0,00	-0,00	3,364	0,176	2,325	-0,146
4/ 6	4,289	-0,001	0,977	-0,001	0,00	-0,00	4,350	0,179	3,258	-0,179
4/ 7	5,271	-0,004	0,983	-0,002	0,00	-0,00	5,349	0,201	4,225	-0,208
4/ 8	6,224	-0,005	0,953	-0,001	0,00	-0,00	6,324	0,235	5,201	-0,245

Tableau IV.10. deplacement inter etage sens y

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
5/ 1	-0,000	0,473	-0,000	0,473	-0,00	0,00	0,050	0,536	-0,039	0,0
5/ 2	0,000	1,481	0,001	1,008	0,00	0,00	0,124	1,678	-0,122	0,403
5/ 3	0,002	2,821	0,001	1,340	0,00	0,00	0,241	3,206	-0,235	1,272
5/ 4	0,003	4,297	0,001	1,476	0,00	0,00	0,372	4,893	-0,363	2,422
5/ 5	0,005	5,845	0,002	1,547	0,00	0,01	0,510	6,663	-0,496	3,692
5/ 6	0,007	7,329	0,002	1,484	0,00	0,00	0,643	8,364	-0,624	5,016
5/ 7	0,010	8,742	0,003	1,413	0,00	0,00	0,770	9,983	-0,746	6,292
5/ 8	-0,009	10,027	-0,019	1,285	-0,00	0,00	0,885	11,459	-0,857	7,502

.

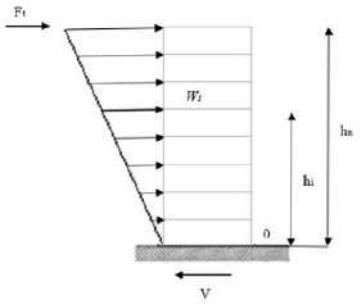
Tableau IV.11 vèrification des dèplacement inter ètage du modèle final

Niv	Δex (cm)	Δey (cm)	h(cm)	0.01 h (cm)	observa-tion
1ère	0,272	0.473	306	3.06	CV
2ème	0,525	1.008	306	3.06	CV
3ème	0.719	1.340	306	3.06	CV
4ème	0,853	1.476	306	3.06	CV
5ème	0,944	1.547	306	3.06	CV
6ème	0.977	1.484	306	3.06	CV
7ème	0.983	1.413	306	3.06	CV
8ème	0.953	1.285	306	3.06	CV

IV.7.5. Stabilité au renversement (RPA2003 «Art 4.4.1»)

❖ Moment de renversement :

$$MR = \sum_{i=1}^{n} Mri = \sum_{i=1}^{n} Fi.Hi$$



❖ Moment de stabilité :

$$MR = \sum_{i=1}^{n} Mi = \sum_{i=1}^{n} XGi.Wi$$

Tableau IV.12. vèrification de renversement suivant x

ETAGE	Vx (KN)	H(m)	W(KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vèrifi-cation
1	5478,58	3.06	34428,19	15	423.81	516422,85	ok
2	5340,08	6.12			1794.94		ok
3	5046,79	9.18			3772.34		ok
4	4635,86	12.24			6517.68		ok
5	4103,37	15.3			10249.47		ok
6	3433,47	18.36			15196.03		ok
7	2605,80	21.42			22967.81		ok
8	1533,54	24.48			37541.06		ok

Tableau IV.13. vèrification de renversement suivant x

ETAGE	Vy (KN)	H(m)	W(KN)	Yg(m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vèrifi-cation
1	4404,86	3.06	34428,19	8.46	334.25	291262,49	ok
2	4295,63	6.12			1429.82		ok
3	4062,90	9.18			3101.47		ok
4	3725,05	12.24			5467.98		ok
5	3278,32	15.3			8472.84		ok
6	2724,54	18.36			12375.38		ok
7	2050,50	21.42			17627.59		ok
8	1227,55	24.48			30050.43		ok

Comentaire : le renversement est verfier dans les deux sens x et y

IV.7.6. Effort normal réduit dans les poteaux :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{Nd}{Bc.fc28} \leq 0{,}3$$

Nd= Effort normal réduit.

Bc= Section brute du béton.

Les sections choisies au prédimensionnement ont été modifiées après les avoir vérifiés, on a donc augmenté les sections comme présentées dans ces tableaux :

Vérification de l'ffort normal rèduit suivent x (G+Q+VY)

Tableau IV.14. Vérification de l'ffort normal rèduit suivent x (G+Q+VX)

b(m)	h(m)	Bc (cm^2)	Nd (KN)	**ν**	Vérification
50	50	2304	1140.89	0.2	oui

Tableau IV.15 Vérification de l'ffort normal rèduit suivent x (G+Q+Vy)

b(m)	h(m)	Bc (cm^2)	Nd (KN)	**ν**	Vérification
50	50	2304	1700.93	0.29	oui

IV.7.7.Vérification de l'effet « P delta » :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{\square Pk\Delta k}{Vkhk} \leq 0.1$$

Pk : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k».

Vk : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δk: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

hk : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau IV.16 Vérification de l'effet p delta suivent x

etage	P	Δex	v	h	Θ	Verification
1	-34338,30	0,272	5466,71	306	0.00558	CV
2	-29349,70	0,525	5328,89	306	0.00944	CV
3	-24981,64	0.719	5036,72	306	0.01165	CV
4	-20703,97	0,853	4627,12	306	0.01247	CV
5	-16484,47	0,944	4096,24	306	0.01241	CV
6	-12344,72	0.977	3428,22	306	0.01149	CV
7	-8255,39	0.983	2602,39	306	0.01019	CV
8	-4238,53	0.953	1532,17	306	0.00861	CV

Tableau IV.17. Vérification de l'effet p delta suivent y

etage	P	Δey	v	h	Θ	Verifica-tion
1	-34338,30	0.473	4380,90	306	0.0121	CV
2	-29349,70	1.008	4273,09	306	0.0226	CV
3	-24981,64	1.340	4041,31	306	0.0270	CV
4	-20703,97	1.476	3705,51	306	0.0269	CV
5	-16484,47	1.547	3261,83	306	0.0255	CV
6	-12344,72	1.484	2711,38	306	0.0220	CV
7	-8255,39	1.413	2042,14	306	0.0186	CV
8	-4238,53	1.285	1223,14	306	0.0145	CV

Conclusion : Les effets du second ordre peuvent être négligés.

IV.7.8. Vérification de l'excentricité :

D' après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction Soit

CM : centre de masse

CR : centre de rigidité

Suivant le sens x-x :

On doit vérifier :

$|Xcm-Xcr| \leq 5\%Lx$

Suivant Y-Y :

On doit vérifier :

$|Ycm-Ycr| \leq 5\%Ly$

Les valeur de robot structural :

Tableau IV.18. Les coordonnées de centre de masse et cntre de rigidité

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
4/ 1	Etage 1	469956,15	14,84 8,38 2,60	14,84 8,36 2,10	11551979,77	35664445,58	46293084,20	0,01	0,02	0,0	0,0
4/ 2	Etage 2	452141,06	14,84 8,38 5,70	14,83 8,36 5,21	10954736,23	34336740,18	44481970,13	0,01	0,03	0,0	0,0
4/ 3	Etage 3	436201,24	14,84 8,39 8,80	14,83 8,36 8,32	10418841,74	33147323,60	42861434,35	0,01	0,04	0,0	0,0
4/ 4	Etage 4	436201,24	14,84 8,39 11,8	14,83 8,36 11,3	10418841,74	33147323,60	42861434,35	0,01	0,04	0,0	0,0
4/ 5	Etage 5	422136,70	14,84 8,40 14,9	14,83 8,36 14,5	9944667,59	32096555,13	41431492,82	0,01	0,04	0,0	0,0
4/ 6	Etage 6	422136,70	14,84 8,40 18,0	14,83 8,36 17,5	9944667,59	32096555,13	41431492,82	0,01	0,04	0,0	0,0
4/ 7	Etage 7	409947,43	14,83 8,41 21,1	14,83 8,36 20,6	9532607,57	31184986,63	40192333,27	0,01	0,05	0,0	0,0
4/ 8	Etage 8	452811,96	14,83 8,41 24,2	14,83 8,30 23,7	10475200,60	34059458,02	44050143,95	0,01	0,11	0,0	0,0

Vue de CM ET CR :

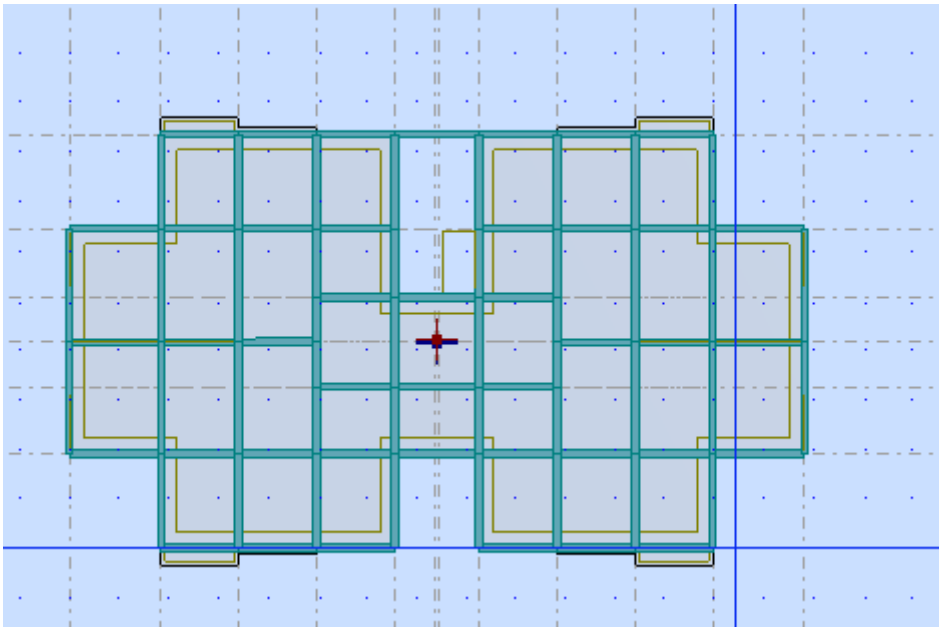


Figure IV.14.Vue 2D de centre de masse et centre de rigidité

IV.8.Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres :** On doit vérifier :

$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$**[2]**

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$**Fissuration peu nuisible [2]**

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right)$ **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable [2]**

Tableau IV. 19. Vérification de cisaillement des poutres

section	b(cm)	h(cm)	T(kN)	comb	Situ	Ɣb	po-si-tion	τ(mpa)	τadm(mpa)	Obs
PP(30x40)	30	40	139.39	G+Q+ VX	ACC	1.15	in-ter	1.2	4.35	**véri-fier**
Ps (30x40)	30	40	70.26	G+Q+ VX	ACC	1.15	in-ter	0.62	4.35	**Véri-fier**

Commentaire : Toutes les sections des poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes tangentielles de cisaillement.

- **Les poteaux :**

Pour les poteaux la vérification de cisaillement n'est pas nécessaire car le système de contreventement**R=3.5** car l'effort sismique est absorbé uniquement par les voiles « théoriquement ».

- **Lesvoile :**On doit vérifier cisaillement des voiles :

$$\tau = \frac{V}{b.d}$$

Avec : V=1.4Vu calculé.

$$\bar{\tau} = 0.2 f c_{28}$$

Tableau IV. 20.Vérification de cisaillement des voiles

Direc-tion	Voile	b	L	$\lvert V_u \rvert$	Comb	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(M	$\tau \leq \bar{\tau}$
Sui-vantX	Voile de contre-ventement	20	3.7	880.24	G+Q+VX	1.23	5	CV
Sui-vantY	Voile de contre-ventement	20	2.5	631.98	G+Q+VX	0.9	5	CV

Commentaire: l'épaisseur du voile (a= 20 cm) est suffisant pour équilibrer toutes les contraintes tangentielles du cisaillement dans les deux directions X,Y.

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple :

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 14.825 *(m)*

Y = 8.350 *(m)*

Z = 13.940 *(m)*

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 14.825 *(m)*

Y = 8.478 *(m)*

Z = 13.547 *(m)*

Moments d'inertie centraux de la structure:

Ix = 156862627.168 *(kg*m2)*

Iy = 271217869.871 *(kg*m2)*

Iz = 197924222.831 *(kg*m2)*

Masse = 1755000.336 *(kg)*

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 14.825 *(m)*

Y = 8.407 *(m)*

Z = 14.480 *(m)*

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

Ix = 520819590.489 *(kg*m2)*

Iy = 851118233.894 *(kg*m2)*

Iz = 601461070.028 *(kg*m2)*

Masse = 4032207.002 *(kg)*

Description de la structure

Nombre de noeuds: 2732

Nombre de barres: 1200

Eléments finis linéiques: 2132

Eléments finis surfaciques: 1708

Eléments finis volumiques: 0

Liaisons rigides: 443

Relâchements:0

Relâchements unilatéraux : 0

Relâchements non-linéaires: 0

Compatibilités: 0

Compatibilités élastiques: 0

Compatibilités non-linéaires: 0

Appuis: 74

Appuis élastiques: 0

Appuis unilatéraux: 0

Appuis non-linéaires: 0

Rotules non-linéaires: 0

Cas: 16

Combinaisons: 11

Resumé de l'analyse

Méthode de solution - Multiprocesseur

Nbre de degrés de liberté stat.: 15948

Largeur de la bande

avant/après optimisation: 0 0

Durée des calculs [s]

Durée max agrégation + décomp.: 4

Durée max itér. sur sous-espace: 21

Durée max solution prb. nonlin.: 0

Durée totale: 8

Espace disque et mémoire utilisés [o]

Espace totale du disque utilisé: 67155312

Espace pour fichier TMP solveur: 0

Espace pour itérat. s/sous-esp.: 4338128

Mémoire: 12872916

Elém. diagon. de la matrice de rigidité

Min/Max après décomposition: 3.879586e+06 1.947460e+16

Précision: 5

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 1.73776e+01 (kN*m)

Précision : 2.03005e-07

Cas 2 : Q

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 5.62751e-01 (kN*m)

Précision : 1.95061e-07

Cas 3 : Modale

Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse : Modal

Méthode : Itération sur le sous-espace

Type de matrices de masses : Cohérente

Nombre de modes : 18

Nombre d'itérations : 40

Tolérance : 1.00000e-04

Amortissement : 0.070

Limites : 0.000

Coefficient des masses participantes : 0.000

Cas 4 : VX

Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Excentricité de masse ex = 5.000 (%) ey = 5.000 (%)

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000

Données:

Zone : @VAL(ZoneRPA99)@

Usage : 2

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.100

Coefficient de comportement : 3.500

Amortissement : x = 7.00 %

Paramčtres du spectre:

Correction de l'amortissement : □□= $[7/(2+□)]^{0,5}$ = 0.882

A = 0.250

T_1 = 0.150 T_2 = 0.500

Cas 6 : ELU

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 7 : ELS

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : G+Q+VX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : G+Q-VX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : G+Q+VY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : G+Q-VY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : 0.8G+VX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : 0.8G-VX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : 0.8G+VY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : 0.8G-VY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : G+0.2Q

Type d'analyse: Combinaison linéaire

V.1. FERRAILLAGE DES POTEAU:

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée (N,My,Mz).

V.1.1. Armatures longitudinales :

V.1.2Recommandations selon les règlements :

o Selon le CBA93

$$Al = Min \begin{cases} 4\ cm2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{Al}{B} \leq 5\% & \text{section de bèton comprimée} \end{cases}$$

Condition de non fragilité: Amin=$\frac{B}{1000}$

o Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 »

✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

✓ Leur pourcentage est limité en zone III par

$$0.9\% \leq \frac{Al}{b \times h} \leq 3\% \quad \text{(zone courante)}$$

$$0.9\% \leq \frac{Al}{b \times h} \leq 6\% \quad \text{(zone de recouvrement)}$$

✓ Le diamètre minimum est de 12mm.

✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.

✓ La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser 20 cm en zone III

✓ La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = \text{Max}\left[\frac{he}{6}; b1; h1; 60cm\right]$$

he : la hauteur d'étage.

V.1.3. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant

✓ Nmax et Mcorrespendant

✓ Mmax et Ncorrespendent

✓ Nmin et Mcorrespendent

Tableau. V.1. La section des armatures des poteaux.

DIM	CAS	N (kn)	MyCor (kn .m)	MzCor (kn .m)	As1 (cm^2)	As2 (cm^2)	Amin (cm^2)	Achoisi (cm^2)
50x50	Nmax->Mcorr	3459.54	77.68	-76.22	2.5	1.5	22.5	12 HA16=24 cm^2
	Mmax->Ncorr	2096.31	55.93	180.93	2.5	1.5		
	Nmin->Mcorr	1111.34	-83.34	78.30	2.5	1.5		
45x45	Nmax->Mcorr	2174.80	50.89	-63.79	2.3	1.3	18.225	10 HA16=20cm^2
	Mmax->Ncorr	1985.35	27.85	168.93	2.3	1.3		
	Nmin->Mcorr	807.24	22.62	75.45	2.3	1.3		
40x40	Nmax->Mcorr	1464.75	32.27	-59.41	2.0	1.2	14.4	8 HA16=16 cm^2
	Mmax->Ncorr	1216.18	54.18	139.9	2.0	1.2		
	Nmin->Mcorr	720.12	25.58	70.69	2.0	1.2		
35x35	Nmax->Mcorr	657.83	24.33	52.12	1.8	1.1	11.025	8 HA 14 =12 cm^2
	Mmax->Ncorr	604.23	22.04	69.9	1.4	1.1		
	Nmin->Mcorr	111.01	-1.98	1.6	1.8	1.1		
30x30	Nmax->Mcorr	453.84	0.69	7.12	1.5	1	8.1	8 HA 12 = 9cm^2
	Mmax->Ncorr	238.07	30.84	69.9	2.3	3.2		
	Nmin->Mcorr	93.29	4.9	0.34	1.5	1		

V.1.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\begin{cases} \text{Type de fissuration : peu nuisible} \\ \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}. \end{cases}$$

Tableau. V. 2. Vérification des contraintes normales à l'ELS.

DIM	CAS	N (kn)	MyCor (kn .m)	MzCor (kn .m)	σ b (MPa)	σb^{-} (MPa)	σs (MPa)	$\sigma s'$ (MPa)
50x50	Nmax->Mcorr	1057.24	0.2	10.08	4.5	15	00	66.4
	Mmax->Ncorr	963.21	11.93	24.45	5.3	15	00	75.1
	Nmin->Mcorr	512.91	0.37	8.89	2.4	15	00	34.5
45x45	Nmax->Mcorr	784.66	2.22	14.36	4.7	15	00	67.5
	Mmax->Ncorr	524	1.29	20.16	3.8	15	00	52.5
	Nmin->Mcorr	343.26	1.75	10.61	2.4	15	00	33.2
40x40	Nmax->Mcorr	661.48	0.07	4.72	4.4	15	00	63.7
	Mmax->Ncorr	443.36	1.44	17.72	4.3	15	00	58.4
	Nmin->Mcorr	314.94	3.76	9.94	3.1	15	00	41.6
35x35	Nmax->Mcorr	430.98	3.79	3.65	4.3	15	00	60
	Mmax->Ncorr	273.23	1.78	16.8	4.6	15	00	58
	Nmin->Mcorr	214.18	1.24	13.96	3.7	15	00	46.1
30x30	Nmax->Mcorr	287.27	4.31	6.25	5.2	15	00	66.5

	Mmax->Ncorr	139.18	1.6	14.43	5.1	15	31.5	55
	Nmin->Mcorr	101.55	1.3	12.22	5.2	15	49	51.6

V.1.5. Armatures transversals:

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 et modifié 99 et celles du RPA99 version 2003 ; elles sont données comme suit :

* Selon BAEL91 modifié 99] :

$$\begin{cases} St \leq Min(0{,}9d\,;40cm) = 24.3 \\ \emptyset_t \leq Min(\frac{h}{35}\,;\frac{b}{10};\emptyset l) \end{cases}$$

b: Largeur d'armature transversals

h: La hauteur de la section droite

St: Espacement des armatures transversales

Øt: Diametre des armatures transversales

$\emptyset l$: Diametre des armatures longitudinales.

* Selon le RPA99 version 2003:

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho a\, Tu}{hfe}$$

Avec:

At: section d'armatures transversals

St: espacement des armatures transversales

Tu: l'effort trenchant a l'ELU

Fe: contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

h: hauteur totale de la section brute

ρa: coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la repture par l'effort trenchant

$\rho a = 2.5$ ……$si\ \lambda g \geq 5$

$\rho a = 3.75$ ……$si\ \lambda g < 5$

λg: espacement géometrique

• V.2.3. L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

St≤ 10 cm ……$zone\ nodale\ (zone\ III)$

St≤ $Min\left(\frac{b}{2}\,;\frac{h}{2};10\emptyset l\right)$

$\emptyset l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{At}{St.b}$ en (%) est donnée comme suit:

$$\begin{cases} 0.3\% \dots\dots\dots\dots\dots\dots si\ \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% \dots\dots\dots\dots\dots\dots si\ \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

Interpolation entre les valeurs limites precedents si $3 < \lambda g < 5$

λg: L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda g = \frac{lf}{a}\right)$

a: dimension de la section droite du Poteau

Lf: Longueur du flambement du poteau. Lf=0.7l0

Pour les armatures transversales $fe = 400$

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux:

Armatures transversales:

$\emptyset t \leq min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset l\right\} \Rightarrow \emptyset t = \min\left\{\frac{500}{35}; \frac{500}{10}; 16\right\} = 14.28$

On prend $\emptyset t = 10\ mm$

$At = 4\emptyset 10 = 3.14 cm^2$

V.1.6. Calcul L'espacement des armatures transversales:

St ≤ min{0,9.d;40cm}= min{0,9×27;40cm}= 24,3cm

On prend St=20cm

Vérification d'après le (R.P.A.91)

-zone nodale:

St≤min(10$\emptyset l$;15cm) = 14 cm ⇒ St =10 cm

-zone courante:

St ≤15$\emptyset l$ =20 ⇒ St=15 cm

Tableau .V.3. Espacements maximales selon RPA99

Section	Barres	$\emptyset l$ (mm)	St (mm)	
			ZN	ZC
50× 50	12 HA16	16	10	15
45× 45	10 HA16	16	10	15
40× 40	8 HA16	16	10	15
35× 35	8 HA14	16	10	15
30× 30	8 HA 12	16	10	15

Tableau .V.4. Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant

niveau	sec-tion	Lf (m)	λg (%)	ρa	Tu^{max} (kN)	zone	St(cm)	At^{cal} (cm)	choix	As^{adp} (cm^2)
ss	50×50	2.38	2.38	3.75	34.84	N	10	0.52	4T10	3.14
						C	15	0.78	4T10	3.14
RDC	50×50	2.142	2.142	3.75	36.27	N	10	0.54	4T10	3.14
						C	15	0.81	4T10	3.14
1ére	45×45	2.142	2.142	3.75	31.46	N	10	0.58	4T10	3.14
						C	15	0.87	4T10	3.14
2éme	40×40	2.142	2.142	2.5	26.68	N	10	0.41	4T10	3.14
						C	15	0.62	4T10	3.14
3éme	40×40	2.142	2.142	2.5	22.95	N	10	0.35	4T10	3.14
						C	15	0.53	4T10	3.14
4éme	35×35	2.142	2.142	2.5	18.87	N	10	0.38	4T10	3.14
						C	15	0.57	4T10	3.14
5éme	35×35	2.142	2.142	2.5	17.79	N	10	0.36	4T10	3.14
						C	15	0.54	4T10	3.14
6éme	30×30	2.142	2.142	2.5	11.99	N	10	0.33	4T10	3.14
						C	15	0.49	4T10	3.14
7éme	30×30	2.142	2.142	2.5	17.59	N	10	0.48	4T10	3.14
						C	15	0.73	4T10	3.14

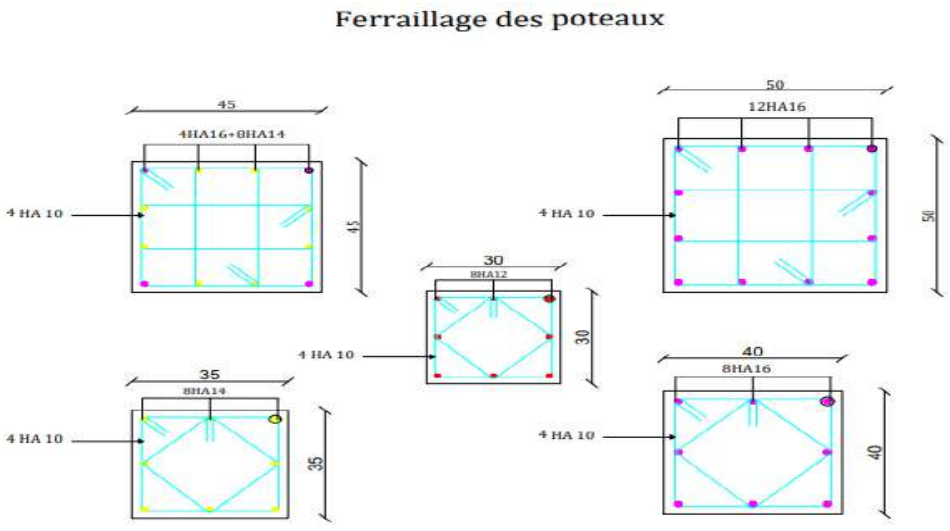


Figure V. 1 Schéma de ferraillage des poteaux

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires).

V.2.1. Ferraillage longitudinale des poutres à l'ELU et a l'acc:

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barre à haute adhérence FeE400.

Robot expert: c'est un programme qui calcul le ferraillage des diffrens elements (poteaux , poutres , dale pleine , escalier…..)

Exemple de calcule:

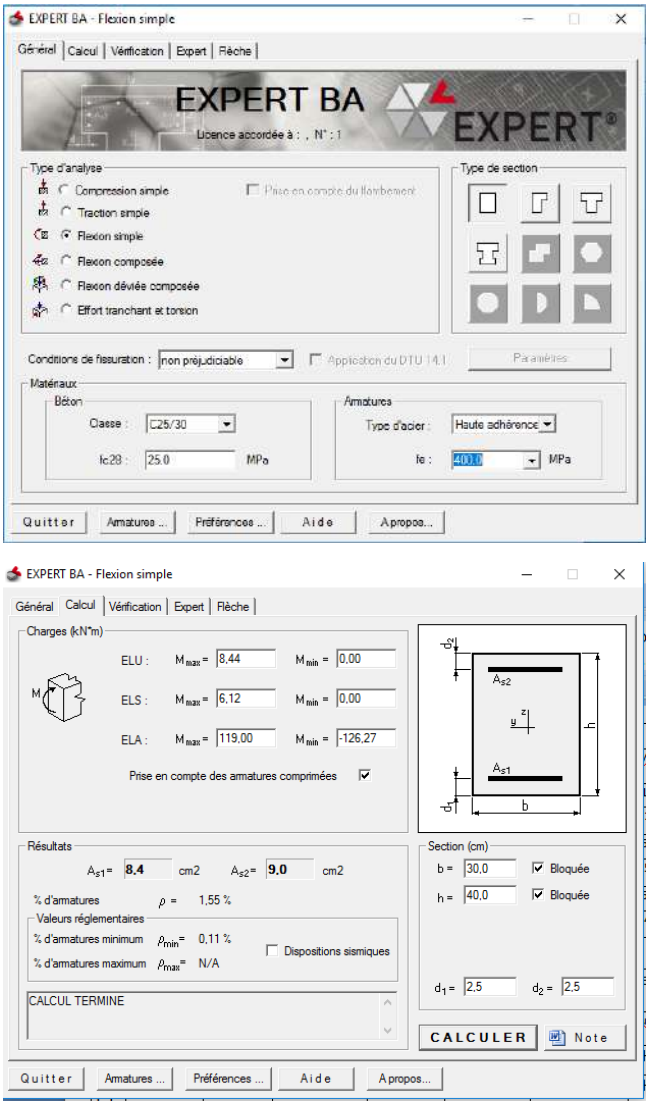


Figure V. 2.Exemple de calcule par robot exeprt

V.2.2.1. Ferraillage de Poutre porteuse:

Tableau. V.5. les moments en travèe et en appuis de chaque type de pp

pp	dim	EN Appuis			EN Travée		
		MELU (KN.m)	MELS(KN.m)	Macc (KN.m)	MELU (KN.m)	MELs (KN.m)	Macc (KN.m)
P1	30×40	-19.03	-13.78	-252.54	8.44	6.12	-126.27
				238			119
P2	30×40	-92.30	-67.04	-130.87	37.4	27.14	-65.43
				70.23			35.11
P3	30×40	-50.27	-36.17	-121.06	32.17	23.09	-60.5
				88.88			44.44

V.2.2.2. Ferraillage de la section :

$$\begin{cases} \text{Amin RPA} = 0.5\%\ \text{b.h} \dots\dots\dots [\mathbf{3}] \\ \text{Amin CBA} = 0.1\%\ \text{b.h} \dots\dots\dots [\mathbf{2}] \end{cases}$$

Tableau. V.6. La section choisie d'armature des poutres porteuse

		Amin		Armature calculée		Section calculée	
		CBA	RPA	As1 (cm^2)	As2 (cm^2)	Inferieur	superieur
P1	En appuis	1.2	6	17	18.05	5HA16+4chHA16=18.10	5HA16+4chHA16=18.10
	En travée	1.2	6	8.4	9	5HA16=10.05	5HA16=10.05
P2	En appuis	1.2	6	4.9	9.6	3HA12+2chHA14=6.47	3HA14+3chHA16=10.65
	En travée	1.2	6	3	4.6	3HA12=3.39	3HA14=4.62
P3	En appuis	1.2	6	6.2	8.7	3HA12+2chHA14=6.47	3HA14+3chHA14=9.24
	En travée	1.2	6	3.1	4.2	3HA12=3.39	3HA14=4.62

V.2.2.3.Vérification de la contrainte normales

Tableau. V.7. Vérification de la contrainte tangente limite ultime

	Vérification de la contrainte tangente limite ultime		
pp	τu (Mpa)	τu adm(Mpa)	Vérification
P1	0.181	3.333	OK
P2	0.911	3.333	OK
P3	0,856	3,333	OK

Tableau. V.8. Vérification de la contrainte de compression (bielle)

	Vérification de la contrainte de compression (bielle)		
pp	Vu (N)	0,267.b.a.fc28 (N)	Vérification
P1	19580,000	410512,500	OK
P2	98400,000	410512,500	OK
P3	92400,000	410512,500	OK

Vérification de la contrainte de compression (bielle)

Tableau. V.9. Vérification des armatures inférieures d'appuis

	Vérification des armatures inférieures d'appuis		
pp	As (cm^2)	Vu/(fe/ϒs) [cm^2]	Vérification
P1	17,000	0,563	OK
P2	4,900	2,829	OK
P3	6,200	2,657	OK

Tableau. V.10. Vérification de la contrainte moyenne de compréssion

	Vérification de la contrainte moyenne de compréssion			
pp	Ru (N)	σmb (MPa)	1,3 Fc28 /ϒb	Vérification
P1	39160,000	0,637	21,667	OK
P2	196800,000	3,200	21,667	OK
P3	184800,000	3,005	21,667	OK

Comentaire: tout les verification de la contrainte sont verifies selon la poutres pricipale

V.2.3.1.Ferraillage de la poutres secondaire

Tableau V .11 sollicitation des pouters secondaire

p	dim	EN Appuis			EN Travée		
		MELU (KN.m)	MELS(KN.m)	Macc (KN.m)	MELU (KN.m)	MELs (KN.m)	Macc (KN.m)
Ps	30×30	-19.65	-14.33	-66.59	9.93	7.2	-33.5
				43.95			22

Tableau.V . 12. Ferraillage des pouters secondaire

		Amin		Armature calculée		Section calculée	
		BAEL	RPA	As1 (cm^2)	As2 (cm^2)	Inferieur	superieur
Ps	En appuis	0.97	4.5	4.2	6.6	3HA12+2chHA14=6.47	3HA12+3chHA12=6.79
	En travée	0.97	4.5	2.1	3.2	3HA12=3.39	3HA12=3.39

V.2.3.2.Vérification de la contrainte normales

Tableau.V . 13 Vérification de la contrainte tangente limite ultime

Vérification de la contrainte tangente limite ultime		
τu (Mpa)	τu adm(Mpa)	Vérification
0,213	3,333	OK

Tableau.V . 14. Vérification de la contrainte de compression (bielle)

Vérification de la contrainte de compression (bielle)		
Vu (N)	0,267.b.a.fc28 (N)	Vérification
17250,000	410512,500	OK

Tableau .V . 15. Vérification des armatures inférieures d'appuis

Vérification des armatures inférieures d'appuis		
As (cm^2)	Vu/(fe/ϒs) [cm^2]	Vérification
4,200	0,496	OK

Tableau .V . 16. Vérification de la contrainte moyenne de compréssion

Vérification de la contrainte moyenne de compréssion			
Ru (N)	σmb (MPa)	1,3 Fc28 /ϒb	Vérification
34500,000	0,561	21,667	OK

V.2.3.3.Vérification de la contrainte normales à l'ELS des poutres

$$\begin{cases} \text{Type de fissuration : peu nuisible} \\ \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Tableau V.17. La Vérification de la contrainte normal de la poutre principal et poutres secondaire à l'ELS

Elément	Mser (KN.m)		σ_b(Mpa)	$\bar{\sigma}_b$(Mpa)	vérifiée	σ_s(Mpa)	$\sigma'_s{}'$(Mpa)	$\bar{\sigma}_s$(Mpa)	vérifiée
PP1	appuis	-13.78	0.8	15	oui	/	/	/	oui
	Travée	6.12	0.5	15	oui	/	/	/	oui
PP2	appuis	-67.04	7.7	15	oui	/	/	/	oui
	Travée	27.14	4.7	15	oui	/	/	/	oui
PP3	appuis	-36.17	4.2	15	oui	/	/	/	oui
	Travée	23.09	4	15	oui	/	/	/	oui

Ps	appuis	-14.33	3.1	15	oui	/	/	/	oui
	Travée	7.2	1.3	15	oui	/	/	/	oui

V.2.4.1.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$ ..... **[2]**

- **Calcul des armatures transversales [2]**

Les armatures transversales ainsi que leur espacement sont calcul à partir des formules suivent

$At_{min} \geq 0.003 \times b \times S_t$

$$S_{zn} \leq Min\left(\frac{h}{4}\,;12\phi\,;30cm\right) \; Zone\ nodale$$

$$S_{zc} \leq \frac{h}{2} \qquad\qquad zone\ courante$$

Tableau V.18. Calcul des armatures transversales

				CBA93		RPA99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	T (KN)	τ_u (Mpa)	$\tau_{u\ adm}$ (Mpa)	S_t (cm)	A_t (ZC) cm^2	S (ZN) cm	S' (ZC) cm	At cm^2	S (ZN) cm	S' (ZC) cm	$A_{t\ choisie}$ cm^2
PP1(30 X40)	243.77	2.13	3.33	3.8	0.45	10	20	0.9	10	15	3HA8=1.51
PP1(30 X40)	97.82	0.85	3.33	3.8	0.45	10	20	0.9	10	15	3HA8=1.51
PP1(30 X40)	98.88	0.87	3.33	3.8	0.45	10	20	0.9	10	15	3HA8=1.51
Ps (30 X30)	62.33	0.72	3.33	3.8	0.45	10	20	0.9	10	15	3HA8=1.51

Tableau V.19. Espacemnt des armatures transversales de la zone nodale et la zone courante

Poutre	choix du diamètre		Espacement maximal Zone Nodale (cm)		Espacement maximal Zone courante (cm)		Vérification At minimale (RPA)
	Φtmax (cm)	Φtchoi (cm)	Stmax (cm)	Stchoi (cm)	Stmax (cm)	Stchoi (cm)	
Pp1	1,14	8	10	12	20	15	OK
Pp2	1,14	8	10	12	20	15	OK
Pp3	1,14	8	10	12	20	15	OK
Ps	0,86	8	8	12	15	15	OK

Comentaire: Toutes les conditions sont vérifiées avec ce choix de section des armatures.

V.2.4.2.Vérification de la flèche à l'ELS –CBA93 Art .B 6.5.3

$$[F]adm = \frac{L}{500}\ SI\ L \leq 5\ m$$

$$[F]adm = 0.5\ m + \frac{L}{1000}\ SI\ L > 5\ m$$

Tableau V.20. Vérification de la flèche

Section	Mt (KN.m)	Mag_{corrsp}	Mad-$_{corrsp}$	L (m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F $_{calculée}$ (mm)	$F_{Admissi-ble}$ (mm)
Pp1	6.12	-12.23	0	4.6	10.05	10.05	0.1	9.2
Pp2	27.14	-62.01	0	4.5	3.39	4.62	1.8	9
Pp3	23.09	-34.42	0	3.8	3.39	4.62	1.4	7.6
Ps	7.2	-12.11	0	3.2	3.39	3.39	0.4	6.4

V.4.5.Coupe de ferraillage des poutres :

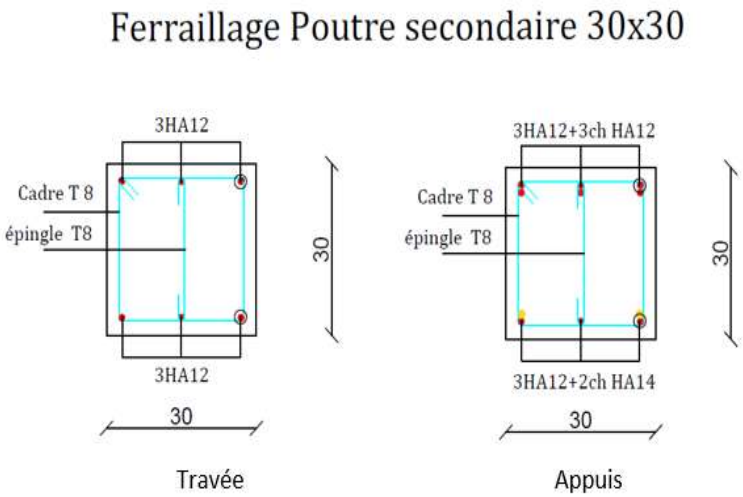
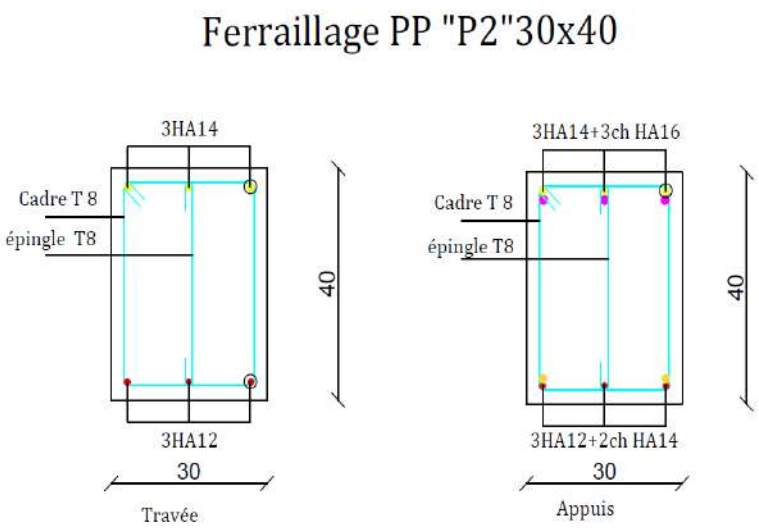
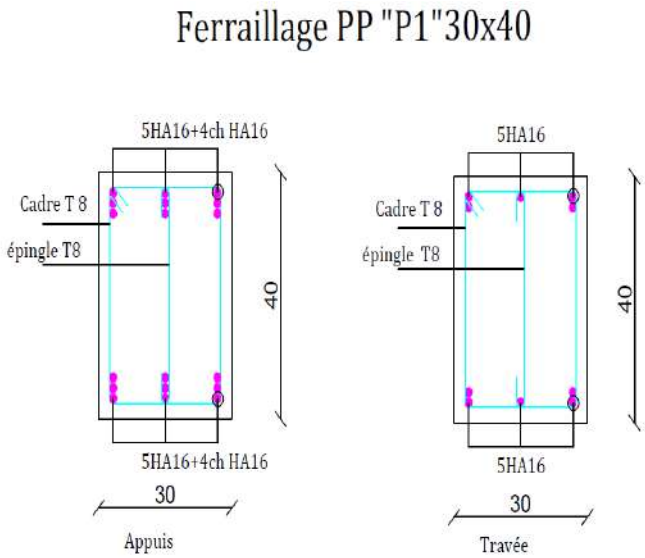


Tableau V. 3. Schéma de ferraillage de la poutre secondaire





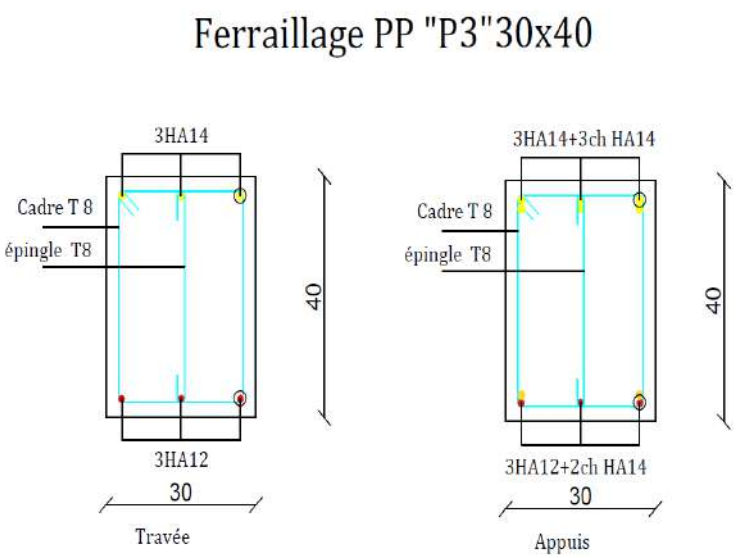


Figure V. 4.Schéma de ferraillage de la poutre principal et poutre secondaire

V.3.FERRAILLAGE DES VOILES

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Les types des voiles :

-Voile pleine (trumeau)

-Voile avec ouverture (trumeau- linteau).

V.3.1.Les voiles pleins

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant, on devra disposer du ferraillage suivant:

• Les aciers verticaux.

• Les aciers longitudinaux.

• Les aciers transversaux

V.3.2.Ferraillage des voiles pleins

- **Section minimaleset maximales: [3]**

$A_v = 0.2\%B_t$ $\mathrm{B_t}$: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%B_c$ $\mathrm{B_c}$: La section horizontale courante.

V.3.3.Calcul d'armatures verticales :

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivants:

Tableau V.21. les sollicitations des voiles pleins (Suivant X)

Voile	Niveau	L (m)	a (Cm)	N (**kN**)	M (**kN. m**)	T (**kN**)	Etats De section	Combinaison
V1-X	**RDC**	3.10	20	5180.58	1673.83	-690	SEC	**G+Q+Ex**
V2-X	**RDC**	3.70	20	4541.26	-2661.73	880.24	SEC	**G+Q+Ex**

Tableau V.22. les sollicitations des voiles pleins (Suivant Y)

Voile	Niveau	L (m)	a (Cm)	N (**kN**)	M (**kN. m**)	T (**kN**)	Etats De section	Combinaison
V3-Y	**4éme etage**	2.5	20	1808.11	2624.33	637.98	SPC	**G+Q+Ex**

Tableau V.23. La section calculée d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant X).

Voile	Niveau	L_t (m)	A_{vt} (cm²)	A_{vt} min (cm²)	St (cm)	$A_{adoptée}$ (cm²)	Lcr (m)	Avcr (cm²)	St (cm)	$A_{adoptée}$ (cm²)
V1	**RDC**	0.31	00	4.65	10	**2x4HA8 = 9.05**	2.48	14.06	20	**2x15H8 = 15.08**
V2	**RDC**	0.37	0.00	5.55	10	**2x4HA8 = 9.05**	2.96	15.01	20	**2x15H8 = 15.08**

Tableau V.24. La section calculée d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant Y).

Voile	Niveau	L_t (m)	A_{vt} (cm²)	A_{vt}min (cm²)	St (cm)	$A_{adoptée}$ (cm²)	Lcr (m)	Avcr (cm²)	St (cm)	$A_{adoptée}$ (cm²)
V1-Y	**RDC**	0.25	00	4.05	10	**2x 4HA8 =4.05**	1.06	14.85	20	**2x 2 HA8 =20.10**

V.3.4.Vérification des armatures à l'ELS :

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$….[2]

Tableau V.25.vérification des armatures à ELS (sens X)

Sens	Voile	a [cm]	L [m]	N [kN]	M [kN.m]	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérif
Y	1	**20**	3.10	1093.56	11.59	3.64	15	cv
	2	**20**	3.70	1230.21	30.72	1.58	15	cv

Tableau V.26.vérification des armatures à ELS (sens Y)

Sens	Voile	a [cm]	L [m]	N [kN]	M [kN.m]	σb	$\overline{\sigma_b}$	Vérif
X	1	**20**	2.5	640.85	10.9	3.06	15	cv

V.3.5.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$\tau = Vu/(b \times d) \leq \bar{\tau}$, $V_u = 1.4 \times Tu$….[3]

Tableau V.27.vérification des contraintes de cisaillement à ELU

Sens	Voile	a [cm]	L [m]	1.4Tu[kN]	D (m)	σ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Verification
Y	1	20	3.1	700.52	2.9	0.72	1.5	cv
	2	20	3.7	405.85	3.40	0.85	1.5	cv
X	1	20	2.5	558.56	1.9	0.68	1.5	cv

V.3.6.Calcul de l'armatures horizontales

- **Armatures horizontales**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

Selon le **: [2]** et **[3]**

$\mathbf{A_h}$=Max$\{\frac{2}{3} \times \boldsymbol{A_{vch}}; \mathbf{0.15}.\%.\boldsymbol{a}.\boldsymbol{h_e}\}$.

- **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile selon.

Tableau V.28.La section d'armatures horizontal et transversale des voiles pleins (Suivant X).

Voile	Niveau	H (cm)	h_e (cm)	h_p (m)	A_h (cm²)	S (cm)	$Ah_{adoptée}$ (cm²)
Y1	**RDC**	3.1	2.8	40	15.80	15	2.5x15HA8 = 15.08
Y2	**RDC**	3.7	3.3	40	15.41	15	2x22HA8 =22 .11

Tableau V.29. La section d'armatures horizontal et transversale des voiles pleins (Suivant Y).

Voile	**Niveau**	**H** (cm)	$\mathbf{h_e}$ (cm)	$\mathbf{h_p}$ (cm)	$\mathbf{A_h}$ (cm^2)	**S** (cm)	$\mathbf{Ah_{adoptée}}$ (cm^2)
X1	**RDC**	2.5	1.8	40	20.09	10	2x15HA8 =15.08

exemple de ferraillage des voiles

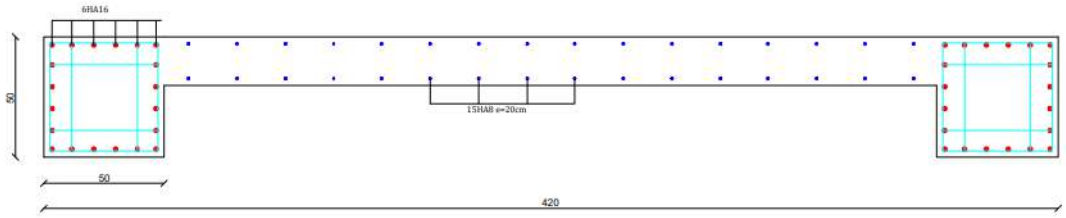


Figure V. 5. Schéma de ferraillage des voiles

CHAPITER VI : ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION:

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact avec le terrain d'assise. Elle Supporte les charges transmises par la superstructure, de façon à assurer sa stabilité.

VI.2.DIFFÉRENTS TYPES DES FONDATIONS:

Lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles, lorsque ces couches sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes appuyés sur une couches résistante ou flotter dans un terrain peu résistant; On mobilise alors les forces de frottement du sol sur les fondations pour soutenir l'ouvrage.

VI.2.1.Reconnaissances du sol

A titre indicatif et en présence du rapport du sol on a pris les informations suivantes :

- La contrainte admissible du sol est 1.8bars ;
- L'agressivité du sol contre le béton est nulle ;
- L'angle de frottement est environ 20° ;
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Le poids volumique du sol humide (γh=17.3kN/m^3),
- K : Coefficient de raideur du sol k=*21347 (KN/m^3)*

VI.3.CHOIX DE TYPE DE FONDATION:

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs critères à savoir:

- Nature du sol.
- Nature de l'ouvrage

VI.4. CALCUL DES FONDATIONS:

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes

VI.5. DIMENSIONS DE LA SEMELLE ISOLÉE:

- Répartition trapézoïdale de la réaction du sol :

$$e0b=\frac{Mb}{N} \leq \frac{B}{6}$$

Il faut résoudre :

$$\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma sol}\right]B^3 - N \times B - (3 \times e0b \times N) \geq 0$$

Exemple de calcule:

Smelle A-1: NSER=869.2 KN M=4.03 KN.m

e0b=$\frac{4.03}{869.20} = 0.0046\ m = 4.6mm$

La repartition est trapèzoidale → e0b=$\frac{Mb}{N} \leq \frac{B}{6}$

$$\left[\left(\frac{500}{500}\right)0.18\right]B^3 - 869200 \times B - (3 \times 4.6 \times 869200) \geq 0$$

$$[0.18]B^3 - 869200 \times B - 11994960 \geq 0$$

Alors: B=2204.34mm = 2.2 m

Tableau VI.1: Sections des semelles isolées

Poteaux	N (KN)	M(KN.m)	B(m)	$B^{choisie}$(m)	S(m^2)
A-1	869.20	4.03	2.20	2.5	6.25
B-1	1019.23	1.06	2.38	2.5	
C-1	939.51	3.73	2.29	2.5	
D-1	800.79	1.10	2.12	2.5	
E-1	800.83	1.1	2.12	2.5	
F-1	939.51	3.76	2.29	2.5	
G-1	1019.37	1.02	2.38	2.5	
H-1	869.20	3.96	2.20	2.5	
A-2	879.97	1.38	2.21	2.5	
B-2	916.48	1.67	2.25	2.5	
C-2	919.69	1.79	2.26	2.5	
D-2	880.75	1.36	2.22	2.5	
A-3	892.76	2.41	2.24	2.5	
B-3	978.57	2.71	2.36	2.5	
C-3	1121.57	8.92	2.31	2.5	
D-3	894.44	2.44	2.25	2.5	
A-4	882.75	5.56	2.29	2.5	
B-4	1032.14	2.59	2.41	2.5	
C-4	967.73	2.3	2.32	2.5	
D-4	1067.24	13.50	2.45	2.5	
E-4	963.21	15.91	2.34	2.5	

F-4	966.45	2.25	2.32	2.5	
G-4	1032.27	2.63	2.40	2.5	
H-4	882.71	5.62	2.23	2.5	

Conclusion: Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable dans le sens x-x, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI.6. SEMELLES FILANTES:

On a deux cas des semelles filantes

- Semelle filante sous un voile ;
- Semelle filante sous plusieurs poteaux.

VI.6.1. Dimensionnement des semelles filante :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\overline{\sigma sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

N=∑Ni de chaque file de poteaux.

S=B ×L

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée

$\Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma sol} \times L}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2. Dimensionnement des semelles filantes

Sens de files	Files	L (m)	N (kN)	Bcal (m)	Hcal(m)	Bch (m)	Hch(m)
Sens x-x	A	22.25	7257,64	1.82	0.405	2	0.5
	B	9.75	3596,70	2.05	0.53	2.5	0.6
	C	9.75	3887,76	2.22	0.53	2.5	0.6
	D	22.25	7794,50	1.95	0.405	2	0.5
	F	6.8	4067,41	3.32	0.78	3.5	0.8
	G	6.8	4066,08	3.32	0.78	3.5	0.8
Sens y-y	A	9.1	3679,97	2.25	0.53	2.5	0.6
	B	9.1	3763,08	2.30	0.53	2.5	0.6

	C	9.1	3752,17	2.29	0.53	2.5	0.6
	D	9.1	3680,95	2.25	0.53	2.5	0.6
Semelle de prepherique	1	9.1	2187.01	1.33	0.28	1.5	0.6

Remarque:

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{Ss}{Sb} < 50\%$$

Ss: Surface totale des semelles

Sb: Surface total du bâtiment

$$\frac{291}{438.92} = 66\% > 50\%$$

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à proposer un radier général comme fondation.

Ce type de fondation pressente plusieurs avantages qui sont

1- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
2- La réduction des tassements différentiels.
3- La facilité d'exécution.

VI.7 : RADIER GÉNÉRAL :

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles

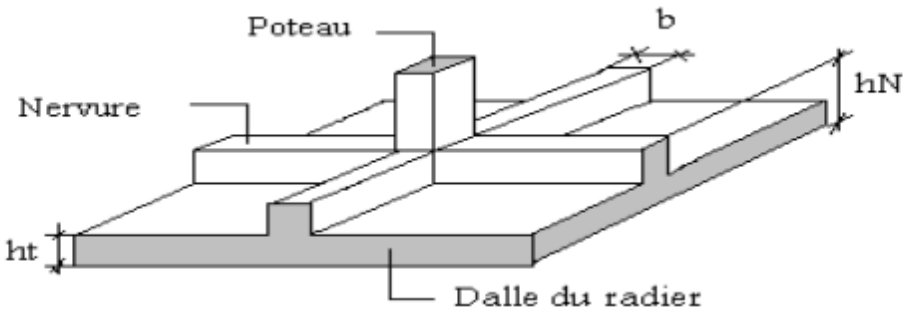


Figure VI.1 Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.7.1.DIMENSIONNEMENT :

VI.7.2. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier :

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

- Condition forfaitaire :

$\frac{L}{8} \leq hr \leq \frac{L}{5}$ Avec Lmax : La portée la plus grande entre axes des appuis L=4.60m.

On a :

$\frac{460}{8} = 57.5cm \leq hr \leq \frac{460}{5} = 92\ cm$

On prend r1 h =80cm

- Condition de la rigidité :

Pour qu ' un radier soit regide ilfaut que

$L \leq \frac{\pi}{2} Le$

Avec:

Le: longeur élastique donnée par:

$Le \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

I: Moment d'inertie du radier

E : Module d'élasticité du béton (en prend E=32164.20MPa)

b : Largeur de du panneau le plus solicité pour notre cas b=4.60m

K : Coefficient de raideur du sol

$h \geq \sqrt[2]{\frac{3K}{E}} \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4 = 0.53$ cm

on prend h=80cm

IV.8.1. la hauteur des nervures hn:

$hn \geq \frac{L}{10} = \frac{460}{10} = 46\ cm\ en\ prend\ hn = 50\ cm$

IV.8.2. Epaisseur de la dale :

e≥ $\frac{L}{20} = \frac{460}{20}$ = 23 cm on prend e=30 cm

Données relatives aux matériaux ; chargement

Tableau VI.3. caractéristiques du sol et du béton

Données du béton		***Données du sol***	
f_{c28}[MPa]	25	**Contrainte du sol (Kg/cm²)**	**1,20**
f_e[MPa]	400		
Densité du béton KN/m³	25		

Tableau VI.4. caractéristiques du radier

Données du radier		**Coefficient de raideur du sol**	
Surface (m²)	348,97	Kz (KN/m³)	21347
Epaisseur du radier (m)	1,1		
Distance maximale entre deux éléments porteurs (m)	6,95		
Module de Young E (KN/m²)	32000000		

IV.8.3.1. *Vérification des contraintes dans le sol :*

Distribution des contraintes à l'ELS

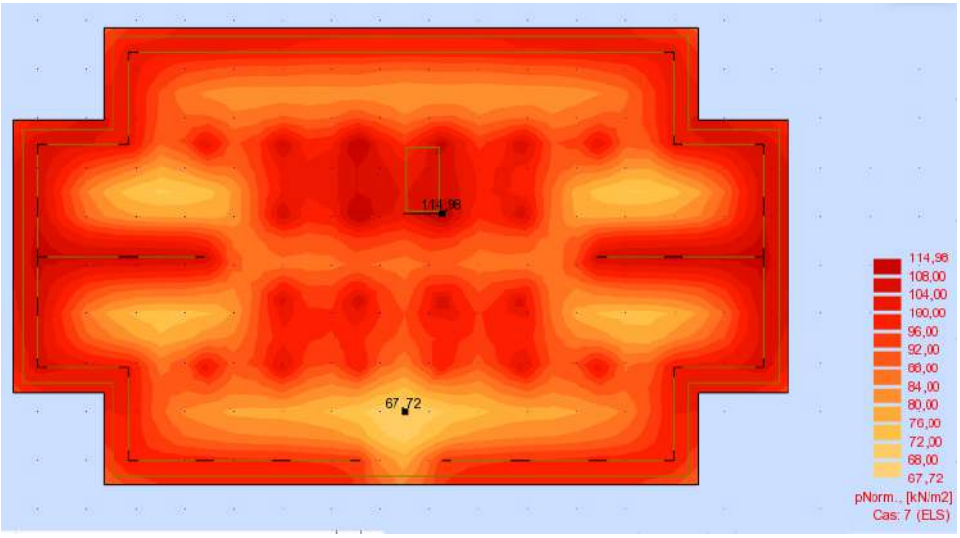


Figure VI.2 Distribution des contraintes à l'ELS

$\sigma_{max} = 1{,}14\ Bar$

$\sigma_{min} = 0{,}67\ Bar$

- Diagramme des contraintes trapézoïdal :
- $\sigma_{moyenne} = \frac{3\times\sigma_{max}+\sigma_{min}}{4} = 1.02Bar < 1{,}80Bar => Condition\ vérifiée$

Distribution des contraintes à l'ELU

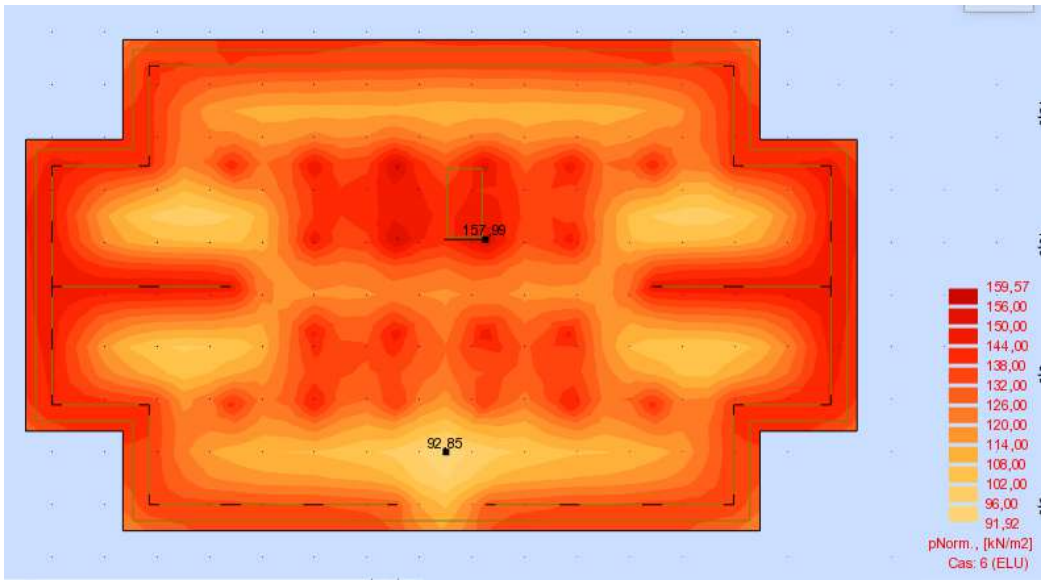


Figure VI.3 Distribution des contraintes à l'ELU

$\sigma_{max} = 1{,}57\ Bar$

$\sigma_{min} = 0{,}92\ Bar$

⇨ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

⇨ $\sigma_{moyenne} = \frac{3\times\sigma_{max}+\sigma_{min}}{4} = 1{,}40Bar < 1{,}80Bar => Condition\ vérifié$

Distribution *des* contraintes *: Combinaisons accidentelles*

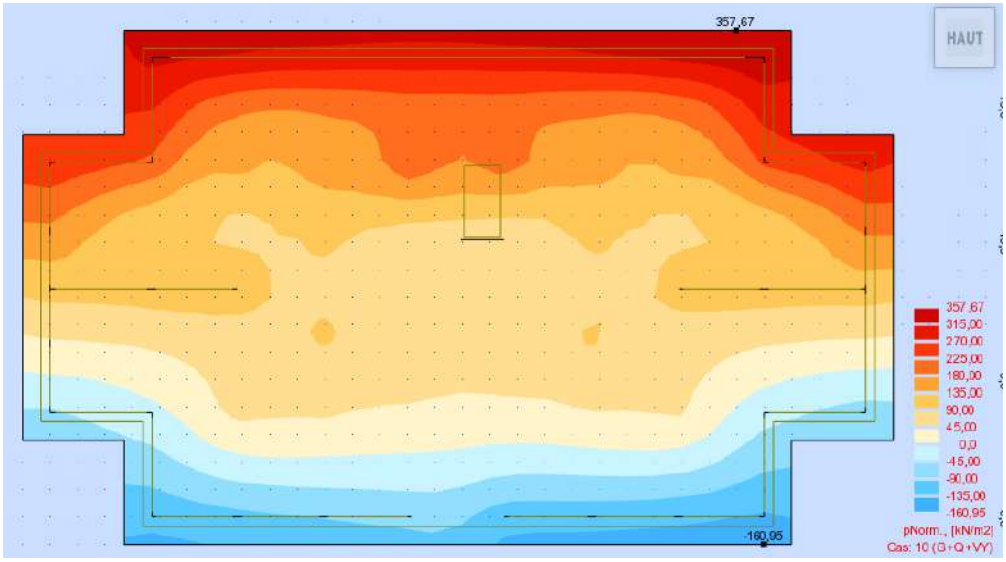


Figure VI.4 Distribution des contraintes à l'ELA

$\sigma_{max} = 3.5Bar$

$\sigma_{min} = -1.6\ Bar$

⇨ Diagramme des contraintes Triangulaire :

⇨ $\sigma_{moyenne} = \frac{3\times\sigma_{max}}{4} = 2{,}6Bar$

⇨ $2.6Bar < 1{,}5 \times 1{,}8Bar = 2{,}70Bar => Condition\ vérifiée$

IV.8.3.2.*Vérification au non poinçonnement du radier :*

$$\mathbf{P_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$$

Avec :

$\mathbf{U_C = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)}$

$\mathbf{P_U}$ **: la charge** à **l'ELU**

a ; b : dimensions du poteau

h: hauteur de la dalle du radier

Impacte du poteau sur la dalle du radier

Tbleau VI.5. Impacte du poteau sur la dalle du radier

Poteaux du centre (0,50m x 0,50m)	
P_U	142,78 t
A	0.50 m
B	0,50 m
h	0.80 m

U_C	5,20 m
$\mathbf{0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$	312 t
Contrainte de cisaillement $\tau = P_U/(h \times U)$	34.32 t/m²
Contrainte de cisaillement maximale : $\tau_{Max} = 0{,}045 \times f_{c28}/\gamma_b$	75,00t/m²
Vérification	**Condition vérifiée**

IV.8.3.3.*Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes [BAEL A.5.2.2*

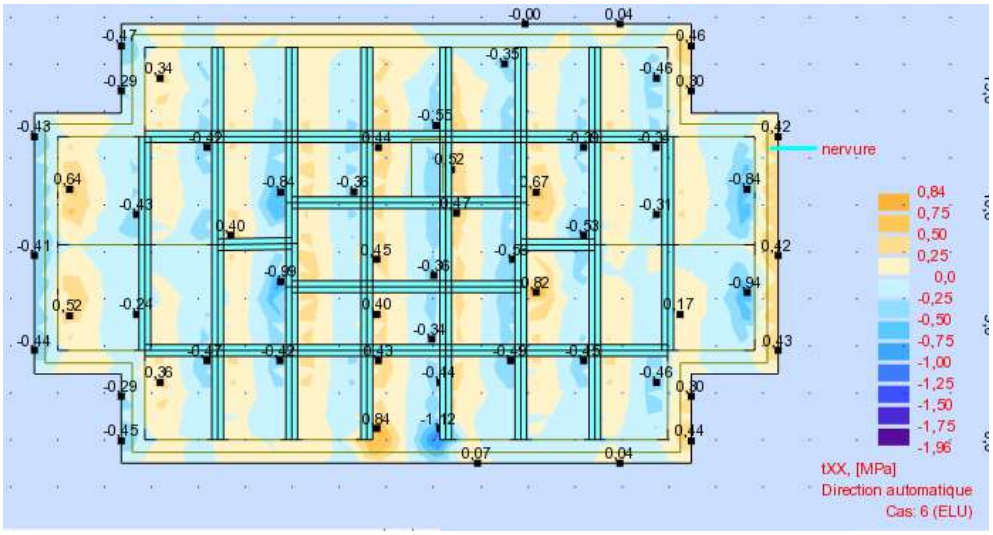


Figure VI.5 Distribution des contraintes de cisaillement τ_{xx}

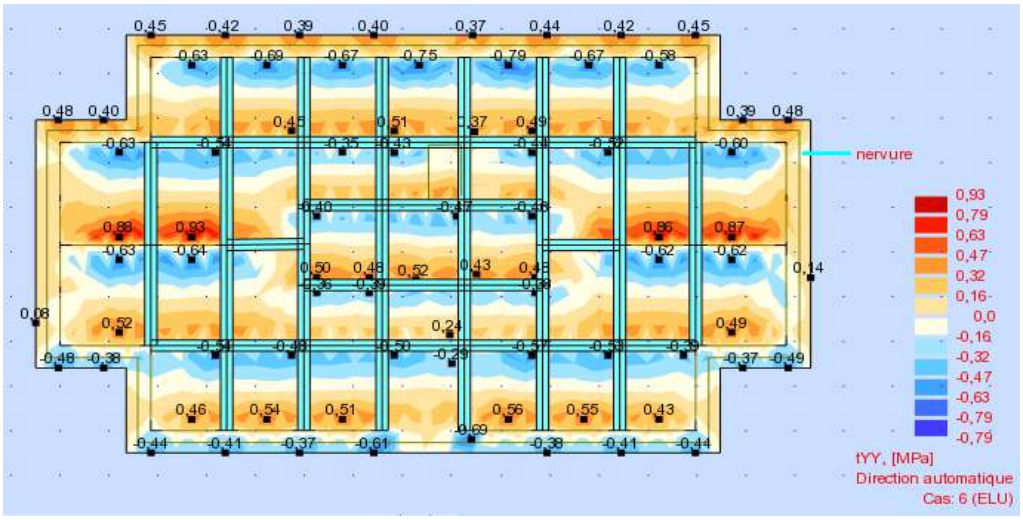


Figure VI.6 Distribution des contraintes de cisaillement τ_{yy}

Tableau VI. 6. Vérification de contrainte de cisaillement du radier

Niveau	*Contrainte de cisaillement* τ_u $[MPa]$	*Vérification* $\tau_u < 0{,}05 f_{c28} = 1{,}25 MPa$
Radier	***0,93***	***Condition vérifiée***

Ferraillage du radier Sollicitations de calcul (M<0 tend les fibres superieur)

Tableau.VI.7. récapitulatif des moments Mxx [KN.m/m]

Niveau	***ELU***		***ELS***		***ACC***	
	Appuis	***Travée***	***Appuis***	***Travée***	***Appuis***	***Travée***
Radier	*120,61*	*-74,62*	*87,77*	*-54,40*	*41,61*	*-183,99*

Tableau.VI.8. récapitulatif des moments Myy [KN.m/m]

Niveau	***ELU***		***ELS***		***ACC***	
	Appuis	***Travée***	***Appuis***	***Travée***	***Appuis***	***Travée***
Radier	*-137,68*	*69,50*	*-100,64*	*50,77*	*-55,02*	*73,96*

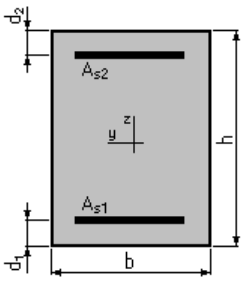
VI.9. CALCUL DE SECTION D'ARMATURE EN TRAVEE

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 100,0 (cm)

h = 30,0 (cm)

d_1 = 3,0 (cm)

d_2 = 3,0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	74,62	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	54,40	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	183,99	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 18,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,2 (cm2)

théorique = 0,68 (%)

minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 74,62 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,12 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 5,6 (cm)

Bras de levier: Z = 24,7 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 2,64 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 347,8(MPa)

Cas ELS M_{max} = 54,40 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,62

Position de l'axe neutre: y = 9,8 (cm)

Bras de levier: Z = 23,7 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 4,7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 124,5 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 201,6 (MPa)

Cas ELA M_{max} = 183,99 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:A

Position de l'axe neutre: y = 5,0 (cm)

Bras de levier: Z = 25,0 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 2,26 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 400,0(MPa)

VI.9.1.Choix des armatures :

On prend AS=16.69 cm²/m

T14 e=15cm Filantes + T12 e=15cm de renforcement = 18,69cm²/m

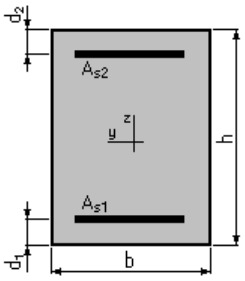
Vérification des armatures à l'ELS

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) Acier: fe = 400,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 30,0 (cm)

d_1 = 3,0 (cm)

d_2 = 3,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique A_{s1} = 18,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,2 (cm2)

théorique □ = 0,69 (%)

minimum □$_{min}$ = 0,12 (%)

4. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite de **S**ervice	54,40	0,00

5. Résultats:

Cas ELS **M_{max} = 54,40 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,64

Position de l'axe neutre: y = 9,8 (cm)

Contrainte maxi du béton: □$_b$ = 4,7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: □$_s$ = 122,7 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: □$_{s\,lim}$ = 201,6 (MPa)

La contrainte de l'acier tendue et la contrainte de compression du béton sont vérifiées

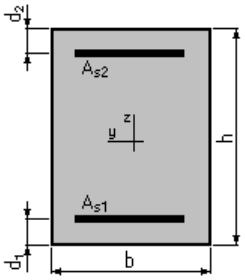
VI.9.2.Calcul de Section d'armature en appuis

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 30,0 (cm)

d_1 = 3,0 (cm)

d_2 = 3,0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	137,68	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	100,64	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	55,02	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 21,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,2 (cm2)

théorique □ = 0,78 (%)

minimum □$_{min}$ = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 137,68 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,31 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 6,5 (cm)

Bras de levier: Z = 24,4 (cm)

Déformation du béton: □$_b$ = 3,17 (‰)

Déformation de l'acier: □$_s$ = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: □$_s$ = 347,8(MPa)

Cas ELS M_{max} = 100,64 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 10,3 (cm)

Bras de levier: Z = 23,6 (cm)

Contrainte maxi du béton: □$_b$ = 8,3 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: □$_s$ = 201,6 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

□$_{s\ lim}$ = 201,6 (MPa)

Cas ELA M_{max} = 55,02 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,80 Pivot:A

Position de l'axe neutre: y = 5,7 (cm)

Bras de levier: Z = 24,7 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 2,69 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 400,0(MPa)

T14 e=15cm Flantes + T14 e=15cm de renforcement = 21,2cm²/m

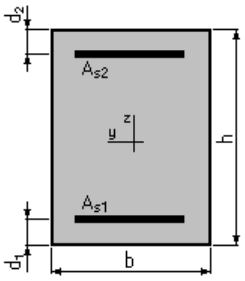
VI.9.3.Vérification des armatures à l'ELS

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) Acier: fe = 400,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 30,0 (cm)

d_1 = 3,0 (cm)

d_2 = 3,0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique A_{s1} = 21,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,2 (cm2)

théorique = 0,79 (%)

minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

4. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite de **S**ervice	100,64	0,00

5. Résultats:

Cas ELS **M_{max} = 100,64 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 10,3 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,3 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 201,6 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 201,6 (MPa)

La contrainte de l'acier tendue et la contrainte de compression du béton sontvérifiées

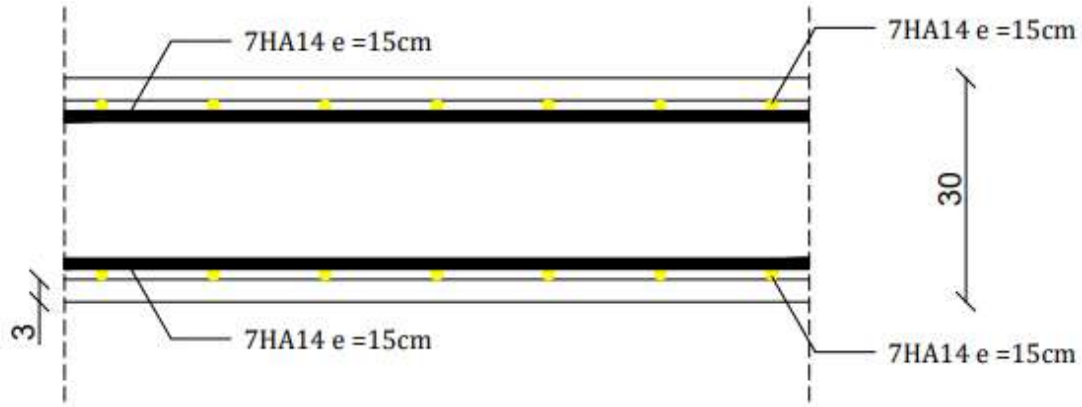


Figure. VI. 7. Schéma de ferraillage de la dalle du radier

VI.10.1Ferraillage de la nervure :

Sollicitations de calcul : Résultat de robot :

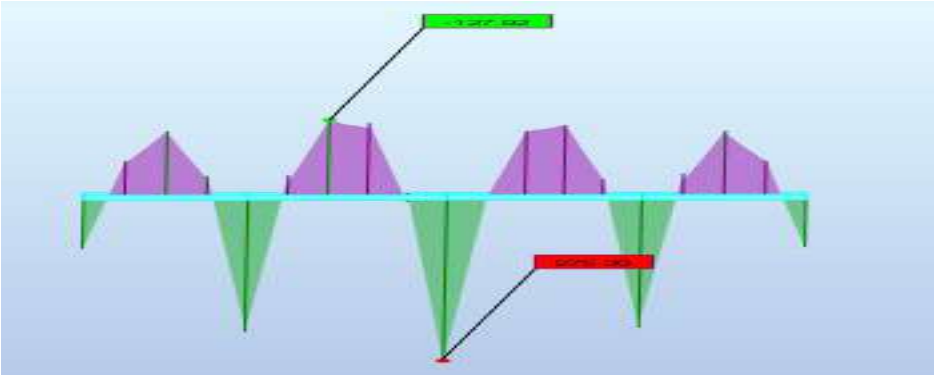


Figure VI.8. Moment en appuis et en travée de la nervure a l'ELS

Tableau.VI.9. moment en appuis et en travée de la nervure

En Appuis			En Travée		
M_{ELU}(KN.m)	M_{ELS}(KN.m)	M_{ACC}(KN.m)	M_{ELU}(KN.m)	M_{ELS}(KN.m)	M_{ACC}(KN.m)
275.30	201.53	357.21	-127.92	-93.43	-117

Résultat de calcul armatures des nervures

Tableau.VI.10. la section d'armature de la nervure

Section	Armature Supérieure cm²	Armature Inférieure cm²	Choix des armatures
Appuis	0	24.9	8T16.Fil + 8T16. Chap=32.17
Travée	11	0	5T12. Fil + 5T12. Chap=11.31

VI.10.2. Vérification de ferraillage à l'ELS :

Tab.VI.11. vérification des contraintes

	Mser (KN.m)	Achoisir (cm²)	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	verfification
En appuis	**201.53**	**32.17**	157.9	201.63	9.2	15	CV
EN Travée	**-93.43**	**11.31**	196.4	201.63	6.0	15	CV

VI.10.3.Armatures transversales :

BAEL 91 modifié 99:

- $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e}$ (K 1pas de reprise de bétonnage)
- $S_t \leq Min(0.9d; 40\ cm) = 40cm$
- $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} = 1.05 \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2} = 0.667; 0.4Mpa\right) = 0.4Mpa$

RPA99 version 2003:

- $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0$
- $S_t \leq Min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 12.5\ on\ prend\ 10$ ……$zone\ nodale$
- $S_t \leq \frac{h}{2} = 25\ cm\ on\ prend\ 15$ ……$zone\ courente$

Avec:

$$\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.6cm$$

fe= 400 Mpa ; τu=1,334 Mpa ; ft28 = 2,1 Mpa ; b = 50cm ; d = 47cm

-St = 10cm…… Zone nodale $\rightarrow A_t \geq 1.55cm^2$

-St = 10cm…… Zone courante $\rightarrow A_t \geq 2.32cm^2$

$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0 S_t \Rightarrow A_{tmin} = 2.25cm^2$

On prend : $A_{tmin} = 3.02cm^2$ =6HA8

VI.10.4.Vérification vis-à-vis l'effort tranchant

Tableau.VI.12 Vérification de la contrainte tangente limite ultime

Vérification de la contrainte tangente limite ultime		
τu (Mpa)	τu adm(Mpa)	**Vérification**
1,334	2,500	**OK**

Tableau.VI.13. Vérification de la contrainte de compression (bielle)

Vérification de la contrainte de compression (bielle)		
Vu (N)	**0,267.b.a.fc28 (N)**	**Vérification**
300100,000	1501875,000	**OK**

Tableau.VI.14. Vérification des armatures inférieures d'appuis

Vérification des armatures inférieures d'appuis		
As (cm^2)	**Vu/(fe/ϒs) [cm^2]**	**Vérification**
24,900	**8,628**	**OK**

Tableau.VI.15. Vérification de la contrainte moyenne de compréssion

Vérification de la contrainte moyenne de compréssion			
Ru (N)	**σmb (MPa)**	**1,3 Fc28 /ϒb**	**Vérification**
600200,000	**2,668**	**21,667**	**OK**

VI.11.1.tude de voile pèriphèrique :

VI.11.2.Introduction :

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumis à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs. Selon le RPA2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

-l'épaisseur minimale des voiles est : e ≥ 15 cm.

-Les armatures sont constituées de deux nappes.

-Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal, vertical)

-Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

-La longueur de recouvrement est de 50Ø avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

VI.11.3. Évaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Lx = 3.4 m ; Ly = 4.60m ; e = 20cm

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1m à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon BAEL91 modifié 99 [4], la charge des poussées des terres est donnée par :

$Q=\frac{1}{2}ky\gamma h^2$

Avec :

Q : contrainte à la base sur une bande de 1m,

Kγ : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne,

γ : poids spécifique des terres (γh=17.3kN/m^3),

H : hauteur du voile (H=3.4m).

φ=20 °⇒Kγ=f(φ)=$tg^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$=0.49

Donc : $Q=\frac{1}{2}ky\gamma h^2$=49 kN/ ml ⇒ Qu=1.35Q = 66.15 kN/ ml et Qser=Q=49 kN/ ml

VI.11.4. Effort dans la dalle :

A-Identification du panneau le plus sollicité :

Lx= 3.4m Ly=4.6 m La charge ultime et la charge de service seront calculées pour une bande de 1mètre linéaire (b=1m) .

$\alpha=\frac{lx}{ly}=\frac{3.4}{4.6}=0.74>0.4$ Donc le panneau travaille dans les deux directions.

$Mx=\mu_x pl_x^2$ $My=\mu_y M_x$

Les valeurs des coefficients μx et μy sont donnés en fonction du rapport α par un tableau Suivant

(Annexe E.3 du BAEL).

ELU : $\begin{cases}\mu x=0.0646\\ \mu y=0.478\end{cases}$ $\begin{cases}Mx=49.40\ KN.m\\ My=23.61\ KN.m\end{cases}$

ELS : $\begin{cases}\mu x=0.0708\\ \mu y=0.6188\end{cases}$ $\begin{cases}Mx=40.1\ KN.m\\ My=24.81\ KN.m\end{cases}$

- Pour les dalles pleines encastrées totalement ou partiellement sur leur conteur on prend :

Mtravée = $\begin{cases}Mtx=0.85Mx\\ Mty=0.85My\end{cases}$ Mappuis = $\begin{cases}Mtx=-0.3Mx\\ Mty=-0.3My\end{cases}$

Tableau.VI.16. Calcul des moments

ELU				ELS			
Max	Mtx	May	Mty	Max	Mtx	May	Mty
-14.82	42	-7.08	20.06	-12.03	34.09	-7.44	21.08

-Calcul des efforts tranchants (ELU) :

$T_x = \frac{q_{u\times l_x \times l_y}}{2l_{y+l_x}} = 82.11$ KN $\qquad T_y = \frac{q_{u\times l_x \times l_y}}{3l_y} = 68.17$ KN

Vérification :

$\tau_x = \frac{82.11\times10^3}{10^3\times170} = 0.48 < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} fc_{28} = 1.16$ Mpa CV

$\tau_{yx} = \frac{68.17\times10^3}{10^3\times170} = 0.40 < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} fc_{28} = 1.16$ Mpa CV

VI.11.3. Calcul de ferraillage à l'ELU :

En utilisant les formules de la flexion simple citée, pour le calcul de ferraillage. Le calcul se fera pour une bande de caractéristique suivant : b=100 cm

b=100 cm h=20cm c=3cm

Tableau.VI.17 : Les résultats du ferraillage de section

		M(KN.m)	Acalculè (cm^2/ml)	Achoisie(cm^2)
Suivant x	En travée	42	7.5	16HA10=12
	En appuis	-14.82	2.6	7HA10=5
Suivant y	En travée	20.06	3.5	7HA10=5
	En appuis	-7.08	2.3	7HA10=5

Condition de non fragilité : [ART A4.2.1 CBA93]

A=5$cm^2 > A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 2cm^2$

Condition d'espacement :

St =15cm ≤ Min [3h; 33cm] =33cm CV

VI.11.4. Vérification de ferraillage à l'ELS :

Tableau.VI.18. Vérification des contraintes

		Mser (KN.m)	Achoisir (cm²)	σs	$\overline{\sigma s}$	σb	$\overline{\sigma b}$	vèrification
Suivant X	En travée	34.09	12	190.4	201.63	7.3	15	cv
	En appuis	-12.03	5	17.3	201.63	1.8	15	cv
Suivant Y	En travée	21.08	7	196.5	201.63	5.5	15	cv
	En appuis	-7.44	5	10.7	201.63	1.1	15	cv

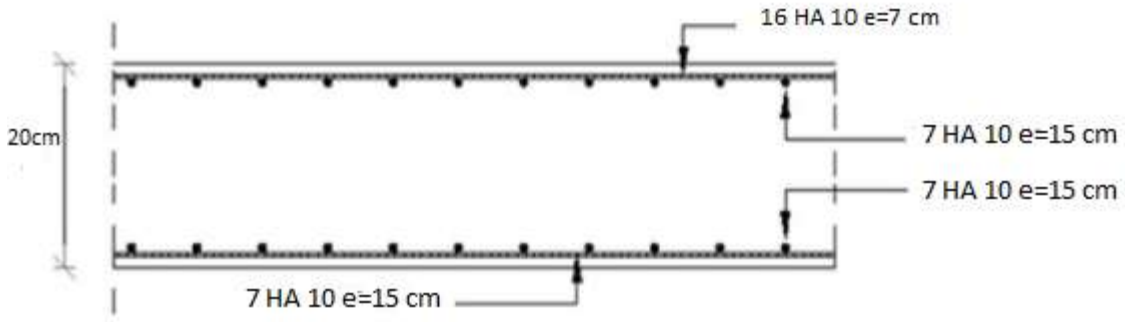


Figure VI.9. Schéma de ferraillage de voile périphérique pour 1 ml

Conclusion generale

Aujourd'hui, la majorité des bureaux d'étude utilisent l'outil informatique dans leurs calculs des structures c'est-à-dire l'utilisation des logiciels tels que logiciel ROBOT STRUCTIRAL qu'on a utilisé dans l'étude de ce bâtiment choisi comme projet de notre fin d'études. D'après cette étude on a mis en pratique une partie des connaissances théoriques acquises durant notre formation qui nous a donnée une idée de ce qui se passe dans la vie pratique. On a aussi amélioré nos connaissances sur logiciel ROBOT STRUCTURAL et la manière de tirer les différents efforts pour le ferraillage de la structure, ainsi que les documents techniques réglementaire tels que RPA et DTR.

Référence bibliographique

Bibliographie :

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation)
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.