République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Universitaire Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil



**Projet de fin d'étude**

**Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil**

**Option: Structure**

# *Thème :*

## *Conception et étude d'un batiment (Sous-sol+RDC+7 Etages) à usage d'Hotel*

**Etudié par :**

-M$^{r}$/Melle ALOUANE Radhia
-M$^{r}$/Melle BOUCHOUYA Nesrine

**Encadré par :**

Mr. KHELLADI Mohamed

Promotion Juin 2018

# Remerciement

Nous tenons tout d’abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. Kheladi Mohamed pour l’encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et la confiance qu’il nous a accordée.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l’université de Médéa, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

# Dédicace



*Avec l'aide de dieu , nous avons achevé ce modeste travail*

*que je dédie avec l'honneur et fierté*

*A mon dieu merçi*

*aux personnes les plus chére au monde*

*A vous mes chers parents*

*tous les mots de cet univers ne sorant exprimé mes remerciements ,ma gratitude*

*pour la sacrifice et la confiance , je les sauhaite une longue vie.*

*A mon cher professeur safidinne salim*

*que je le dis merci pour ton efforts*

*et ton consiels et aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect.*

*A mon frère (lotfi)*

*A mes seours ( Sabrina, karima, amel)*

*Pour ces encouragements*

*je vous exprimé toute mon mon affection et mes sauhaite de success.*

*A toutes la familles ( BOUCHOUYA)*

*A mon binome (A.Radhia)*

*A toutes mes amies*

*A mes chere collégue d'etude( S.Asma, B.Amina,D.khadidja)*

*A toute la section (Genie civil)*

*Toutes mes respect et un grand merci .*

Je tiens à dédier ce mémoire :

A ma très chère **Mère** et à mon cher **Père**, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.

A mon frère : **Zine el islam**.

A mon promoteur : **Mr : Khelladi Mohamed** .

A toute mes familles ALOUANE & GUEDOUI sans exption.

A mes amies intimes « **Chafika, Hadjer, Asma, Amina, Khadidja, Aziza**…….».

Je remercie mon amie et binôme **Nesrine** qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A tous mes Amis.

Mes enseignants qui mon contribuer durant ma formation.

A toute la promotion de G.C 2018.

Radhia

# Sommaire

Remerciement…….....……
Dédicace…….....……..
Sommaire…….
Liste des figures……...
Liste des tableaux…….....……..
Notation……..... .
Résumé…….....
Introduction Générale…….....
Conclusion……..
Références bibliographiques……...
Annexe……

## Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1.Présentation de l'ouvrage…….1
I.2.Description de l'ouvrage…….....1
I.3.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage……1
-Dimensions en plan …….1
-Dimensions en élévation …….1
-L'ossature ……1
-Plancher ……...2
-.Maçonnerie …….2
-Revêtement…….. 2
-L'acrotère …….2
-Les escaliers …….2
-L'ascenseur..…….3
-système de contreventement ……3
-Fondation……..3

## Chapitre II

Pré-dimensionnement et évaluation des charges

II.1.Introduction…….…….....4
II.2.Pré-dimensionnement des planchers……4
II.2.1.Condition isolation acoustique…….....5
II.2.2.Dalle pleine…..…….....5
II.3.Evaluation des charges permanents et surcharges d'exploitation……6
II.3.1.Maçonnerie……...…6
II.3.2.Plancher terrasse…….…7
II.3.3.Plancher courant…….…7
II.4. Pré-dimensionnement des poutres…….....8
II.4.3.Les poutres principales…….....8
II.4.5.Les poutres secondaires…….…….....9
II.5.Pré-dimensionnement des voile……..…….....9
II.6.Pré-dimensionnement des poteaux……..…..10

## Chapitre III

Calcul des éléments secondaire

III.1..Introduction……...……..14
III.2.L'acrotère ……...…….....….....14
III.2.1.Evaluation des charges et surcharges……14
III.2.2. Calcul de ferraillage. ……..…….……15
III.2.3.Vérification a ELS…….....15
III.3.Plancher a corps creux…….…15
III.3.1.Les poutrelles……..…..15
a-Calcul avant coulage……16
III.3.1.1.Calcul des moments……..…….……...……..…..…..16
III.3.1.2.Calcul des étaiements……..……...…..…..16
b-Calcul après coulage……..…17
III.3.1.3.Evaluation des charges et surcharges……..…17

III.3.1.4.Récupulation……...……17
III.3.1.5.calcul des ferraillage et vérification des contraintes……...18
III.3.1.6.Vérification de la fléche…….....20
III.3.2.Ferraillage de la table de compression …….....21
III.4.Les dalle pleine……21
III.4.2.Méthode de calcul…….……21
III.4.3.principe de calcul.……..……21
III.4.4calcul de rupture de la dalle.…….…..……22
III.4.5.calcul des action……...…….…22
1.Calcul de ferraillage a L'ELU. …….……23
2.Vérification a ELS…….....24
III.4.5.Vérification de la flèche……25
III.5.calcul de la poutre supportant la dalle pleine……...…25
III.5.1.Pré-.dimensionnement……...…25
III.5.2.Evaluation des charges et surcharges……26
III.5.3.calcul des sollicilitation…… ……...…26
III.5.4.calcul des efforts…… ……..…26
III5.5. Calcul de ferraillage. ……..…….…26
1.Calcul de ferraillage a L'ELU. …….……27
2.Vérification a L'ELS…….....28
III.5.10.Vérification de la flèche……..……29
III.6.Les escaliers…….……30
III.6.1.Introduction……..……30
III.6.2.Définition des éléments d'un escalier……..……..30
III.6.3.calcul les caractéristique de l'escalier droite (1er , 2eme type).…… ……..30
III.6.4.Evaluation des charges et surcharges…….....31
III.6.4.1.Détermination des efforts……...…31
III.6.4.2.Détermination des sollicitations…….……31
III.6.5.Calcul du ferraillage…….…….31
III.6.4.2.Détermination des sollicitations…….……31
III.6.5.Calcul du ferraillage…….…….31
1.Calcul de ferraillage a L'ELU …….……31
2.Vérification a L'ELS ……...…….…….32

III.6.5.1.Vérification de la flèche ……33
III.6.6.calcul de poutre palier ……33
III.6.6.1. Pré dimensionnement (pour le 1er et 2eme typed'escalier) ……34
III.6.6.2 Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003 ……34
III.6.6.3. Charges revenants à la poutre ……34
III.6.6.4.Calcul des efforts ……34
III.6.6.5.Calcul des réactions……34
III.6.6.6. Ferraillage de la poutre palière……35
III.6.6.7.Calcul de ferraillage a L'ELS ……35
e. Vérification de la flèche ……37
III.6.7.calcul les caractéristique de l'escalier BALENCE1'…… 39
III.6.7.1Evaluation des charges et surcharges……39
III.6.7.2.Détermination des sollicitations……39
III.6.7.3.Calcul du ferraillage……39
1.Calcul de ferraillage a L'ELU ……40
2.Vérification a L'ELS ……40
III.6.7.4.Vérification de la flèche ……41
III.6.7.5. Etude la partie tournante ……42
III.6.7.5.1. Évaluation des charges et d'efforts de la palliasse ……42
III.6.7.6. Ferraillage de la partie tournante ……42
1.Calcul de ferraillage a L'ELU ……42
2.Vérification a L'ELS ……43
III.6.7.7.vérification de la fléche……43
III.6.7.8.Les consoles ……43
1/ Introduction……43
2/ Pré dimensionnement…… 43
3/ Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003…… 43
4/ Détermination des charges et des moments…… 44
5/ Ferraillage de console…… 44
1.Calcul de ferraillage a L'ELU ……44

2.Vérification a L'ELS ……..…..…….45

7/ Vérification de la flèche……...45
8/ Calcul de la flèche…….. 45

III.6.8.calcul les caractéristique de l'escalier BALENCE2'…….……..… 46

III.6.8.1Evaluation des charges et surcharges……..…….…...46

III.6.8.2.Détermination des sollicitations…….……46

III.6.8.3.Calcul du ferraillage…….…….46

1.Calcul de ferraillage a L'ELU …….…….……47

2.Vérification a L'ELS ……...…...…….47

III.6.8.4.Vérification de la flèche ……48

III.6.8.5. Etude la partie tournante …….…….49

III.6.8.6. Ferraillage de la partie tournante …….….49

1.Calcul de ferraillage a L'ELU …….…….……49

2.Vérification a L'ELS ……...…...…….50

III.6.8.7.vérification de la fléche……..50

III.6.8.8.Les consoles ……..……50

1/ Pré dimensionnement……..50

2/ Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003……...50

3/ Détermination des charges et des moments…… 50

4/ Ferraillage de console……. 51

1.Calcul de ferraillage a L'ELU …….…….……51

2.Vérification a L'ELS ……...…...…….52

6/ Vérification de la flèche……...52

III.6.9.calcul les caractéristique de l'escalier Hélicoidal……..…….……..… 53

III.6.9.1.Intoduction…….……53

III.6.9.2.Evaluation des charges et surcharges……..…...53

III.6.9.3.Détermiation des efforts…….……....53

III.6.9.4.Détermination des sollicitations…….……53

III.6.9.5.Calcul du ferraillage…….…….53

1.Calcul de ferraillage a L'ELU …….…….……54

2.Vérification a L'ELS ……...…...…….54

III.6.9.6.Vérification de la flèche ……54
III.6.9.7.calcul le poteau d'un escalier ……55

## Chapitre IV

Etude sismique

IV.1.Introduction……56
IV.2.Caractéristiques dynamiques de la structure……56
IV.2.1.Centre de masse……56
IV2.2. Moment de torsion……57
IV.2.3..Excentricité statique (théorique)……58
IV.2.4.Dimensions du bâtiment…….. 58
IV.2.5.Excentricité admissible…… 58
IV.2.6. Excentricité accidentelle……59
IV.2.7. Effet de la torsion accidentelle……59
IV.3.Choix de la méthode de calcul…….. 60
IV.3.1.Introduction…….. 60
IV.3.2.Méthode dynamique modale spectrale…… 60
IV.3.2.1.Principe……. 60
IV.3.2.2.Modélisation ……..60
IV.3.2.3.Le spectre de réponse de calcul……..61
IV.4. Justification du coefficient de comportement R…… 61
IV.5.Facteur de qualité Q ……63
IV.6. Résultats de l'analyse dynamique…….. 64
IV.6.1. Vérification de comportement modal de la structure……...64
IV.6.1.a. Disposition des voiles……... 64
IV.6.2. Vérification de la participation massique ……66
IV.6.3. Résultante des forces sismiques de calcul ……...66
IV.6.4. Calcul de la force sismique totale……... 66
IV.6.5. Calcul le coefficient de majoration…… 68

IV.6.6. Vérification de la stabilité au renversement…… 68
IV.6.7. Vérification des déplacements ……69
IV.6.8.Vérification du l'effort normal réduit……... 70
IV.6.9. Vérification au cisaillement des éléments ……...72
1. Vérification des contraintes……. 72
2.Les poteaux…….. 72
IV.6.10. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ…….. 72
IV.7. Conclusion général…… 73

## Chapitre V

Ferraillage des éléments résistants

V.1.INTRODUCTION…… 74
V.2.LES COMBINAISONS DES CHARGES……74
V.3.Ferraillage des poutres ……..74
V.3.1.Introduction ……...74
V.3.2.Ferraillage des poutres principales (30x35) ……...75
V.3.2.1.Vérification sections minimale des poutres principales ……75
V.3.2.2.Vérification des contraintes à ELS des poutres principales (30x35)…….. 75
V.3.2.3.Vérification au cisaillement des poutres principales (30x35) ……76
V.3.3.Ferraillage des poutres secondaires (30x35)……..76
.3.3.1.Vérification des sections minimales des poutres secondaires (30x35) …….76
V.3.3.2.Verification des contraintes à ELS des poutres secondaires (30x35) …….77
V.3.3.3.Vérification au cisaillement des poutres secondaires……. 77
V.3.4.Calcul des armatures transversales ……77
V.3.5.Vérification de la flèche…… 78
V.4.Ferraillage des poteaux ……78
V.4.1. Sollicitations extrêmes de ferraillage……... 78
V.4.2.Vérification des contraintes à ELS ……79
V.4.3.Vérification des contraintes de cisaillement ……..79

V.4.4.Vérification des armatures transversales ……...80
V.5.Ferraillage des voiles ……80
V.5.1. Les voiles pleins……80
V.5.2. Voiles avec files d'ouvertures……80
V.5.2.1. Les trumeaux……..80
V.5.2.2. Les linteaux……80
V.5.3.Ferraillage des voiles pleins (trumeau) ……80
V.5.3.1.Les armatures verticales ……80
V.5.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS ……..81
V.5.3.3. Vérification des contraintes de cisaillements…… 82
V.5.4. Calcul des armatures horizontales……82
V.5.5.Ferraillage des voiles (linteaux) ……82

## Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction……. 84
VI.2.Type de la fondation…… 84
VI.3.Connaissance du site et du sol……. 84
VI.4.Etude préliminaire du choix de type de semelle ……85
VI.5.Calcul des semelles isolées……. 85
VI.5.1.Dimensionnement des semelles isolées……... 85
VI.5.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS……..……. 85
VI.6.Calcul des semelles filantes ……86
VI.6.1.Dimensionnement des semelles filantes…….. 86
VI.6.2.Dimensionnement de la poutre de libage ……87
VI.6.3.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS……88
VI.6.4.Vérification de l'interférence entre deux semelles ……..88
VI.7.Calcul de radier partielle ……89
VI.7.1.Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier ……...89

VI.7.2.Vérification des contraintes sous radier à l'ELS…….. 89

VI.7.3.Vérification au non poinçonnement …….89

VI.7.4.Vérification des contrainte de cisaillement du radier ……...89

VI.7.5.Dimensionnement des nervures ……...90

VI.7.6.Vérification du non poinçonnement…… 90

VI.8.Ferraillage……... 90

VI.8.1.Les semelles isolées……. 90

VI.8.2.Les semelles filantes…… 90

VI.8.2.1.Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux ……90

VI.8.2.2.Semelle filante (continue) sous un voile……... 91

VI.8.2.3.Longueur de scellement " ls " ……91

VI.8.2.4.Poutre de libage …….92

VI.8.2.4.1.vérification de la flèche ……..93

VI.8.3.Le radier partielle …….93

VI.8.3.1.Calcul des moments……...94

VI.8.3.1.1.Détermination des moments a l'ELU et a l'ELS …….94

VI.8.3.1.2.Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance ……..94

VI.8.3.1.3.Vérifications nécessaires…… 94

VI.8.3.1.4.Vérification des contraintes à l'ELS…….. 95

VI.8.3.2.Les nervures……...95

VI.8.3.2.1.Vérification des contraintes à l'ELS …….……96

VI.8.3.2.2.Vérification contrainte de cisaillement des nervures ……96

VI.9.Ferraillage des longrines ……96

VI.9.1.Les longrines……96

VI.9.2.Pré dimensionnement……... 96

VI.9.3.Sollicitations ……96

VI.9.4.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime ……97

VI.9.5.Vérification des contraintes à l'état limite de service……...97

VI.9.6.Calcul des armatures transversales ……..……97

VI.10. Etude du voile périphérique ……98

VI.10.1. Evaluation des charges…….. 98

VI.10.2. Ferraillage des voiles périphériques…….. 98

VI.10.2.1.détermination des armatures longitudinal……..…… 99

VI.10.2.1.1. Vérifications nécessaires ……..……99

# Liste des figures

## Chapitre II

Figure II.1 : planché à corps creux…….5

## Chapitre III

Figure III.1:L'acrotère**……..**14

Figure III.2. Ferraillage de l'acrotère……15

Figure III.3. Le différent Projection de les lignes de rupture sur la dalle…….22

Figure III.4 : la disposition de poutre chinage……..25

Figure III.5: Représentation de différent type d' escaliers……...30

## Chapitre IV

Figure IV.1 : Disposition des voiles de toute la structure……65

Figure IV.2 : le comportement des trois premiers modes……....65

# Liste des tableaux

## Chapitre II

Tableau II.1 : Détermination de plancher…….5

Tableau II.2 : Pré dimensionnement des planchers dalle pleine…….……..5

Tableau II.3 : charges permanentes des murs intérieurs……6

Tableau II.4: charges permanentes des murs extérieurs……6

Tableau II.5 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux) ..7

Tableau II.6**:** Evaluation des charges permanentes des planchers courants (corps creux)……..7

Tableau II.7 : Dimensions des poutres principales…….8

Tableau II.8 : vérification des poutres principales…….8

Tableau II.9 : vérification de rigidité des poutres principales……9

Tableau II.10 : Dimensions des poutres secondaires…….…….9

Tableau II.11 : vérification des poutres secondaires…….….9

Tableau II.12 : vérification de rigidité des poutres secondaires……...……..9

Tableau II.13 : Pré dimensionnement des voiles……9

Tableau II.14**:** Surface reprise par le poteau……...….11

Tableau II.15 : Détermination des charges permanentes ……11

Tableau II.16 : Détermination des charges d'exploitation……..…….....12

Tableau II.17 : Calcul de $N_u$…….12

Tableau II.18 : Vérifications du $(1.1\text{Nu} \leq \overline{Nu})$ …….13

Tableau II.19: vérifications de coffrage des poteaux……..…….13

## Chapitre III

Tableau III.1 : Les efforts à l'ELU et l'ELS……14

Tableau III.2 : La section d'armatures…….15

Tableau III.3 : vérification des contraintes …….…….15

Tableau. III.4 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles…..16

Tableau III.5 : Calcul des moments……..16
Tableau III.6 **:** Détermination du nombre d'étaiements……...17
Tableau III.7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage……17
Tableau III.8 :Récapitulations des efforts internes à l' ELU……17
Tableau III.9 :calcul et vérification des armatures……...17
Tableau III.10 : Vérification de contrainte de cisaillement. ……18
Tableau III.11 : Récapitulations des efforts internes à l' ELS…….19
Tableau III.12 : Diamètre des armature transversales…….19
Tableau III.13: vérification de la contrainte décompression dans la bielle de béton. 20
Tableau III.14: Vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis……....20
Tableau III.15vérification necessaire pour un appui intermédiaire…….....20
Tableau III.16 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……...20
Tableau III.17. Le différent Projection de les lignes de rupture sur la dalle……....22
Tableau III.18 : les valeurs du travail externe……..22
Tableau III.19 : Les valeurs du travail interne…….23
Tableau III.20: les données…….23
Tableau III.21: Calcul des sections de la dalle pleine……..…23
Tableau III.22 : vérification de non fragilité……....24
Tableau III.23 :Vérification à l'E.L.S……...24
Tableau III.24. vérification de l'espacement……....24
Tableau III.25 :Vérification au cisaillement…….24
Tableau III.26 :Vérification de flèche de la dalle Suivant X ……..……..25
Tableau III.27 : Vérification de flèche de la dalle Suivant Y ……..25
Tableau III.28 : Dimensions de poutre……...25
Tableau III.29 : vérification des poutre de chainage……26
Tableau III.30 : Evaluation des charges permanentant et exploitation……....26
Tableau III.31 : Calcul des efforts……26
Tableau III.32 : Les données……26

Tableau III.33**:** Ferraillage de la poutre de chinage…….27
Tableau III.34 : vérification de non fragilité……27
Tableau III.35 : vérification de non fragilité……27
Tableau III.36 : vérification de non fragilité……27
Tableau III.37 : vérification de non fragilité……28
Tableau III.38: Vérification à l'E.L.S……...28
Tableau III.39 : Vérification de flèche de la dalle Suivant Y ……..29
Tableau III.40: les différents caractéristiques de l'escalier (type 1 et type 2)…… .…30
Tableau III.41 : Combinaisons des efforts de l'escalier (type 1 et type 2) .…… …31
Tableau.III.42 : les résultats à ELU et ELS de l'escalier (type 1). ……... ….31
Tableau.III.43 : les résultats à ELU et ELS de l'escalier (type2). ……... …..31
Tableau III.44 : les résultats de calcul à ELU en travée de l'escalier (type1) …...… 31
Tableau III.45: les résultats de calcul à ELU en travée de l'escalier (type2) …….31
Tableau III.46 : condition de non fragilité de l'escalier (type1). ……... ……32
Tableau III.47 : condition de non fragilité de l'escalier (type2). ……... 32
Tableau III.48 : vérification de l'espacement de l'escalier (type1 et type2). ……..…32
Tableau III.49 : vérification de l'effort tranchant de l'escalier (type1 et type2) ……... 32
Tableau III.50 : les résultats de calcul à ELS en travée de l'escalier (type1) …….32
Tableau III.51 : les résultats de calcul à ELS en travée de l'escalier (type2) …….32
Tableau III.52 : la vérification nécessaire de $\sigma_b$de l'escalier (type1). ……... …32
Tableau III.53: la vérification nécessaire de $\sigma_b$de l'escalier (type2). …… …33
Tableau III.54 : la vérification de 1$^{er}$ condition de la fléche.…….. ……33
Tableau III.55 : la vérification de 2$^{eme}$ condition de la fléche. …….. ……33
Tableau III.56 : vérification de 1$^{er}$ condition de la fléche. …….. …… 33
Tableau III.57 : vérification de 2$^{eme}$ condition de la fléche.……...…33
Tableau III.58 : calcul de la charge permanant total…….. …...34
Tableau III59. : calcul des efforts a ELU et ELS…….. ….…34

Tableau III.60 : calcul des réactions e des moments en appuis et en travées pour le 1er TypE…….34

Tableau III.61 : calcul des réactions e des moments en appuis et en travées pour le 2eme Type……..35

Tableau III.62: les calculs de ferraillage à ELU en travée et en appuis pour le 1er Type……..…35

Tableau III.63: les calculs de ferraillage à ELU en travée et en appuis pour le 2eme TypE……...……..35

Tableau III.64 : les calculs de ferraillage à ELS en travée et en appuis pour le 1er Type.….....35

Tableau III.65 : les calculs de ferraillage à ELS en travée et en appuis pour le 2eme Type. .....35

Tableau III.66 : le vérification nécessaire de $\sigma_b$ a ELS en travée pour le 1er et 2eme Types……....36

Tableau III.67: Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière……..……36

Tableau III.68 : vérification de l'effort tranchant pour le 1er et 2eme Type. ……..36

Tableau III.69 Vérification des armatures longitudinales pour le 1er et 2eme Type...36

Tableau III.70 : Vérification de compression dans la bielle de béton pour le 1er et 2eme Type……...36

Tableau III.71 : Diamètre des armature transversales pour le 1er et 2eme Type…...37

Tableau III.72 : Les armatures transversales et leur espacement pour le 1er 2eme Type…….37

Tableau III.73 : vérification de 1er condition de la fléche……..……37

Tableau III.74 : vérification de 2eme condition de la fléche……...……...37

Tableau III.75: vérification de 3eme condition de la fléche……...37

Tableau III.76: vérification de 1er condition de la fléche……..…38

Tableau III.77 : vérification de 2eme condition de la fléche……..…38

Tableau III.78: vérification de 2eme condition de la fléche……...38

Tableau III.79 : les différents caractéristiques de l'escalier……..…..39

Tableau III.80 : Combinaisons des efforts……..……....39

Tableau.III.81 : les résultats a ELU et ELS de l'escalier……...….39

Tableau III.82 : les résultats de calcul a ELU en travée de 1er volée……...…...40

Tableau III.83: les résultats de calcul a ELU en travée de 2er volée……....40

Tableau III.84: condition de non fragilité de 1er et 2eme volée……..…40

Tableau III.85: vérification de l'espacement de 1er et 2eme volée……..40

Tableau III.86 : vérification de l'effort tranchant de 1er et 2eme volée……...…40

Tableau III.87: les résultats de calcul a ELS en travée de 1er volée…….....40

Tableau III.88 : les résultats de calcul a ELS en travée de 2eme volée……..…40

Tableau III.89 : le vérification necessaire de $\sigma_b$ de 1er volée……..….41

Tableau III.90 : le vérification necessaire de $\sigma_b$ de 2eme volée……...….41

Tableau III.91. vérification de 1er condition de la fléche……..…41

Tableau III.92 : vérification de 2eme condition de la fléche……..…41

Tableau III.93 : vérification de 1er condition de la fléche……41

Tableau III.94 : vérification de 2eme condition de la fléche……..41

TableauIII. 95 : calcul des effort a ELU et ELS……...42

Tableau III.96 : calcul des moments et l'effort tranchant…….……...42

Tableau III.97 : les résultats de calcul a ELU en travée…….……..42

Tableau III.98: condition de non fragilité……..……..42

Tableau III.99: vérification de l'espacement……...…….....42

Tableau III.100: les résultats de calcul a ELS en travée……..43

Tableau III.101: le vérification necessaire de $\sigma_b$…….....43

Tableau III.102: vérification de 1er condition de la fléche…….……..43

Tableau III.103 : vérification de 2eme condition de la fléche……..…....43

Tableau III.104 : calcul de des charges……...…….....44

Tableau III.105 : calcul des sollicitation……..……...44

Tableau III.106 : calcul de moment et l'effort tranchant a ELUet ELS……...…44

Tableau III.107: les résultats de calcul a ELU en travée……..44

Tableau III.108: Vérification de la section minimale……...…44

Tableau III.109: vérification de l'effort tranchant……...…44
Tableau III.110: Vérification de compression dans la bielle de béton…….....45
Tableau III.111 : Vérification de la contrainte de compression……...45
Tableau III.112 : les résultats de calcul a ELS en travée……..…45
Tableau III.113: le vérification necessaire de σb…….45
Tableau III.114 : vérification de 1er condition de la flèche……....……45
Tableau III.115 : vérification de 2eme condition de la flèche…….……..…45
Tableau III.116 : résultats de calcul de la flèche…….……..…..45
Tableau III.117 : les différents caractéristiques de l'escalie……46
Tableau III.118 :Combinaisons des efforts……..46
Tableau.III.119: les résultats a ELU et ELS de l'escalier……46
Tableau III.120 : les résultats de calcul a ELU en travée de 1er volée…….47
Tableau III.121: les résultats de calcul a ELU en travée de 2er volée……..47
Tableau III.122: condition de non fragilité de1er 2emevolée…….....47
Tableau III.123: vérification de l'espacement de 1er et 2eme volée……47
Tableau III.124 : vérification de l'effort tranchant de 1er et 2eme volée…….47
Tableau III.125 : les résultats de calcul a ELS en travée de 1er volée……..47
Tableau III.126 : les résultats de calcul a ELS en travée de 2eme volée……47
Tableau III.127: le vérification necessaire de σb de 1er volée……..48
Tableau III.128: le vérification nécessaire de σb de 2eme volée……48
Tableau III.129 : vérification de 1er condition de la fléche…….……48
Tableau III.130 : vérification de 2eme condition de la fléche……48
Tableau III.131 : résultats de calcul de la flèche……..48
Tableau III.132: vérification de 1er condition de la flèche……...48
Tableau III.133 : vérification de 2eme condition de la flèche……48
Tableau III.134 : calcul des effort a ELU et ELS…….49
Tableau III.135 : calcul des moments et l'effort tranchant……..49
Tableau III.136 : les résultats de calcul a ELU en travée……49
Tableau III.137 : condition de non fragilité…….49

Tableau III.138 : vérification de l'espacement…….49

Tableau III.139: les résultats de calcul a ELS en travée…….....50

Tableau III.140 : le vérification nécessaire de $\sigma_b$ ……50

Tableau III.141 : vérification de 1er condition de la flèche. ……...…50

Tableau III.142 vérification de 2eme condition de la flèche……..50

Tableau III.143: calcul de des charges…….50

Tableau III.144 : calcul des sollicitation……..51

Tableau III.145 : calcul de moment et l'effort tranchant a ELU et ELS……..…51

Tableau III.146 : les résultats de calcul a ELU en travée……51

Tableau III.147 : Vérification de la section minimale…….51

Tableau III.148 : vérification de l'effort tranchant…….…….51

Tableau III.149 : Vérification de compression dans la bielle de béton……..51

Tableau III.150 : Vérification de la contrainte de compression……...52

Tableau III.151 : les résultats de calcul a ELS en travée…….52

Tableau III.152 : le vérification nécessaire de σb……....52

Tableau III.153 : vérification de 1er condition de la flèche……..52

Tableau III.154 : vérification de 2eme condition de la flèche……52

Tableau III.155 : calcul des effort a ELU et ELS…….53

Tableau III.156 : calcul des moments et l'effort tranchant……..53

Tableau III.157 : les résultats de calcul a ELU en travée……....54

Tableau III.158: condition de non fragilité……..54

Tableau III.159 : vérification de l'espacement…….54

Tableau III.160 : les résultats de calcul a ELS en travée……..54

Tableau III.161 : le vérification necessaire de σb……54

Tableau III.162 : vérification de 1er condition de la fléche. ……... 54

Tableau III.163 : vérification de 2eme condition de la fléche……54

Tableau III.164 : calcul de $\overline{NU}$…….55

Tableau III.165 : calcul de section de poteau……...55

Tableau III.166 : calcul des charge sollicité par le poteau……...55

Tableau III.167 : vérification de $N_u \leq \overline{N_u}$……..55

## Chapitre IV

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion……..57

Tableau IV.2 : Calcul de l'excentricité statique…….58

Tableau IV.3 : Calcul de l'excentricité accidentel…….59

Tableau IV.4 : Calcul de l'excentricité totale…….60

Tableau IV.5 : Vérification du coefficient de comportement R suivant X…….61

Tableau IV.6 : vérification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage..62

Tableau IV.7 : vérification du coefficient de comportement R suivant Y……...62

Tableau IV.8 : vérification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage…63

Tableau IV.9 : détermination du facteur de qualité……..63

Tableau IV.10 : le comportement des trois premiers modes……65

Tableau IV.11 : Périodes et facteurs de participation massique……..66

Tableau IV.12 : calcul de la force sismique…….67

Tableau IV.13 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…….67

Tableau IV.14 : Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant X, Y…….68

Tableau IV.15 : Calcul de moment de stabilité……...69

Tableau IV.16 : Vérification de la stabilité…….…….69

Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étages sens x-x…….……70

Tableau VI.18 : Vérification longueur de scellement des semelles filantes…….70

Tableau VI.19 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……71

Tableau IV.20: Dimensionnement final des éléments……71

Tableau IV.21 : Vérification au cisaillement des éléments……72

Tableau IV.22 : Vérification de l'effet P-Δ sens x, y……..73

# Chapitre V

Tableau V.1 : Les données de calcul……..…….81

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x35)…… 82

Tableau V.3 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres principales(30x35)……... 83

Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30x35)…….....83

Tableau V.5: Calcul de de la contrainte $\overline{\tau_u}$ ……..…….…..83

Tableau V.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales (30x35)…….....84

Tableau V.7 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x35)…….84

Tableau V.8 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres secondaires (30x35)….……84

Tableau V.9**:** Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (30x35)……..…...84

Tableau V.10 : Calcul de de la contrainte $\overline{\tau_u}$ ……...……...85

Tableau V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires (30x35)…….…85

Tableau V.12 : Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement……85

Tableau V.13 **:** Vérification Les conditions de la flèche des poutres……...85

Tableau V.14 : Ferraillage longitudinale des poteaux……..…87

Tableau V.15 : Vérification des contraintes à ELS……..88

Tableau V.16 : Vérification de cisaillement des poteaux…….....89

Tableau V.17 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements……...….90

Tableau V.18 :**:** Les données de calcul…….93

Tableau V.19 : Ferraillage verticales des voiles pleins, d'épaisseur 20cm…...……...93

Tableau V.20 : Vérification des contraintes à l'ELS……...….94

Tableau V.21 : Vérification des contraintes des cisaillements…….....94

Tableau V.22 :Détermination des armatures horizontales……..……...94

Tableau V.23 : Détermination de sollicitation……..……..96

Tableau V.24 : Calcul des armatures des voiles…….…….97

## Chapitre VI

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS……..85

Tableau VI.2: Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS…… ...85

Tableau VI.3 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS…….…86

Tableau VI.4 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage…….…87

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS …….88

Tableau VI.6 : Vérification chevauchement entre les semelles filantes……...88

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes sous radier partielle à l'ELS ……...89

Tableau VI.8 : Vérification au non poinçonnement sous poteau…….89

Tableau VI.9 : Vérification des contrainte de cisaillement du radier……..89

Tableau VI.10 : Dimensionnement des nervures…….90

Tableau VI.11 : Vérification au non poinçonnement sous poteau……...90

Tableau VI.12 : ferraillage de semelle isolée……...90

Tableau VI.13 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales) ……..90

Tableau VI.14 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux……. 91

Tableau VI.15 : Vérification l'excentricité des semelles filantes…….91

Tableau VI.16 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile (méthode des bielles) …….....91

Tableau VI.17 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile (Armature de repartions )……....91

Tableau VI.18 : Vérification longueur de scellement des semelles filantes……91

Tableau VI.19 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……...92

Tableau VI.20 : Détermination des moments de la poutre de libage……..92

Tableau VI.21 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU…….92

Tableau VI.22 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS…….92

Tableau VI.23 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage…….92

Tableau VI.24 : Vérification de la flèche de poutre de libage …….93

Tableau VI.25 : Les charges à ELU et ELS…….93

Tableau VI.26 : les moments a l'ELU et a l'ELS……...94

Tableau VI.27 : Des armatures longitudinales a l'ELU de résistance……..94

Tableau VI.28 : Vérification de non fragilité……...94

Tableau VI.29 : Vérification de l'espacement……..94

Tableau VI.30 : Vérification de l'effort tranchant……95

Tableau VI.31 : Vérification des contraintes à l'ELS ……..…95

Tableau VI.32: Détermination des valeurs de (q) de nervure…….….95

Tableau VI.33 : Détermination des moments des nervures……..95

Tableau VI.34 : Calcul des armatures longitudinales des nervures à L'ELU……...95

Tableau VI.35 : Calcul des armatures transversal des nervures à L'ELU……95

Tableau VI.36 : Vérification des contraintes des nervures à l'ELS…….96

Tableau VI.37 : Vérification contrainte de cisaillement des nervures…….96

Tableau VI.38 : Les armatures longitudinales calculé…….97

Tableau VI.39 : Les armatures longitudinales choisie ……97

Tableau VI.40 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines……...97

Tableau VI.41 : Les armatures transversales et leurs espacements dans les longrines……..….97

Tableau VI.42 : charge permanente de voile périphérique…….……..98

Tableau VI.43 : Les moments des voiles périphériques à l'ELU…….99

Tableau VI.44 : Les moments des voiles périphériques à l'ELS…….99

Tableau VI.45 : Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU…….99

Tableau VI.46 : Vérifications de non fragilité…….99

Tableau VI.47 : Vérification de l'espacement……100

Tableau VI.48 : Vérification de l'effort tranchant…….100

Tableau VI.49 : Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS…….100

## Majuscules romaines

A : Section d'aciers tendus.

A' : Section d'acier comprimé.

$A_{max}$, $A_{min}$: Section d'acier maximale et minimale

$A_t$ : section d'armature transversale.

$A_{ver}$ : Section d'armatures verticales.

$A_h$ : Section d' d'armatures horizontales.

B : Aire du béton.

$B_r$ : Section réduite du béton d'un poteau.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

I : Moment d'inertie.

$I_i$ : moment d'inertie des trumeaux.

M : Moment fléchissant.

$M_t$ : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

$M_a$ : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

$M_u$ : Moment fléchissant à l'E.L.U.

$M_{ser}$ : Moment fléchissant à l'E.L.S.

N : Effort normal.

$N_{ser}$ : Effort normal de service.

$N_U$ : Effort normal ultime.

$T_u$ : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

$C_d$ : coefficient dynamique.

## Minuscules romaines

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

$f_{cj}$ : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

$f_{c28}$ : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

$f_{tj}$ : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

$f_{t28}$ : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

$I_f$ : Longueur de flambement,

$S_t$ : Espacement de cours d'armature transversale.

$S_h$ : Espacement de cours d'armature horizontale.

$S_v$ : Espacement des armatures verticales.

## Majuscules grecques

Σ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

## Minuscules grecques

α: Angle.

η: Coefficient de fissuration.

λ::Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

σ : Contrainte normale.

## ***ملخص***

يهدف هذا المشروع إلى هيكلة و دراسة فندق يتألف من( طابق أرضي + سبعة طوابق + طابق تحت الأرض) .

و المقرر بناؤها بولاية الجزائر مدينة (عين البنيان ) والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية القوية( III)

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة+ الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل. ( RPA99 version2003)
- قواعد الخرسانة المسلحة. (CBA93)

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج. (SAP2000 Version 19)

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.


---


## ***Résumé***

Le but de ce travail est la conception d'un hôtel en (R+7+ SS) qui sera implanté dans la wilaya d'Alger,(Ain el Benien), cette région est classée dans la zone de forte sismicité (III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 version 19».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.


---


## **Abstract**

The aim of this project is the conception and study of a hotel (1basement+Ground Floor+7Floors), will be implanted in

Algiers (Ain el Benien), and this region is classified in the zone of high seismicity (III).

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls .

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « SAP2000 version 19».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations and basement.


---

# Introduction générale

La conception d'une structure aux normes parasismiques est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon importance de projet aussi le coté économique lie aux couts des matériaux de construction pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité /prix.
La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contrevdentement de cette dernier. Pour le structure en béton armé ce systéme de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.
Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle par l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectification a apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en manière de stabilité sous forme des lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment (S-S+RDC+7ETAGES) implanté en zone sismicité forte (zone **III),** le bâtiment est une ossature auto stable en béton armé .pour le faire, nous procéderons comme suit :

- **première étape** : présentation générale de l'ouvrage .
- **deuxième étape** : détermination des actions verticales affectant le structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de l'ouvrage .
- **Troisième étape** : traite le calcul des elements secondaires.
- **quatrième étape** : destiné à l'étude dynamique.
- **cinquième étape** : calcul le ferraillage des éléments résistants.
- **sixième étape** : Etude de l'infrastructure.

# CHAPITRE I :

# Présentation de l’ouvrage

## I.1-Présentation de l'ouvrage:

L'objet de notre étude est le calcul d'un Hôtel **(Sous-sol+RDC+7 étages)** avec une terrasse inaccessible.

Cette Hôtel est dans une région classée par le **RPA99 version 2003** comme une zone de forte sismicité (zone **III**).

La circulation verticale d'un étage à l'autre s'effectue conjointement par un escalier et de trois ascenseurs.

Les planches sont des diaphragmes rigides horizontaux ; constitués par des dalles en corpsreux.

## I.2-Description de l'ouvrage:

L'Hôtel est de forme irrégulière, comportant sept niveaux sur rez de chaussé (RDC+7 étages).

## I. 3- Caractéristiques géométrique de l' Hôtel :

### I.3.1.Dimension en plan :

- ✓ Longueur totale de l'Hôtel = 29.93m
- ✓ La largeur totale de l'Hôtel = 24.50m

### I.3.2.Dimensions en élévation :

- ✓ Hauteur de RDC et des étages courants ……3.74m.
- ✓ Hauteur totale de l' Hôtel …….. 33.66 m.
- ✓ Hauteur du $1^{er}$ sous-sol……. ……...3.74 m.

### I.3.3.L'ossature:

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui sollicité par d'efforts suivant :

1- Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.
2- Les efforts horizontaux dus au séisme.
3- Les efforts horizontaux dus au vent.

### I.3.4.Planchers :

Notre Hotel comporte deux types de planchers :

- ✓ Plancher à corps creux .
- ✓ Planchers en dalle pleines .

### I.3.5. Maçonnerie :

On a deux types :

**I.3.5.a.Les murs Extérieurs :** sont composés de :

- Une cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'aire de 10cm d'épaisseur.
- Une cloison en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

**I.3.5.b.Les murs Intérieurs :**

constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

### I.3.6.Les revêtements :

Le revêtement de la structure est constitue par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieurs.

### I.3.7.Acrotère :

Au niveau de la terrasse (inaccessible), l'Hôtel est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé de 60cm et de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

### I.3.8. Les escaliers :

Notre structure comporte cinq types d'escaliers :

1. Escaliers droit.
2. Escaliers balancé.
3. Escaliers tournant.

### I.3.9.Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux d'un bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

### I.3.10.Système de contreventement :

Notre Hôtel comporte une hauteur dépassant les 11 m, alors le règlement parasismique algérien (RPA99V2003) préconise un système de contreventement assuré par des voiles .

### I.3.11.Fondation :

Les fondations sont des éléments dont le rôle est la transmission des charges induites par la structure au sol. Autrement dit c'est le support de la structure.

Pour notre projet les fondations seront calculées conformément au rapport du sol et au site.

# CHAPITRE II :

# Pré dimensionnement des éléments structuraux

## II.1. Introduction :

Le but du Pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont calculées selon les préconisations du RPA99 version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Le calcul de pré-dimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- les planchers ;
- les poutres ;
- les poteaux .

## II .2. Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- ✓ La séparation des différents niveaux.
- ✓ Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- ✓ assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ La sécurité contre l'incendie.

Notre bâtiment comporte un type de Plancher c'est le plancher à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle mince en béton armé.

Pour le pré-dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre l'axe des appuis :

L=L= 3.60m.

| L/20 ≥ | ht (cm) | ≥ L/25 |
|---|---|---|
| 0.18 | 16+4 | 0.14 |

Tableau II.1 : Détermination de plancher.

on opte pour un plancher en (16 + 4) : ht= 20 cm (DTR B.C.2.2 C.3)

### II.2.1.Condition d'isolation acoustique :

pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

h ≥ 15 cm d'où on a 20 cm > 16 cm (C.V)

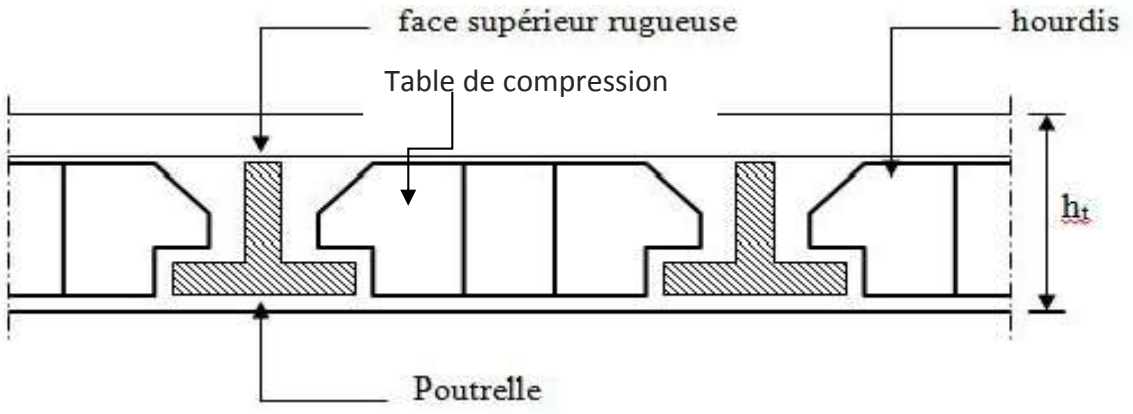



Figure II.1 : planché à corps creux.

### II.2.2.Plancher dalle pleine :

- **Critère de résistance :**

Dalle reposant sur 3 appuis $L_{max}/45 \leq ep \leq L_{max}/40$

- **Sécurité contre l'incendie :**

✓ ep = 7 cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
✓ ep = 11 cm : peut assurer un coupe-feu deux heures.

| Lmax (cm) | Lmax /45 (cm)≤ | ep (cm) | Lmax /40 (cm)≤ |
|---|---|---|---|
| 502 | 11.15 | 15 | 12.55 |

Tableau II.2 : Pré dimensionnement des planchers dalle pleine.

Avec :

L : longueur maximale de la dalle

ep : l'épaisseur de la dalle

Donc, on opte pour une épaisseur de 15 cm pour la dalle pleine.

## II.3.Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :

### II.3.1. Maçonnerie :

### II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Selon DTR B.C.2.2 :

| N | composants | Épaisseur (m) | Poids volumiques (KN/m3) | Poids surfaciques (KN/m2) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Enduit en plâtre | 0.02 | 0.18 | 0.36 |
| 2 | Brique creuse | 0.10 | 0.90 | 0.90 |
| 3 | Enduit en plâtre | 0.02 | 0.18 | 0.36 |
| | | | **Total** | **1.62** |

Tableau II.3 : charges permanentes des murs intérieurs.

### II.3.1.b. Murs extérieurs (double cloison) :

Selon DTR B.C.2.2 :

| N | Composants | Épaisseur (m) | Poids volumique (KN/m3) | Poids surfacique (KN/m2) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Enduit en plâtre | 0.02 | 0.18 | 0.36 |
| 2 | Enduit en Ciment | 0.02 | 0.18 | 0.36 |
| 3 | Brique creuse | 0.10 | 0.90 | 0.90 |
| 4 | Lame d'aire | 0.10 | - | - |
| 5 | Brique creuse | 0.10 | 0.90 | 0.90 |
| 6 | Enduit en Ciment | 0.02 | 0.18 | 0.36 |
| | | | **Total** | **2.52** |

Tableau II.4: charges permanentes des murs extérieurs.

### II.3.2. Plancher terrasse :

On a un Plancher à corps creux.

### II.3.2. a. Charges permanentes :

Selon DTR B.C.2.2 :

| N | composants | Epaisseur (m) | Poids surfacique(KN/m2) |
|---|---|---|---|
| 1 | Gravier roulé (8/15) | 0.04 | 0.72 |
| 2 | Etanchéité multicouche | 0.02 | 0.12 |
| 3 | Papier kraft | - | 0.05 |
| 4 | Forme de pente | 0.10 | 2.20 |
| 5 | Film polyane | - | 0.01 |
| 6 | Liége (isolant) | 0.04 | 0.16 |
| 7 | Pare vapeur | 0.10 | 0.06 |
| 8 | Plancher (16+4) | 0.16+0.04 | 2.80 |
| 9 | Enduit plâtre | 0.02 | 0.20 |
| Charge permanente total G | | | 6.32 |

Tableau II.5 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

### II.3.2. b. Surcharges d'exploitation :

Q = 1 KN/m2

### II.3.3. Plancher courant :

### II.3.3.1. Charges permanentes :

Selon DTR B.C.2.2 :

| N | composants | Epaisseur (m) | Poids surfacique(KN/m2) |
|---|---|---|---|
| 1 | Revêtement en carrelage | 0.02 | 0.40 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 0.40 |
| 3 | Lit de sable | 0.03 | 0.54 |
| 4 | Cloisons | - | 1.62 |
| 5 | Planchers corps creux 16+4 | 0.2 | 2.85 |
| 6 | Enduit en plâtre | 0.02 | 0.2 |
| Charge permanente total G | | | 6.01 |

Tableau II.6**:** Evaluation des charges permanentes des planchers courants (corps creux).

### II.3.3.2. Surcharges d'exploitation :

- Terrasse Accessible et Habitation Q=1.5 kN/m² .
- Hall Q=4 kN/m².
- Dépôt Q=6 kN/m².

Les valeurs de Q ont été déterminées du DTR (charge et surcharge).

## II .4. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

### II.4.1.Pré-dimensionnement :

Elles sont pré-dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (C.B.A.93) à partir de L (**L** : la plus grande portée mesurée entre l'axe des appuis d'appuis), comme suit:

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

### II.4.2.Vérification vis-à-vis du RPA99(version2003):

Pour la zone III(zone de forte sismicité);les règles parasismiques Algériennes (RPA 99version 2003),les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous:

$$b \geq 20cm \; ; \; h \geq 30cm \; ; \; h/b \leq 4$$

### II.4.3.Poutres principales:

On a opte pour le calcul de la poutre qui présente la distance de grand portée.

On a : Lmax = 4.45m ; alors :

| L/15 ≤ | ht (cm) | ≤ L/10 |
|---|---|---|
| 0.29 | 35 | 0.445 |

| 0,3h ≤ | b (cm) | ≤ 0,7h |
|---|---|---|
| 13.5 | 30 | 31.5 |

Tableau II.7 : Dimensions des poutres principales.

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont :

| condition | vérification |
|---|---|
| h=35cm ≥ 30 cm | C.V |
| b =30cm≥ 20 cm | C.V |
| h/b=1.5 ≤ 4 | C.V |

Tableau II.8 : vérification des poutres principales.

**Conclusion :** toutes les vérifications de **R.P.A 99** (version 2003):sont satisfaisantes.

### II.4.4.Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16) :

| Condition | vérification |
|---|---|
| (h/L =0.10 ≥ 1/16) | C.V |

Tableau II.9 : vérification de rigidité des poutres principales.

### II.4.5.Poutres secondaires :

On a : lmax =3.60m ; alors :

| L/15 ≤ | h | ≤ L/10 |
|---|---|---|
| 0.24 | 35 | 0.36 |

| 0,3h ≤ | b | ≤ 0,7h |
|---|---|---|
| 10.5 | 30 | 24.5 |

Tableau II.10 : Dimensions des poutres secondaires.

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont :

| condition | vérification |
|---|---|
| h=35cm ≥ 30 cm | C.V |
| b=30cm ≥ 20 cm | C.V |
| h/b=1.16 ≤ 4 | C.V |

Tableau II.11 : vérification des poutres secondaires.

### II.4.6.Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16) :

| Condition | vérification |
|---|---|
| (h/L=0.09 ≥ 1/16) | C.V |

Tableau II.12 : vérification de rigidité des poutres secondaires.

**Conclusion :** toutes les vérifications de **R.P.A 99**(version 2003): sont satisfaisantes.

## II.5.Pré dimensionnement des voiles RPA99 version 2003 Art [7.7.1] :

Pour le pré dimensionnement de cet élément le règlement en exige une épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h.

| Les voiles | hl=he-hps (cm) | a ≥ $he/22$ | $a_{adoptée}$(cm) |
|---|---|---|---|
| Etage courant | 373.65 | 16.98 | 20 |
| Sous-sol | 373.65 | 16.98 | 20 |

Tableau II.13 : Pré dimensionnement des voiles.

Avec :

he : la hauteur libre

h : la hauteur d'étage

hs ; la hauteur de la poutre

## II.6.Pré-dimensionnement des poteaux :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but, l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation; donc le poteau sera pré-dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

### II.6.1.Etapes de pré-dimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées .

✓ Vérifier : $N_{ultime} \leq \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] .\alpha$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $A=\frac{B}{1000}$ .

Br : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ pour : $\lambda \leq 50$.

$\alpha = 0.6 .\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$ pour : $50 \leq \lambda \leq 70$ .

avec: $\lambda = \frac{L_f}{i}$ **:** C'est l'élancement mécanique.

L$f$=0.7 L0 : C'est la longueur de flambement.

i= $\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$ : C'est le rayon de giration; où:

i= $\frac{b}{\sqrt{12}}$ , I= $\frac{b.h^3}{12}$ (Poteau rectangulaire).

### II.6.2.Détermination des charges et surcharges :

Surface du plancher revenant au poteau:

| Etages | La surface partielle | La surface totale |
|---|---|---|
| Pour sous-sol et RDC | Sp=14.59 $m^2$. | St =14.68 $m^2$. |
| Pour 1$^{er}$ ; 2eme ; et 3eme | Sp=14.22 $m^2$. | St =14.68 $m^2$. |
| Pour 4eme ; 5eme ;et 6eme | Sp=13.89 $m^2$. | St =14.68 $m^2$. |
| Pour 7eme | Sp=13.182$m^2$. | St =14.68 $m^2$. |

Tableau II.14**:** Surface reprise par le poteau.

### II.6.2.a .charges permanentes :

| étages | Gplancher(KN) | Gpot(KN) | Gpp(KN) | Gps(KN) | G(KN) | Gcum(KN) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 7 | 83.31 | 14.96 | 9.92 | 8.66 | 116.85 | 116.85 |
| 6 | 83.47 | 23.37 | 9.92 | 8.66 | 125.43 | 242.29 |
| 5 | 83.47 | 23.37 | 9.92 | 8.66 | 125.43 | 367.73 |
| 4 | 83.47 | 23.37 | 9.92 | 8.66 | 125.43 | 493.17 |
| 3 | 85.46 | 28.05 | 9.92 | 8.66 | 132.09 | 625.26 |
| 2 | 85.46 | 28.05 | 9.92 | 8.66 | 132.09 | 757.36 |
| 1 | 85.46 | 28.05 | 9.92 | 8.66 | 132.09 | 889.46 |
| RDC | 87.73 | 33.66 | 9.92 | 8.66 | 139.97 | 1029.44 |
| SOUS-SOL | 87.73 | 33.66 | 9.92 | 8.66 | 139.97 | 1169.42 |

Tableau II.15 : Détermination des charges permanentes .

### II.6.2.b .Charges d'exploitation :

| étages | - | Q(KN/m2) | Q(KN) | 3+n/2n | Qcum (kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 7 | Q0 | 1 | 13.18 | - | 13.182 |
| 6 | Q1 | 1.5 | 20.83 | 1 | 34.017 |
| 5 | Q2 | 1.5 | 20.83 | 0.95 | 52.76 |
| 4 | Q3 | 1.5 | 20.83 | 0.9 | 69.43 |
| 3 | Q4 | 1.5 | 21.33 | 0.85 | 84.44 |
| 2 | Q5 | 1.5 | 21.33 | 0.8 | 97.31 |
| 1 | Q6 | 1.5 | 21.33 | 0.75 | 108.05 |
| RDC | Q7 | 4 | 58.39 | 0.7 | 142.60 |
| SOUS - SOL | Q8 | 6 | 87.58 | 0.65 | 190.29 |

Tableau II.16 : Détermination des charges d'exploitation.

### II.6.3. Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ N_u = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u \end{cases}$$

| étages | Dimensions (cm²) | A (cm²) | L$f$ (m) | λ | α | Br (cm²) | $N_u$ (KN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 7 | 40×40 | 1.6 | 2.618 | 22.672 | 0.784 | 1444 | 2140.61 |
| 6 | 50×50 | 2.5 | 2.618 | 18.138 | 0.806 | 2304 | 3511.94 |
| 5 | 50×50 | 2.5 | 2.618 | 18.138 | 0.806 | 2304 | 3511.94 |
| 4 | 50×50 | 2.5 | 2.618 | 18.138 | 0.806 | 2304 | 3511.94 |
| 3 | 60×50 | 3 | 2.618 | 15.115 | 0.819 | 2784 | 4310.14 |
| 2 | 60×50 | 3 | 2.618 | 15.115 | 0.819 | 2784 | 4310.14 |
| 1 | 60×50 | 3 | 2.618 | 15.115 | 0.819 | 2784 | 4310.14 |
| RDC | 60×60 | 3.6 | 2.618 | 15.115 | 0.819 | 3364 | 5207.38 |
| SOUS-SOL | 60×60 | 3.6 | 2.618 | 15.115 | 0.819 | 3364 | 5207.38 |

Tableau II.17 : Calcul de $N_u$.

| étages | Gcum (KN) | Qcum (kN) | Nu | 1,1* Nu | $\overline{Nu}$ (kN) | vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 7 | 116.85 | 13.18 | 177.52 | 195.28 | 2140.6149 | C.V |
| 6 | 242.29 | 34.017 | 378.12 | 415.93 | 3511.9448 | C.V |
| 5 | 367.73 | 52.76 | 575.59 | 633.15 | 3511.9448 | C.V |
| 4 | 493.17 | 69.43 | 769.93 | 846.93 | 3511.9448 | C.V |
| 3 | 625.26 | 84.44 | 970.77 | 1067.85 | 4310.1482 | C.V |
| 2 | 757.36 | 97.31 | 1168.41 | 1285.25 | 4310.1482 | C.V |
| 1 | 889.46 | 108.05 | 1362.85 | 1499.14 | 4310.1482 | C.V |
| RDC | 1029.44 | 142.60 | 1603.65 | 1764.01 | 5207.3832 | C.V |
| SOUS SOL | 1169.42 | 190.29 | 1864.15 | 2050.57 | 5207.3832 | C.V |

Tableau II.18 : Vérifications du $(1.1\text{Nu} \leq \overline{Nu})$

### II.6.4. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99version2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

| Condition à vérifier | Application de condition | Vérification |
|---|---|---|
| Min (b, h) ≥ 30 cm | Min (b, h) = 50cm ≥ 30 cm | C.V |
| Min (b, h)≥ he /20 | Min (b, h) =50cm≥ (he/20) =(374)/20=18.7cm | C.V |
| 0.25 ≤ (b/h) ≤ 4 | 0.25 ≤ (b/h)=0.8 ≤ 4 | C.V |

Tableau II.19: vérifications de coffrage des poteaux.

**Conclusion :** Toutes les conditions de ***RPA99V(*2003)** sont vérifiées.

# CHAPITRE III :

# Calcul des éléments secondaires

## III.1.Introduction :

Les éléments secondaires sont :

-l'acrotère -les poutrelles -la dalle pleine -l'escalier.

## III.2. L'acrotère :

Son calcul est en flexion composée.

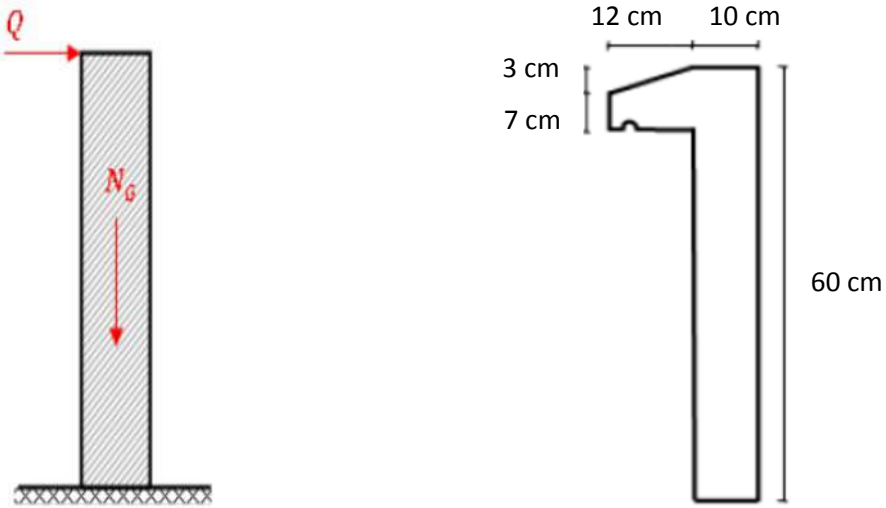



Figure III.1:L'acrotère.

### III.2.1 . Evaluation des charges et surcharges :

| | | |
|---|---|---|
| G = 1.875 kN/ml | **ELU** | |
| | **Effort normal** | Nu= 1.35G = 1.35x1.875= 2.53 KN |
| | **Moment** | Mu = 1.5xQxh=1.5x1x0.6=0.9 KN |
| | **Effort tranchant** | Tu = 1.5Q = 1.5x1 = 1.5 KN |
| Q = 1 kN/ml | **ELS** | |
| | **Effort normal** | Nser= G= 1.875 KN |
| | **Moment** | Mser =Qxh=1x0.6=0.6 KN |
| | **Effort tranchant** | Tser= Q = 1 KN |

Tableau III.1 : Les efforts à l'ELU et l'ELS.

### III.2.2. Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm$^2$ soumise à la flexion composée et en situation durable.

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $f_{c28}$ = 25MPa | $f_{tj}$= 3MPa | $f_e$= 400MPa | $\sigma_{badm}$= 22.66MPa | $\sigma_{sadm}$=348MPa |
| A= 4.4 cm² | $A_{choisie}$=6HA10 = 4.71 cm² | | | $S_t$= 15 cm |
| $A_{rep}$= 1.18 cm² | $A_{rep\ choisie}$= 4HA8 = 2.01 cm² | | | $S_t$= 15 cm |

Tableau III.2 : La section d'armatures.

### III.2.3.La vérification des contraintes à l'ELS :

| Vérification des contraintes à L'ELS | | | | Vérification au cisaillement | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $\sigma_b$=0.3MPa | $\sigma_{b\ adm}$= 24 MPa | vérifiée | | τ= 0.02 MPa | $\tau_{adm}$= 4 MPa | Vérifiée |
| $\sigma_s$=2.2MPa | $\sigma_s{}'$= 2.7MPa | $\sigma_{adm}$=241.0 MPa | vérifiée | | | |

Tableau III.3 : vérification des contraintes .

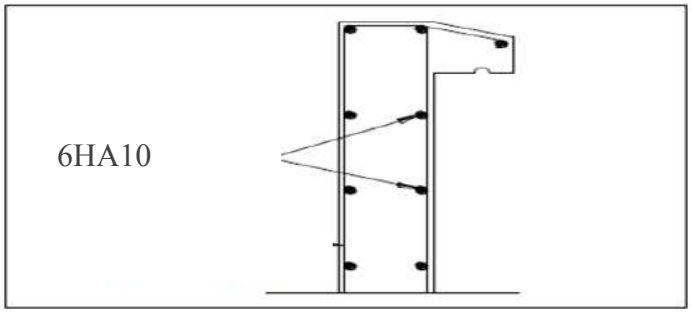



Figure III.2. Ferraillage de l'acrotère

## III.3. Plancher à corps creux :

### III.3.1.Les poutrelles:

Le calcul des poutrelles s'effectue selon deux étapes :

- **Etape 1 (Avant coulage )**
- **Etape 2 (Après coulage)**

**a/ avant coulage:**

**a.1.Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation:**

**Charge permanente:**

| La travée L (m) | Q (KN) | G (KN/ml) | |
|---|---|---|---|
| 3.60 | 1.8 | **poids de poutrelle** | **poids du corps creux** |
| | | 0,12×0,04×25 = 0,12 | 0,65×1 = 0,65 |
| | | 0,77 | |

Tableau. III.4 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

**Surcharge d'exploitation:**

L'intensité du poids de l'ouvrier, même le poids des matériaux et des coffrages est égale à la plus grande des deux valeurs:

$$Q = \text{Max}\ [\ 1\ KN\ ,\ 500.L\ KN/m\ ]$$

**III.3.1.1.Calcul des moments :**

- **Pour tous les étages :**

| $M_G$ (KN. m) | $M_Q$(KN. m) | $M_U$(KN. m) |
|---|---|---|
| $\frac{GL^2}{8} = 1.247\,KN.m$ | $\frac{QL}{4} = 1.620\ KN.m$ | $1,35M_G+1,5M_Q$=4.114 KN.m |

Tableau III.5 : Calcul des moments.

b = 0.12m ; d = 30 cm ; $\sigma_b$ = 14.2 MPa ; $\gamma_b$= 1.5 MPa ; fc28 =25MPa

$\mu$ =2.688 > $\mu_l$ = 0.392 (condition non verifier) => A' ≠ 0

**III.3.1.2.Calcul des étaiements:**

Le calcul de les étaiements se fait par la vérification de $\mu$ telle que on trouve la valeur final de l'étaiement quand $\mu < \mu_l$ .

| L(max) (m) | G (KN/ml) | Q (KN) | $M_G$ (KN.m) | $M_Q$ (KN.m) | $M_U$ (KN.m) | μ | $\mu_l$ | vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\frac{L}{2}$ =1.80 | 0.77 | 1.00 | 0.312 | 0.450 | 1.096 | 0.716 | 0.392 | C.N.V |
| $\frac{L}{3}$ = 1.20 | 0.77 | 1.00 | 0.139 | 0.300 | 0.637 | 0.416 | 0.392 | C.N.V |
| $\frac{L}{4}$ = 0.90 | 0.77 | 1.00 | 0.009 | 0.225 | 0.350 | 0.228 | 0.392 | C.V |

Tableau III.6 **:** Détermination du nombre d'étaiements.

**Conclusion** : Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de 90cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

**b/Etape 2 : après coulage:**

**III.3.1.3.Evaluation des charges et surcharges :**

| étages | G(KN/ml) | Q(KN/m) | Pu(KN/m) | Pser(KN/m) |
|---|---|---|---|---|
| terrasse | 4.108 | 0.65 | 6.520 | 4.758 |
| courant | 3.906 | 0.975 | 6.736 | 4.881 |
| courant | 3.906 | 1.625 | 7.711 | 5.531 |
| courant | 3.906 | 2.6 | 9.173 | 6.506 |
| courant | 3.906 | 3.9 | 11.123 | 7.806 |

Tableau III.7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage.

**III.3.1.4. Récapitulations :**

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

**À L'ELU :**

| Travée | L (m) | $M_0$ (KN.m) | $M_t$ (KN.m) | $M_w$ (KN.m) | $M_e$ (KN.m) | $T_0$ (KN) | $T_w$ (KN) | $T_e$ (KN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A-B | 3.60 | 18.020 | 12.162 | 3.604 | 9.010 | 20.022 | 18.521 | 21.524 |

Tableau III.8 :Récapitulations des efforts internes à l' ELU.

**À L'ELS :**

| Travée | L (m) | $M_0$ (KN.m) | $M_t$ (KN.m) | $M_w$ (KN.m) | $M_e$ (KN.m) | $T_0$ (KN) | $T_w$ (KN) | $T_e$ (KN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A-B | 3.60 | 12.646 | 8.535 | 2.529 | 6.323 | 14.051 | 12.997 | 15.105 |

Tableau III.9 : Récapitulations des efforts internes à l' ELS.

### III.3.1.5.Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles :

### III.3.1.5.1.Armatures longitudinales :

**Les données :**

b = 0.65m ; $b_0$ = 0.12m ; h = 0.20m ; $h_0$ = 0.04m ; $\sigma_s$= 348 MPa ; $\sigma_b$ = 14.2 MPa

d = 0.18m ; fe = 400 MPa ; E= 210000MPa ; $\gamma_s$= 1.15 ; $\gamma_b$ = 1.5.

| Vérification à : | | En travée | Aux appuis |
|---|---|---|---|
| ELU | $M_u$ (kN.m) | 12.16 | 9.010 |
| | $M_0$ (kN.m) | $M_0$=b. $b_0$. $b_{adm}$.(d-ho/2)=65.10-2.40.14,2.(180-40/2) =59.072(KN.m) | |
| | | Mu < M0⇒ l'axe neutre (b*h)= (65*20) | Mu < M0⇒ l'axe neutre (b*h)= (12*20) |
| | μ | 0.040 | 0.163 |
| | $\mu_l$ | 0.392 | |
| | μ< $\mu_l$ | C.V | C.V |
| | β | 0.998 | 0.91 |
| | À(cm2) | 0 | 0 |
| | A (cm²) | 1.98 | 1.580 |
| | Amin (cm²) | 1.3 | 0.24 |
| | Le choix | 3HA10=2,35 cm² | 2HA12=2,26 cm² |
| | A choisi>Amin | C.V | C.V |

| ELS | Mser (kN.m) | 8.53 | 6.323 |
|---|---|---|---|
| | $\sigma_{b\ adm}$(MPa) | 15 | |
| | y (cm) | 4.762 | 5.098 |
| | $I_G$ ($cm^4$ ) | 6275.618 | 6609.297 |
| | $\sigma_b$ (MPa) | 6.47 | 4.87 |
| | $\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$ | C.V | C.V |

Tableau III.10 :calcul et vérification des armatures.

**III.3.1.5.2.Vérification de contrainte de cisaillement :**

| $\tau_u$ (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ |
|---|---|---|
| 0.99 | 3.333 | C.V |

Tableau III.11 : Vérification de contrainte de cisaillement.

**III.3.1.5.3.Armatures transversales :**

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

On a: $\emptyset \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_l\right] = 0.8$ cm.

**III.3.1.5.4.Diamètre des armature transversales $f_t$ :**

On adopte: $\emptyset_t = 6$ mm.

| $a_t$ (cm²) | $n_t$ | $A_t$(cm²) |
|---|---|---|
| 0.282 | 2 | 0.5652 |

Tableau III.12 : Diamètre des armature transversales.

donc At choisi =2HA6=0,56cm

**III.3.1.5.5.Espacement $S_t$:**

$S_t \leq$ *min*[0.9 d , 40 cm]= *min*[16.2 cm , 40 cm] ; $S_t \leq 16.2$ cm.

$S_t \geq \frac{At}{0.003.b}$ ; $S_t = 16.2$ cm $\geq 15.7$ cm……( C.V) .

on adopte St= 15cm.

$At \geq A_{t\,min} = \frac{0.4\, b_0\, S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 12 \times 16.2}{400} = 0.194$ cm².

$A_t = 0.5652$ cm² $\geq A_{t\,min} = 0.1944$ cm² ….. ……( C.V) .

**III.3.1.5.6.Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (FeE400).

$\frac{A_t.f_e}{b_0.S_t} \geq 0.4$ MPa ⟶ 1.24 MPa ≥ 0.4 MPa……..(C.V).

$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9.f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right)$ ⟶ 0.0031 ≥ 0.0008….. ……..(C.V).

Avec:

K=1 cas d'un flexion simple et la fissuration est peu nuisible

$\alpha$=90° Pour les armatures transversales.

### III.3.1.5.7.Au voisinage de l'appui :

### III.3.1.5.7.a.Appui de rive :

Appui de rive: Mu = 9.010 KN.m > 0,9Vu.d= 3.48 KN.m……..(C.V).

Aucun prolongement à faire.

**1.vérification de la contrainte décompression dans la bielle de béton :**

| Vu (KN) | $0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 a$ (KN) | $Vu \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 a$ |
|---|---|---|
| 21.523 | 129.6 | C.V |

Tableau III.13 : vérification de la contrainte décompression dans la bielle de béton.

**2.Vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:**

| $\sigma_m = \frac{2Vu}{b_0 a}$ | $1.3.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ | $\sigma_m = \frac{2Vu.}{b_0 a} < 1.3.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ |
|---|---|---|
| 2.21 | 21.667 | C.V |

| A cm² | $\frac{\gamma_s . Vu}{f_e}$ | $A \geq \frac{\gamma_s . Vu}{f_e}$ |
|---|---|---|
| 2HA12=2,26cm² | 0.61 | C.V |

Tableau III.14 : Vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis.

**III.3.1.5.7.b.Appui intermédiaire:**

| $Vu + \frac{M_u}{0.9.d}$ | $Vu + \frac{M_u}{0.9.d} < 0$ |
|---|---|
| -34.09 | C.V |

Tableau III.15 vérification necessaire pour un appui intermédiaire.

Donc la section d´armature existante au niveau de l´appui peut équilibrer l´effort tranchant.

**III.3.1.6.vérification de la flèche :**

| 1ere condition | 2eme condition | 3eme condition |
|---|---|---|
| $\frac{h}{L} = 0.056 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$ | $\frac{h}{L} = 0.056 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = 0.044$ | $\frac{A_t}{b_0.d} = 0.006 \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.009$ |
| C.V | C.V | C.V |

Tableau III.16 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.

On peut se dispenser du calcul des flèches.

### III.3.2.Ferraillage de la table de compression :

La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux poutrelles est donnée par :

$$\mathbf{At} \geq 0.02.\ L.\frac{200}{f_e} \qquad \mathbf{At} = 0.65\text{cm}^2 .$$

Alors : on adopte **At = 6HA5=1,17cm².**

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$A \geq \frac{\mathbf{At}}{2} = 0.585\ \text{cm}^2$. Alors : on adopte **At = 6HA5=1,17cm².**

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de (20x20) cm², de la nuance TLE400;fe=400Mpa;f=5mm.

## III.4.Les dalles pleines :

### III.4.1. Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes, reposant sur 2,3, ou 4 appuis .

On distingue dans notre structure un type de dalle pleine de formes triangulaire reposant sur 3 appuis avec des dimensions différentes.

**III.4.2.Méthode de calcul :** On va utiliser la méthode des lignes de rupture

**III.4.3. Principe de calcul:** $\sum \text{Text} = \sum \text{Tint}$.

a) **travail externe :** Text = P . f (cas d'une charge concentrée)

$\text{Text} = \iint q.y.ds = q.S.f$ (cas d'une charge répartie).

Avec: P : Charge totale S : Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S.

**b)Travail interne :** Tint= M . L .θ

Avec : M : Moment de flexion. θ : Angle de rotation.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

### III.4.4.Calcul de rupture de la dalle:

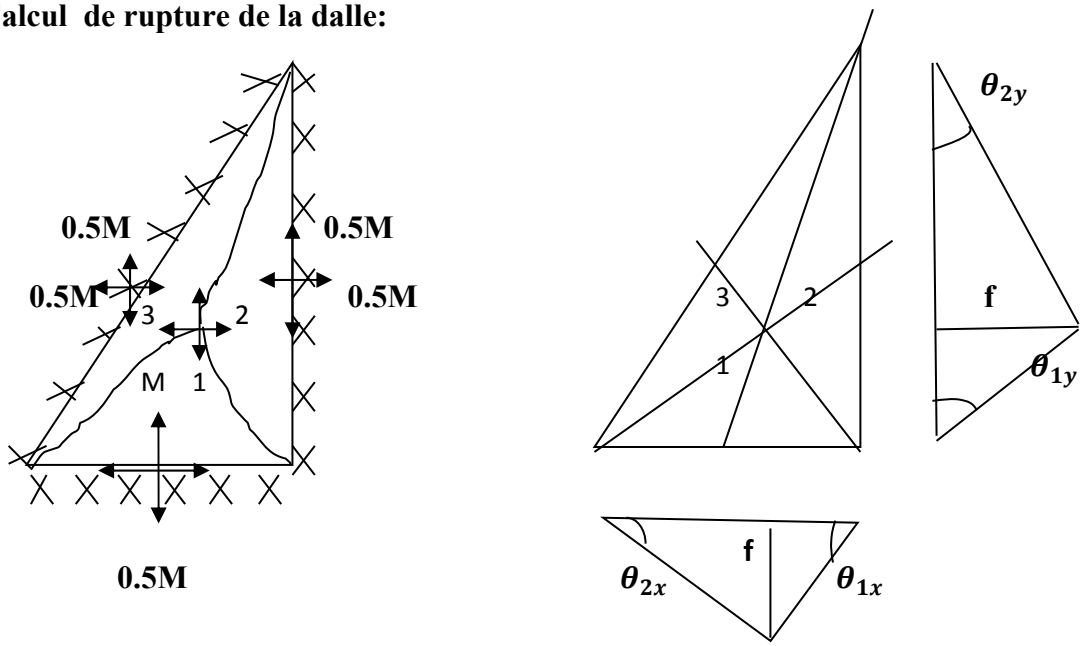



Figure III.3. Le différent Projection de les lignes de rupture sur la dalle.

### III.4.5. Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

| | G(KN/m) | Q(KN/m) | P(KN/m) |
|---|---|---|---|
| ELU | 5.49 | 6 | 16.41 |
| ELS | | | 11.49 |

Tableau III.17: les actions sur la dalle.

Pour calcul le travail externe on doit calculé l'aire total de chargement et le déplacement de CG, Les résultats de calcul sont :

| élément | aire total de chargement | déplacement de CG | travail externe pour une charge pu |
|---|---|---|---|
| 1 | 4.200 | f/3 | 22,9805f |
| 2 | | f/3 | |
| 3 | | f/3 | |

Tableau III.18 : les valeurs du travail externe.

Comme notre dalle est sous forme triangulaire le déplacement de CG égale $f/3$ et après le calcul on trouve que le travail externe égale $22.980f$.

| élément | Moment de rupture M | | longueur L | Rotation θ | travail interne =M.L.θ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | M | | 1.78 | f/0.89 | 2Mf |
| | 0,5M | | 1.78 | f/0.89 | 1Mf |
| 2 | M | | 4.72 | f/1.58 | 2,98Mf |
| | 0,5M | | 4.72 | f/1.58 | 1,49Mf |
| 3 | + | M | 4.72 | f/1.58 | 2,98Mf |
| | - | 0,5M | 4.72 | f/1.58 | 1,49Mf |
| | + | M | 4.72 | f/1,58 | 2,98Mf |
| | - | 0,5M | 4.72 | f/1.58 | 1,49Mf |
| | | | | ∑ | 16,41Mf |

Tableau III.19 : Les valeurs du travail interne.

comme les lignes de ruptures divise la dalle en trois aires la valeur du travail interne égale la somme de ces derniers. Tint=16,41Mf

Donc : 22,9805f =16,41Mf ⇒ M=1,40 KN,m

$$M_u = 1.40 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 1.40 \text{ KN.m.} \\ M_a = 0.70 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

| b (cm) | h (cm) | d (cm) | $\sigma_b$ (MPa) |
|---|---|---|---|
| 100 | 20 | 17.5 | 14.2 |
| $\sigma_s$ (MPa) | $f_{c28}$ (MPa) | $f_e$ (MPa) | $f_{tj}$(MPa) |
| 348 | 25 | 400 | 2.1 |

Tableau III.20 : les données.

**1/ Ferraillage à L'ELU :**

| | Mu (KN.m) | M | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | β | A (cm²) | Amin (cm²) | A choisi (cm²) | $A_{final}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| travée | 1.40 | 0.003 | 0.392 | C.V | 0.998 | 0.230 | 2 | 7HA8=3.51 | 3.51 |
| appuis | 0.70 | 0.001 | | | 0.999 | 0.115 | 2 | 7HA8=3.51 | 3.51 |

Tableau III.21 : Calcul des sections de la dalle pleine.

### III.4.6.condition de non fragilité :

| $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) | $A_{choisi} \geq A_{min}$ |
|---|---|---|
| 7HA8=3,51 | 2 | C.V |

Tableau III.22 : vérification de non fragilité.

Le condition $\mathbf{A_{choisi} \geq A_{min}}$ est verifier donc notre choix de la section est bonne c.-à-d elle résiste au différentes sollicitations.

### 2/ Verification à L'ELS :

| | Travée | Appuis |
|---|---|---|
| $M_{ser}$ (KN.m) | $M_t$ =1.40 | $M_a$ =0.70 |
| $\overline{\sigma_b}$ (MPa) | 15 | |
| y (cm) | 3.616 | 3.153 |
| IG ($cm^4$) | 10655.281 | 8177.073 |
| $\sigma_b$(MPa) | 0.475 | 0.269 |
| $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ | C.V | C.V |

Tableau III.23 :Vérification à l'E.L.S.

### III.4.7.Vérification de l'espacement :

| | $S_t$ (cm) | Min [ 3h ; 33] (cm) | $S_t \leq$ Min [ 3h ; 33] |
|---|---|---|---|
| Travée | 15 | 33 | C.V |
| Appuis | 15 | | |

Tableau III.24: vérification de l'espacement.

### III.4.8. Vérification au cisaillement :

P = 16.4115 KN ; Lx = 1.79 m ; Ly = 4.72 m

| | Suivant X | Suivant Y |
|---|---|---|
| V (KN) | $\frac{P \times Lx \times Ly}{2 \times Ly + Lx} = 12.347$ | $\frac{P \times Lx \times Ly}{3 \times Ly} = 9.792$ |
| $\tau_u$ (MPa) | 0.093 | 0.099 |
| $\overline{\tau_u}$ (MPa) | 1.16 | |
| $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ | Condition vérifié | |

Tableau III.25 :Vérification au cisaillement.

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.4.9.Vérification de la flèche :

**Suivant X :** $M_t$= 1.40 KN.m ; $M_0$= 6.573 KN.m

| 1ere condition | | 2eme condition | |
|---|---|---|---|
| h/Lx | 0.111 | P = A/(b×d) | 0.001 |
| $M_t/(20.M_0)$ | 0.010 | 2/Fe | 0.005 |
| $Lx \geq M_t/(20.M_0)$ | C.V | A/(b×d) ≤ 2/Fe | C.V |

Tableau III.26 :Vérification de flèche de la dalle Suivant X

**Suivant Y :** $M_t$= 1.40 KN.m ; $M_0$= 45.70 KN.m

| 1ere condition | | 2eme condition | |
|---|---|---|---|
| h/Lx | 0.042 | P = A / (b×d) | 0.001 |
| $M_t/(20.M_0)$ | 0.001 | 2/Fe | 0.005 |
| $Lx \geq M_t/(20.M_0)$ | C.V | A / (b×d) ≤ 2/Fe | C.V |

Tableau III.27 : Vérification de flèche de la dalle Suivant Y .

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

## III. 5 .Calcul de la poutre supportant la dalle pleine :

la poutre supportant la dalle pleine a pour rôle de supporté la charge de poids de ce dernière, et elle sera calculée en flexion simple.

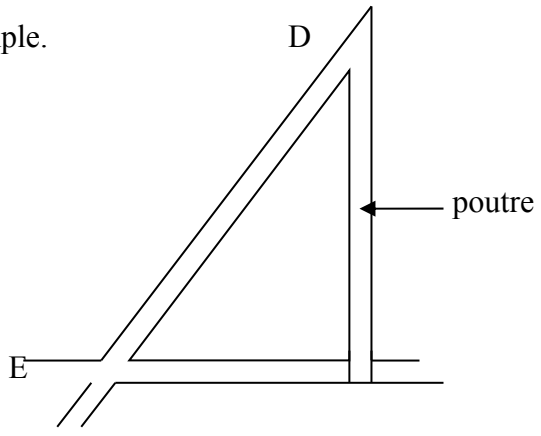



figure III.4 : la disposition de poutre supportant la dalle pleine.

### III.5.1 :Pré dimensionnement :

| L/15 ≤ | h cm | ≤ L/10 |
|---|---|---|
| 0.31 | 35 | 0.47 |

| 0,3h ≤ | b | ≤ 0,7h |
|---|---|---|
| 10.5 | 20 | 24.5 |

Tableau III.28 : Dimensions de poutre.

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont :

| condition | vérification |
|---|---|
| h = 35 cm ≥ 30 cm | C.V |
| b = 20 cm ≥ 20 cm | C.V |
| h/b = 1.75 ≤ 4 | C.V |

Tableau III.29 : vérification des poutre de chainage.

### III.5.2. Evaluation des charges :

| G poutre (KN/m) | poids de dalle (KN/m) | Gt (KN/m) | Q (KN/m) |
|---|---|---|---|
| 1.75 | 4 | 5.75 | 6 |

Tableau III.30 : Evaluation des charges permanentant et exploitation.

### III.5.3.Calcul des sollicitations :

**E.L.U :** Pu=1.35G+1.5Q= 16.76 KN/ml.

**E.L.S :** Ps= G+Q = 11.75 KN/ml.

### III.5.4.Calcul des efforts :

| | Mt (KN.m) | Ma (KN.m) | Ta(KN) | Tb ( KN) |
|---|---|---|---|---|
| ELU | 15.56 | 31.12 | 39.55 | -39.55 |
| ELS | 10.90 | 21.81 | 27.73 | -27.73 |

Tableau III.31 : Calcul des efforts.

### III.5.5. Calcul du ferraillage :

| | b (cm) | h (cm) | d (cm) | e (cm) | c (cm) |
|---|---|---|---|---|---|
| | 20 | 35 | 32 | 3 | 3 |
| $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $f_{c28}$ (MPa) | $\gamma_s$ | $\gamma_b$ | $f_e$ (MPa) |
| 14.2 | 348 | 25 | 1.5 | 1.15 | 400 |

Tableau III.32 : Les données.

**1.À l'E.L.U :**

| | M (KN.m) | μ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | β | A (cm²) | $A_{min}$ (cm²) | $A_{choisi}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Travée | 15.56 | 0.053 | 0.392 | C.V | 0.972 | 1.43 | 0.7 | 3HA14=4.62 |
| Appuis | 31.12 | 0.107 | | | 0.943 | 2.96 | | 3HA14=4.62 |

Tableau III.33 **:** Ferraillage de la poutre de chinage.

**III.5.6.Condition de non fragilité :**

| $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) | $A_{choisi} \geq A_{min}$ |
|---|---|---|
| 3HA14=4.62 | 2 | C.V |

Tableau III.34 : vérification de non fragilité.

**III.5.7.Vérification de l'effort tranchant : (CBA93 A.5.1.2.1) :**

$V_{u\,max}$=39.55 KN (Effort tranchant max)

$\tau_u = \frac{Vu\ max}{b_0 .d} = \frac{39.55\times10^3}{(30\times32)\times10^2} = 0.618$ MPa .

La fissuration est peu nuisible : $\Rightarrow$ $\overline{\tau_u}$ = Min [ $\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}$ ; 5 MPa ] = 4.34 MPa.

Donc : $\tau_u = 0.618$ MPa < $\overline{\tau_u}$ = 4.34 MPa……( Condition vérifier).

**III.5.8.Vérification de l'espacement :**

**En travée :**

| $S_t$ (cm) | Min [h/4 ; 12.33.Ø ] (cm) | $S_t \leq$ Min [h/4 ; 12,33.Ø ] |
|---|---|---|
| 5.4 | 8.75 | Condition vérifié |

Tableau III.35 : vérification de non fragilité.

**En appuis :**

| $S_t$ (cm) | Min [3.h ; 33 ] (cm) | $S_t \leq$ Min [3.h ;33 ] |
|---|---|---|
| 5.4 | 8.75 | Condition vérifier |

Tableau III.36 : vérification de non fragilité.

On adopte : $S_t$ = 10 cm.

### III.5.9.Vérifications nécessaires :

**A/ Vérification de la section minimale:**

Section d'armatures transversales (FeE400).

$\frac{A_t.f_e}{b_0.S_t}$ = 4.186 MPa ≥ 0.4 MPa ……( Condition vérifier).

$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \left(\frac{\tau_u - 0.3f_{t28}}{0.9f_e/\gamma_s}\right)$ ⇒ 0.010 ≥ -0.00004 ……( Condition vérifier).

**B/ Vérification au voisinage de l'appui :**

$V_u$ = 39.55 KN ; $a$ = Min [b – c – 2 ; 0.9d]= Min [15 ; 28.8]= 15 cm.

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{1.5} b_0.a$

39.55 KN ≤ 200 KN……..( Condition vérifier).

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

| $A_t$ | $\frac{\gamma_s.V_u}{f_e}$ | $A_t \geq \frac{\gamma_s.V_u}{f_e}$ |
|---|---|---|
| 4.62 | 1.48 | Condition vérifier |

Tableau III.37 : vérification de non fragilité.

Donc la section droite longitudinale au niveau de l´appui peut équilibrer l´effort tranchant.

**2.À l'E.L.S :**

La fissuration est peu nuisible, donc il faut vérifier la relation suivante : $\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ .

La vérification se fait dans le tableau suivant :

| | Travée | Appuis |
|---|---|---|
| $M_{ser}$ (KN.m) | $M_t$ = 10.90 | $M_a$ =21.81 |
| μ | 0.037 | 0.075 |
| $\mu_l$ | 0.392 | |
| $\mu \leq \mu_l$ | Condition vérifier | |
| B | 0.981 | 0.949 |
| A (cm²) | 0.998 | 2.06 |
| $A_{min}$ (cm²) | 0.7 | |
| $A_{choisi}$ (cm²) | 3HA8 = 1.50 | 4HA10 = 3.14 |
| $\overline{\sigma_b}$ (MPa) | 15 | |
| y (cm) | 7.43 | 10.14 |
| IG ($cm^4$) | 16317.38 | 29457.78 |
| $\sigma_b$(MPa) | 4.96 | 7.51 |
| $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ | Condition vérifier | |

Tableau III.38 : Vérification à l'E.L.S.

**III.5.10. vérification de la flèche :**

| 1ere condition | | 2eme condition | | 3eme condition | |
|---|---|---|---|---|---|
| h/Lx | 0.074 | h/Lx | 0.074 | A/(b×d) | 0.004 |
| 1/16 | 0.062 | $M_t/(10.M_0)$ | 0.033 | 3.6/Fe | 0.009 |
| h/Lx ≥ 1/16 | C.V | $Lx \geq M_t/(20.M_0)$ | C.V | A/(b×d) ≤ 3.6/Fe | C.V |

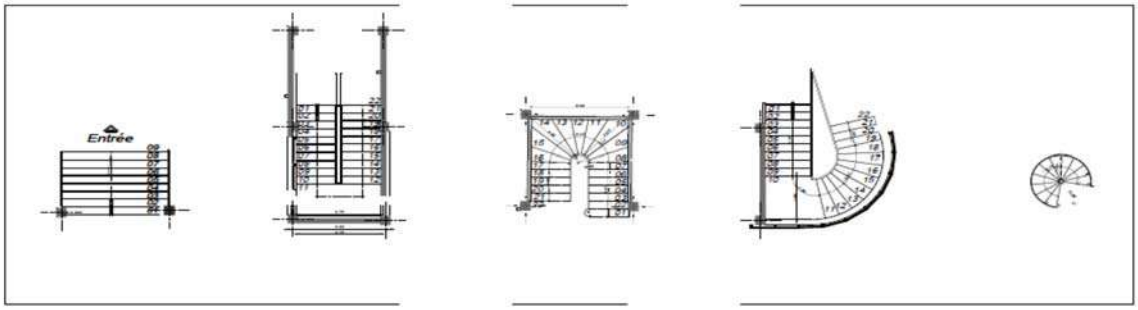
Tableau III.39 : Vérification de flèche de la dalle Suivant Y .

Toutes les conditions sont vérifiées donc la section d'armature transversale et les espacements sont acceptables.

## III.6.Les escaliers

### III.6.1.Introduction :

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur, pour notre projet, il y a cinq types d'escaliers on doit calculer selon les règlements et les vérifications nécessaires .




Type1 Type2 Type3 Type4 Type5

FigureIII.5**:** Représentation de différent type d' escaliers.

**III.6.2. Dimensionnement des éléments d'un escalier:** Pour le dimensionnement des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de **BLONDEL**: 60 cm≤ g +2h ≤ 64 cm

### III.6.3. Calcul les caractéristiques de l'escalier droite (type 1 et type 2) :

| nombre de contre marche (n) | hauteur de contre marche h(cm) | longueur de marche g(cm) | $L_{1\ PALLIER}$ (cm) | $L_{2\ PAILLASSE}$ (cm) |
|---|---|---|---|---|
| 9 | 17 | 30 | 120 | 303 |
| hauteur de l'escalier H (cm) | angle inclinaison de paillasse α° | Longueur de la paillasse L0(cm) | L total (cm) | Epaisseur de paillasse e(cm) |
| 153 | 28.93 | 339 | 423 | 15 |

| nombre de contre marche (n) | hauteur de contre marche h(cm) | longueur de marche g(cm) | $L_{1\ PALLIER}$ (cm) | $L_{2\ PAILLASSE}$ (cm) |
|---|---|---|---|---|
| 11 | 17 | 30 | 120 | 380 |
| hauteur de l'escalier H (cm) | angle inclinaison de paillasse α° | Longueur de la paillasse L0(cm) | L total (cm) | Epaisseur de Paillasse e(cm) |
| 187 | 28.19 | 423 | 500 | 16 |

Tableau III.40 : les différents caractéristiques de l'escalier (type 1 et type 2).

### III.6.4. Evaluation des charges et surcharges:

#### III.6.4.1. Détermination des charges et d'efforts:

| | G(KN/m²) | Q (KN/m²) | $P_u$ (KN/m²) | $P_{ser}$ (KN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| pallier | 5,49 | 4 | 13,41 | 9,49 |
| palliasse | 8,14 | 4 | 16,99 | 12,14 |

| | G (KN/m) | Q (KN/m) | $P_u$ (KN/m²) | $P_{ser}$ (KN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| pallier | 5,74 | 4 | 13,74 | 9,74 |
| pallaisse | 8,60 | 4 | 17,62 | 12,60 |

Tableau III.41 : Combinaisons des efforts de l'escalier (type 1 et type 2) .

#### III.6.4.2 Calcul des sollicitations :

| | Mt (KN.m) | Ma (KN.m) | Tw (KN) | Te( KN) |
|---|---|---|---|---|
| ELU | 30,41 | -19.00 | 35,94 | -35,94 |
| ELS | 21.73 | -13.58 | 25.68 | -25.68 |

Tableau.III.42 : les résultats à ELU et ELS de l'escalier (type 1).

| | Mt (KN.m) | Ma (KN.m) | Tw (KN) | Te( KN) |
|---|---|---|---|---|
| ELU | 44.05 | -27.53 | 44.05 | -44.05 |
| ELS | 31.51 | -19.69 | 31.51 | -31.51 |

Tableau.III.43 : les résultats à ELU et ELS de l'escalier (type2).

### III.6.5. Ferraillage des escaliers :

**Les données :**

b = 100cm ; h = 17cm ; $\phi \leq h/10$ = 1.40cm ; e = 2.5cm ; c= 2.57cm ; d = 14.43 cm ;

$\sigma_b$= 14.2 MPa ; $\sigma_s$ = 348 MPa.

**1/A ELU :**

| μ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | β | A(cm²) | $A_{choisi}$(cm²) | $A_{min}$(cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,102 | 0,392 | C.V | 0,954 | 6,34 | 7HA12=7.92 | 1,7 |

Tableau III.44 : les résultats de calcul à ELU en travée de l'escalier (type1)

| μ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | β | A(cm²) | $A_{choisi}$(cm²) | $A_{min}$(cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,148 | 0,392 | C.V | 0,919 | 9,54 | 10HA12=11.31 | 1,7 |

Tableau III.45 : les résultats de calcul à ELU en travée de l'escalier (type2)

| $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) | $A_{choisi} \geq A_{min}$ |
|---|---|---|
| 7HA12=7.92 | 1,7 | C.V |

| $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{rép} \geq AT/4$ (cm²) | $A_{rép\ choisi}$ |
|---|---|---|
| 7.92 | 1.69 | 6HA8=3.01 |

Tableau III.46 : condition de non fragilité de l'escalier (type1).

| $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) | $A_{choisi} \geq A_{min}$ |
|---|---|---|
| 10HA12=11.31 | 1,7 | C.V |

| $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{rép} \geq AT/4$ (cm²) | $A_{rép\ choisi}$ |
|---|---|---|
| 11.31 | 2,82 | 6HA8=3.01 |

Tableau III.47 : condition de non fragilité de l'escalier (type2).

| St (cm) | 15 | st rép(cm) | 18.00 |
|---|---|---|---|
| St ' (cm) | 33 | St ' (cm) | 33 |
| St ≤ St ' | cv | St rép ≤ St ' | cv |

| St (cm) | 15 | st rép(cm) | 18.00 |
|---|---|---|---|
| St ' (cm) | 33 | St ' (cm) | 33 |
| St ≤ St ' | cv | St rép ≤ St ' | cv |

Tableau III.48 : vérification de l'espacement de l'escalier (type1 et type2).

Alors : esp= 15cm.

| $\tau_u$ (MPa) | $\overline{\tau_u}$ (MPa) | $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ |
|---|---|---|
| 0,249 | 1,16 | C.V |

| $\tau_u$ (MPa) | $\overline{\tau_u}$ (MPa) | $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ |
|---|---|---|
| 0.305 | 1.16 | C.V |

Tableau III.49 : vérification de l'effort tranchant de l'escalier (type1 et type2)

**2/A ELS :**

| μ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | β | A(cm²) | $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$(cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,073 | 0,392 | C.V | 0,967 | 4,47 | 4HA12=4,52 | 1,7 |

Tableau III.50 : les résultats de calcul à ELS en travée de l'escalier (type1)

| μ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | β | A(cm²) | $A_{choisi}$(cm²) | $A_{min}$(cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,106 | 0,392 | C.V | 0,944 | 6,64 | 6HA12=6,78 | 1,7 |

Tableau III.51 : les résultats de calcul à ELS en travée de l'escalier (type2)

| $M_{t\ ser}$ (KN.m) | b (cm) | $h_0$ (cm) | d (cm) | A (cm²) | Y (cm) | I ($cm^4$) | $\sigma_b$ (MPa) | ≤ | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 21,73 | 100 | 17 | 14,43 | 4,52 | 1.77 | 11043.57 | 3.49 | C.V | 15 |

Tableau III.52 : la vérification nécessaire de $\sigma_b$ de l'escalier (type1).

| $M_{t\,ser}$ (KN.m) | b (cm) | $h_0$ (cm) | d (cm) | A ($cm^2$) | Y (cm) | I ($cm^4$) | $\sigma_b$(MPa) | ≤ | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 31.51 | 100 | 17 | 14,43 | 6.78 | 5.01 | 13219.187 | 11.95 | C.V | 15 |

Tableau III.53 : la vérification nécessaire de $\sigma_b$de l'escalier (type2).

**III.6.5.1.vérification de la fléche:**
**1/Pour l'escalier type 1 :**

| $A_t$ ($cm^2$) | $b_0$ (cm) | d (cm) | $\frac{A_t}{(b_0 \times d)}$ | $f_e$ (MPa) | $2/f_e$ | $\frac{A_t}{(b_0 \times d)}$ | ≤ | $2/f_e$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4,52 | 100 | 14,43 | 0,003 | 400 | 0,005 | 0,003 | C.V | 0,005 |

Tableau III.54 : la vérification de 1er condition de la fléche.

| h (cm) | L (m) | h/L | $M_{t\,ser}$ (KN.m) | $M_0$ (KN,m) | $M_{t\,ser}/(20\times M_0)$ | h/L | ≥ | $M_{t\,ser}/(20\times M_0)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 17 | 4,23 | 0,04 | 21,730 | 38,012 | 0,028 | 0,04 | C.V | 0,028 |

Tableau III.55 : la vérification de 2eme condition de la fléche.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**1/Pour l'escalier type 2 :**

| $A_t$ ($cm^2$) | $b_0$ (cm) | d (cm) | $\frac{A_t}{(b_0 \times d)}$ | fe mpa | 2/fe | $\frac{A_t}{(b_0 \times d)}$ | ≤ | 2/fe |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.78 | 100 | 14,43 | 0,004 | 400 | 0,005 | 0,004 | C.V | 0,005 |

Tableau III.56 : vérification de 1er condition de la fléche.

| h (cm) | L (m) | h/L | $M_{t\,ser}$ (KN.m) | $M_0$ (KN,m) | $M_{t\,ser}/(20\times M_0)$ | h/L | ≥ | $M_{t\,ser}/(20\times M_0)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 17 | 5 | 0,034 | 31.51 | 55.06 | 0,0286 | 0,034 | C.V | 0,0286 |

Tableau III.57 : vérification de 2eme condition de la fléche

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.6.6. Calcul de la poutre palière:**

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

### III.6.6.1. Pré dimensionnement (pour le 1er et 2eme type d'escalier) :

**Pour type 1 :** L =3.60m. $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ ; $0.3h \leq b \leq 0.7h$

On obtient : $0.24 \leq h \leq 0.36$ et $9 \leq b \leq 21$ On choisi : **h=30cm** et **b=20cm**

**pour type 2 :** L =2.9m.

On obtient : $0.19 \leq h \leq 0.29$ et $9 \leq b \leq 21$ On choisi : **h=30cm et b=20cm**

### III.6.6.2 Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003 :

b = 20cm ≥ 20cm. (C.V)

h = 30cm ≥ 30cm. (C.V)

h/b = 1.5 < 4 (C.V)

### III.6.6.3. Charges revenants à la poutre :

Les donneés : Fc28=25MPA ; G (double cloison)=2.52KN/m²

| | PP (poutre) (KN/m) | p (double cloison) (KN/m) | Gtotal (KN/m) |
|---|---|---|---|
| Type 1 | 1,5 | 4,93 | 6,43 |
| Type 2 | 1,5 | 6.93 | 8,43 |

Tableau III.58 : calcul de la charge permanant total

### III.6.6.4.Calcul des efforts:

| | RU (KN) | Rsev(KN) | PU(KN/m) | Psev(KN/m) |
|---|---|---|---|---|
| Type 1 | 35,94 | 25,68 | 44,63 | 32,12 |
| Type 2 | 44.05 | 31.51 | 55.43 | 39,94 |

Tableau III.59 : calcul des efforts a ELU et ELS

### III.6.6.5.Calcul des réactions :

| | RA=RB (KN) | Ma (MA=MB) | Mt (KN.m) |
|---|---|---|---|
| ELU | 80,35 | 48,21 | 24,10 |
| ELS | 57,82 | 34,69 | 17,34 |

Tableau III.60 : calcul des réactions e des moments en appuis et en travées pour le 1er Type

| | RA=RB (KN) | Ma (MA=MB) | Mt (KN.m) |
|---|---|---|---|
| ELU | 80,37 | 38,84 | 19.42 |
| ELS | 57,92 | 27.99 | 13.99 |

Tableau III.61 : calcul des réactions e des moments en appuis et en travées pour le 2eme Type

### III.6.6.6. Ferraillage de la poutre palière:

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma s = 1.15$ ; $\sigma s = 348$ MPa

Béton : $fc28 = 25$ MPa ; $\gamma b = 1.5$ ; $\sigma b = 14.2$ MPa

b=100cm, h=30cm, d=27cm, c=3cm, (fissuration peu nuisible)

| | μ | μl | μ≤μl | β | A (cm²) | A choisi (cm²) | A min (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| en travée | 0,023 | 0,392 | C.V | 0,988 | 2,59 | 4HA10=3,14 | 3 |
| en appuis | 0,046 | 0,392 | C.V | 0,976 | 5,25 | 4HA14=6,15 | 3 |

Tableau III.62 : les calculs de ferraillage à ELU en travée et en appuis pour le 1er Type

| | μ | μl | μ≤μl | β | A (cm²) | A choisi (cm²) | A min (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| en travée | 0.018 | 0,392 | C.V | 0.991 | 2.08 | 4HA10=3,14 | 3 |
| en appuis | 0.037 | 0,392 | C.V | 0.982 | 4.21 | 4HA12=4.52 | 3 |

Tableau III.63 : les calculs de ferraillage à ELU en travée et en appuis pour le 2eme Type

### III.6.6.7. Vérifications a L'ELS :

| | μ | μl | μ≤μl | β | A (cm²) | A choisi (cm²) | A min (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| en appuis | 0,033 | 0,392 | cv | 0,983 | 3,75 | 4HA12=4,52 | 3 |
| en travée | 0,016 | 0,392 | cv | 0,992 | 1,86 | 4HA8=2,01 | 3 |

Tableau III.64 : les calculs de ferraillage à ELS en travée et en appuis pour le 1er Type

| | μ | μl | μ≤μl | β | A(cm²) | A choisi(cm²) | A min (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| en appuis | 0.027 | 0,392 | cv | 0.987 | 3.01 | 4HA10=3.014 | 3 |
| en travée | 0.013 | 0,392 | cv | 0.994 | 1.49 | 4HA8=2,01 | 3 |

Tableau III.65 : les calculs de ferraillage à ELS en travée et en appuis pour le 2eme Type.

| | Mt ser (KN,m) | b (cm) | d (cm) | A (cm²) | Y (cm) | I ($cm^4$) | $\sigma_b$ (MPa) | ≤ | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Type 1 | 17.34 | 100 | 27 | 2.01 | 3.74 | 18055.76 | 3.59 | C.V | 15 |
| Type 2 | 13.99 | 100 | 27 | 2.01 | 3.74 | 18055.76 | 2.90 | C.V | 15 |

Tableau III.66 : le vérification nécessaire de $\sigma_b$ a ELS en travée pour le 1er et 2eme Types.

**a. RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.1] ◄◄**

Amin = 0,5% bh

Amax = 4% bh zone courante

Amax = 6% bh zone de recouvrement

| | | A cm2 | Amin=3cm² | Amax =24cm² | correction |
|---|---|---|---|---|---|
| Type 1 | travée | 2,01 | C.N.V | C.V | 4HA10=3,14 |
| | appuis | 4,52 | C.V | C.V | 4AH12=4,52 |
| Type 2 | travée | 2,01 | C.N.V | C.V | 4HA10=3,14 |
| | appuis | 3.14 | C.V | C.V | 4AH10=3.14 |

Tableau III.67 : Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière

**b. Vérification de l'effort tranchant**:

| $\tau_u$ (MPa) | $\overline{\tau_u}$ (MPa) | $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ |
|---|---|---|
| 0,29 | 3,33 | C.V |

Tableau III.68 : vérification de l'effort tranchant pour le 1er et 2eme Type.

**b.1 .Vérification des armatures longitudinales :**

| At (cm²) | ≥ | $(T_{max} \times \gamma_s)$/fe |
|---|---|---|
| 3,14 | C.V | 2,31 |

Tableau III.69 : Vérification des armatures longitudinales pour le 1er et 2eme Type.

**b.2. Vérification de compression dans la bielle de béton:**

| b (cm) | c (cm) | d (cm) | a (cm) | $V_u$ (KN) | ≤ | $0.4\times \frac{f_{c28}}{1.5} \times b_0 \times a$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 100 | 3 | 27 | 24,3 | 80,35 | C.V | 1620 |

Tableau III.70 : Vérification de compression dans la bielle de béton pour le 1er et 2eme Type.

**c. Armatures transversal :**

Diamètre des armature transversales $f_t$ :

$\emptyset_t = 6$ mm.

| $a_t$ (cm²) | $n_t$ | $A_t$(cm²) |
|---|---|---|
| 0.282 | 2 | 0.565 |

Tableau III.71 : Diamètre des armature transversales pour le 1er et 2eme Type

Donc : At choisi =2HA6=0,56cm.

**d.les vérification de l'espacement :**

$S_t \leq$ *min*[0.9 d , 40 cm]= *min*[24.3cm , 40 cm] ; $S_t \leq 24.3$cm.

$S_t \geq \frac{At}{0.003.b}$ ; $S_t \geq 9.42$ cm……( C.V) .

on adopte : St= 16cm.

At $\geq A_{t\,min} = \frac{0.4\, b_0\, S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 100 \times 16.2}{400} = 0.48$cm².

$A_t = 0.56$ cm² $\geq A_{t\,min} = 0.48$cm² ….. ……( C.V).

| A transversales | espacement |
|---|---|
| 2HA6 = 0.56 cm² | 16 cm |

Tableau III.72 : Les armatures transversales et leur espacement pour le 1er 2eme Type

**e. Vérification de la flèche: pour 1er Type**

| A t (cm²) | $b_0$ (cm) | d (cm) | $\frac{A_t}{(b_0 \times d)}$ | fe (MPa) | 2/fe | $\frac{A_t}{(b_0 \times d)}$ | ≤ | 2/fe |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3.14 | 100 | 27 | 0,0011 | 400 | 0,005 | 0,001 | C.V | 0,005 |

Tableau III.73 : vérification de 1er condition de la fléche.

| h (cm) | L (m) | h/L | ≥ | 1/16 |
|---|---|---|---|---|
| 30 | 3,6 | 0,083 | C.V | 0,0625 |

Tableau III.74 : vérification de 2eme condition de la fléche.

| $M_{t\,ser}$ (KN,m) | $M_0$(KN,m) | $\frac{M_t}{20 \times M_0}$ | h/L | ≥ | $\frac{M_t}{20 \times M_0}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 17,347 | 72,315 | 0,011 | 0,083 | C.V | 0,011 |

Tableau III.75 : vérification de 3eme condition de la fléche.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**pour 2eme Type**

| $A_t$ ($cm^2$) | $b_0$ (cm) | d (cm) | $\frac{A_t}{(b_0 \times d)}$ | fe (MPa) | 2/fe | $\frac{A_t}{(b_0 \times d)}$ | ≤ | 2/fe |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3.14 | 100 | 27 | 0,0011 | 400 | 0,005 | 0,001 | C.V | 0,005 |

Tableau III.76 : vérification de 1er condition de la fléche.

| h (cm) | L (m) | h/L | ≥ | 1/16 |
|---|---|---|---|---|
| 30 | 2.9 | 0,103 | cv | 0,0625 |

Tableau III.77 : vérification de 2eme condition de la fléche.

| $M_{t\ ser}$ (KN,m) | $M_0$(KN,m) | $\frac{M_t}{20 \times M_0}$ | h/L | ≥ | $\frac{M_t}{20 \times M_0}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 13.99 | 41.99 | 0.0166 | 0.103 | cv | 0,0166 |

Tableau III.78 : vérification de 2eme condition de la fléche.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

### III.6.7. Calcul les caractéristique de l'escalier balancé 1 (3eme type) :

| nombre de contre marche (n) | hauteur de contre marche h(cm) | longueur de marche g(cm) | $L_{2\ PAILLASSE}$ (cm) | |
|---|---|---|---|---|
| 8 | 17 | 30 | 266 | |
| hauteur de l'escalier H (cm) | angle inclinaison de paillasse α° | Longueur de la paillasse L0(cm) | L total (cm) | Epaisseur de paillasse e(cm) |
| 136 | 29.25 | 298 | 266 | 15 |

| nombre de contre marche (n) | hauteur de contre marche h(cm) | longueur de marche g(cm) | $L_{2\ PAILLASSE}$ (cm) | |
|---|---|---|---|---|
| 6 | 17 | 30 | 190 | |
| hauteur de l'escalier H (cm) | angle inclinaison de paillasse α° | Longueur de la paillasse L0(cm) | L total (cm) | Epaisseur de paillasse e(cm) |
| 102 | 30.54 | 215 | 190 | 15 |

Tableau III.79 : les différents caractéristiques de l'escalier.

#### III.6.7.1. Détermination des charges et d'efforts :

| | G (KN/m) | Q (KN/m) | $P_u$ (KN/m²) | $P_{ser}$ (KN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| Palliasse volée 1 | 8.165 | 4 | 17.02 | 12.16 |
| Palliasse volée 2 | 8.215 | 4 | 17.09 | 12.21 |

Tableau III.80 : Combinaisons des efforts.

#### III.6.7.2. Calcul des sollicitations :

| | | $M_t$(KN.m) | $M_a$ (KN.m) | $T_w$ (KN) | $T_e$( KN) |
|---|---|---|---|---|---|
| Volée 1 | ELU | 12.04 | -7.52 | 22.64 | -22.64 |
| | ELS | 8.60 | -5.37 | 16.17 | -16.17 |
| Volée 2 | ELU | 6.16 | -3.85 | 16.23 | -16.23 |
| | ELS | 4.40 | -2.70 | 11.60 | -11.60 |

Tableau.III.81 : les résultats a ELU et ELS de l'escalier.

#### III.6.7.3. Ferraillage des escaliers :

**Les données :** b = 100cm ; h = 17cm ; $\phi \leq h/10$ = 1.40cm ; e = 2.5cm ; c= 3.20cm ;

d = 14.80 cm ; $\sigma_b$= 14.2 MPa ; $\sigma_s$ = 348 MPa.

**1/A ELU :**

| $\mu$ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | $\beta$ | A (cm²) | $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.0387 | 0,392 | C.V | 0.981 | 2.38 | 6HA12=6.78 | 1,7 |

Tableau III.82 : les résultats de calcul a ELU en travée de 1er volée.

| $\mu$ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | $\beta$ | A (cm²) | $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,0198 | 0,392 | C.V | 0,990 | 1.20 | 6HA12=6.78 | 1,7 |

Tableau III.83 : les résultats de calcul a ELU en travée de 2er volée.

| $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) | $A_{choisi} \geq A_{min}$ |
|---|---|---|
| 6HA12=6.78 | 1,7 | C.V |

| $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{Rép} \geq AT/4$ (cm²) | $A_{Rép\ choisi}$ |
|---|---|---|
| 6.78 | 1.695 | 6HA8=3.01 |

Tableau III.84 : condition de non fragilité de 1er et 2eme volée.

| | | | |
|---|---|---|---|
| $S_t$ (cm) | 17.50 | $S_{t\ Rép}$ (cm) | 18.00 |
| $S_t$ ' (cm) | 33 | $S_t$ ' (cm) | 33 |
| $S_t \leq S_t$ ' | C.V | $S_{t\ Rép} \leq S_t$ ' | C.V |

Tableau III.85 : vérification de l'espacement de 1er et 2eme volée.

| $\tau_u$ (MPa) | $\overline{\tau_u}$ (MPa) | $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ |
|---|---|---|
| 0.152 | 1,16 | C.V |

| $\tau_u$ (MPa) | $\overline{\tau_u}$ (MPa) | $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ |
|---|---|---|
| 0.109 | 1,16 | C.V |

Tableau III.86 : vérification de l'effort tranchant de 1er et 2eme volée.

**2/A ELS :**

| $\mu$ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | $\beta$ | A (cm²) | $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.0276 | 0,392 | cv | 0.986 | 1.69 | 3HA10=2.35 | 1,7 |

Tableau III.87 : les résultats de calcul a ELS en travée de 1er volée.

| $\mu$ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | $\beta$ | A (cm²) | $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,0141 | 0,392 | cv | 0,993 | 0,86 | 3HA10=2.35 | 1,7 |

Tableau III.88 : les résultats de calcul a ELS en travée de 2eme volée.

| $M_{t\,ser}$ (KN.m) | b (cm) | $h_0$ (cm) | d (cm) | A ($cm^2$) | Y (cm) | I ($cm^4$) | $\sigma_b$ (MPa) | ≤ | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8.60 | 100 | 17 | 14,8 | 2.35 | 2.89 | 5804.715 | 4.29 | C.V | 15 |

Tableau III.89 : le vérification necessaire de $\sigma_b$ de 1er volée.

| $M_{t\,ser}$ (KN.m) | b (cm) | $h_0$ (cm) | d (cm) | A ($cm^2$) | Y (cm) | I ($cm^4$) | $\sigma_b$ (MPa) | ≤ | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.40 | 100 | 17 | 14,8 | 2.35 | 2.89 | 5804.715 | 2.20 | C.V | 15 |

Tableau III.90 : le vérification necessaire de $\sigma_b$ de 2eme volée.

**III.6.7.4.Vérification de la fléche**:

**Pour 1er volée :**

| $A_t$ ($cm^2$) | $b_0$ (cm) | d (cm) | $\frac{A_t}{b_0 \times d}$ | $f_e$ (MPa) | $\frac{2}{f_e}$ | $\frac{A_t}{b_0 \times d}$ | ≤ | $\frac{2}{f_e}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.35 | 100 | 14,8 | 0,0015 | 400 | 0,005 | 0,0015 | C.V | 0,005 |

Tableau III.91: vérification de 1er condition de la fléche.

| h (cm) | L (m) | $\frac{h}{L}$ | $M_{t\,ser}$ (KN.m) | $M_0$ (KN.m) | $\frac{M_{t\,ser}}{20 \times M_0}$ | $\frac{h}{L}$ | ≥ | $\frac{M_{t\,ser}}{20 \times M_0}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 17 | 2.66 | 0,063 | 8.60 | 10.75 | 0.04 | 0.063 | C.V | 0.04 |

Tableau III.92 : vérification de 2eme condition de la fléche.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**pour 2eme volée :**

| $A_t$ ($cm^2$) | $b_0$ (cm) | d (cm) | $\frac{A_t}{b_0 \times d}$ | $f_e$ (MPa) | $\frac{2}{f_e}$ | $\frac{A_t}{b_0 \times d}$ | ≤ | $\frac{2}{f_e}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.35 | 100 | 14,8 | 0,0015 | 400 | 0,005 | 0,0015 | C.V | 0,005 |

Tableau III.93 : vérification de 1er condition de la fléche.

| h (cm) | L (m) | $\frac{h}{L}$ | $M_{t\,ser}$ (KN.m) | $M_0$ (KN.m) | $\frac{M_{t\,ser}}{20 \times M_0}$ | $\frac{h}{L}$ | ≥ | $\frac{M_{t\,ser}}{20 \times M_0}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 17 | 1.9 | 0,089 | 4.40 | 5.51 | 0.04 | 0.089 | C.V | 0,04 |

Tableau III.94 : vérification de 2eme condition de la fléche.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.6.7.5. Etude la partie tournante :

### III.6.7.5.1. Évaluation des charges et d'efforts de la palliasse :

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$ ⟶ 0.09cm ≤ e ≤ 0.11cm on adopte : e =15cm

| a (m) | b (m) | L (m) | Q (KN/m) | $G_{paillaise}$ (KN/m) | $P_u$ (kN/m²) | $P_{ser}$ (kN/m²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 2,11 | 0,34 | 3,43 | 4 | 6.615 | 14.93 | 10.61 |

TableauIII.95 : calcul des effort a ELU et ELS.

| | $M_0$ ( KN.m) | $M_t$(KN.m) | $T_w$(KN) |
|---|---|---|---|
| ELU | 22.03 | 12.28 | 51.29 |
| ELS | 15.66 | 8.73 | 36.47 |

Tableau III.96 : calcul des moments et l'effort tranchant.

### III.6.7.6. Ferraillage de la partie tournante :

**Les données :** b = 100cm ; h = 17cm ; $\phi \leq h/10$ = 1.40cm ; e = 2.5cm ; c= 3.20cm ;

d = 14.80 cm ; $\sigma_b$= 14.2 MPa ; $\sigma_s$ = 348 MPa.

**1/A ELU**

| μ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | β | A (cm²) | $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,039 | 0,392 | C.V | 0,98 | 2.43 | 6HA12=6.78 | 1,7 |

Tableau III.97 : les résultats de calcul a ELU en travée.

| $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) | $A_{choisi} \geq A_{min}$ |
|---|---|---|
| 6HA12=6.78 | 1,7 | C.V |

| $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{Rép} \geq AT/4$ (cm²) | $A_{Rép\ choisi}$ (cm²) |
|---|---|---|
| 6.78 | 1.695 | 6HA8=3.01 |

Tableau III.98 : condition de non fragilité.

| | | | |
|---|---|---|---|
| $S_t$ (cm) | 17.5 | $S_{t\ Rép}$(cm) | 18.00 |
| $S_t$ ' (cm) | 33 | $S_t$ ' (cm) | 33 |
| $S_t \leq S_t$ ' | C.V | $S_{t\ Rép} \leq S_t$ ' | C.V |

Tableau III.99 : vérification de l'espacement.

**2/A ELS :**

| $\mu$ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | $\beta$ | A ($cm^2$) | $A_{choisi}$ ($cm^2$) | $A_{min}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,028 | 0,392 | C.V | 0,986 | 1.72 | 3HA10=2.35 | 1,7 |

Tableau III.100 : les résultats de calcul a ELS en travée.

| $Mt_{ser}$ (KN,m) | b (cm) | $h_0$ (cm) | d (cm) | A ($cm^2$) | Y (cm) | I ($cm^4$) | $\sigma_b$ (MPa) | $\leq$ | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8.73 | 100 | 17 | 14,8 | 2.35 | 2.89 | 5804.715 | 4.36 | C.V | 15 |

Tableau III.101 : le vérification necessaire de $\sigma_b$.

**III.6.7.7.vérification de la fléche**:

| $A_t$ $Cm^2$ | $b_0$ cm | d cm | $\frac{A_t}{b_0 \times d}$ | $f_e$ mpa | $\frac{2}{f_e}$ | $\frac{A_t}{b_0 \times d}$ | $\leq$ | $\frac{2}{f_e}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.35 | 100 | 14,8 | 0,0015 | 400 | 0,005 | 0,0015 | C.V | 0,005 |

TableauvéIII.102 : vérification de 1er condition de la fléche.

| h (cm) | L (m) | $\frac{h}{L}$ | $Mt_{ser}$ (KN,m) | $M_0$ KN,m | $\frac{M_t}{20 \times M_0}$ | $\frac{h}{L}$ | $\geq$ | $\frac{M_t}{20 \times M_0}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 17 | 3.43 | 0,049 | 8.73 | 15.66 | 0.027 | 0.049 | C.V | 0,027 |

Tableau III.103 : vérification de 2eme condition de la fléche.

**III.6.7.8.Les consoles :**

**1/ Introduction:**

Ces consoles sont de type longue de 2,22m de longueur, elles se trouvent au niveau de (RDC+1er étage) supportant la paillasse l'escalier, le calcul des efforts tranchants et des moments s'effectue suivant la Résistance des Matériaux.

**2/ Pré dimensionnement :**

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{15}$ et $0.3h \leq b \leq 0.7h$

On choisi **: h=30cm et b=20cm**

**3/ Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003 :**

b = 20cm ≥ 20cm. (C.V) , h = 30cm ≥ 30cm. (C.V) , h/b = 1.5 < 4 (C.V)

**4/ Détermination des charges et des moments :**

| $G\ poutre$ (KN/m) | G paillais (KN/m) | G total (KN/m) | Q (KN/m) |
|---|---|---|---|
| 1,5 | 6.615 | 8.115 | 4 |

Tableau III.104 : calcul de des charges.

| Ru (KN) | Rs (KN) | Pu (KN/m) | Ps (KN/m) |
|---|---|---|---|
| 51.29 | 36.47 | 16.95 | 12.115 |

Tableau III.105 : calcul des sollicitation

| | Ma (KN.m) | T (KN) |
|---|---|---|
| ELU | -41.78 | -37.64 |
| ELS | -29.85 | -26.89 |

Tableau III.106 : calcul de moment et l'effort tranchant a ELUet ELS.

**5/ Ferraillage de console :**

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma s = 1.15$ ; $\sigma s = 348$ MPa

Béton : fc28 = 25 MPa ; $\gamma b = 1.5$ ; $\sigma b = 14.2$ MPa

b=100cm, h=30cm, d=26.8cm, c=3.2cm, (fissuration peu nuisible)

**1/A ELU**

| μ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | β | A(cm²) | $A_{choisi}$(cm²) | $A_{min}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,040 | 0,392 | C.V | 0,980 | 4.57 | 3HA16+3HA12=9.42 | 3 |

Tableau III.107 : les résultats de calcul a ELU en travée.

**6/ Vérifications nécessaires :**

**a.Vérification de la section minimale :**

| $A_t$ (cm²) | $F_e$ (MPa) | $b_0$ (cm) | $S_t$ (cm) | $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t}$ | $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 9.42 | 400 | 100 | 14,2 | 2.65 | C.V |

Tableau III.108 : Vérification de la section minimale.

| $\tau_u$ (MPa) | $\overline{\tau_u}$ (MPa) | $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ |
|---|---|---|
| 0.702 | 3.333 | C.V |

Tableau III.109 : vérification de l'effort tranchant

**b. Vérification de compression dans la bielle de béton:**

| b (cm) | c (cm) | d (cm) | a (cm) | $V_u$ (KN) | ≤ | $0{,}4 \times \left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) \times b0 \times a$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 20 | 2 | 26.8 | 16 | 37.64 | C.V | 213.33 |

Tableau III.110 : Vérification de compression dans la bielle de béton.

**c. Vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:**

| $\sigma_m$ (MPa) | ≤ | $\frac{1{,}3 \times f_{c28}}{1.5}$ |
|---|---|---|
| 2,35 | C.V | 21,66 |

| A (cm²) | ≥ | $\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$ |
|---|---|---|
| 9.42 | C.V | 1.08 |

Tableau III.111 : Vérification de la contrainte de compression.

**2/A ELS :**

| μ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | β | A (cm²) | $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,029 | 0,392 | C.V | 0,985 | 3.24 | 4HA12=4.52 | 3 |

Tableau III.112: les résultats de calcul a ELS en travée.

| $M_{t\,ser}$ (KN,m) | b (cm) | $h_0$ (cm) | d (cm) | A (cm²) | Y (cm) | I ($cm^4$) | $\sigma_b$ (MPa) | ≤ | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 29.85 | 20 | 30 | 26.8 | 4.52 | 5.38 | 32126.506 | 5.00 | cv | 15 |

Tableau III.113 : le vérification necessaire de σb.

**7/ Vérification de la flèche**:

| $A_t$ (cm²) | $b_0$ (cm) | d (cm) | $\frac{A_t}{b_0 \times d}$ | $f_e$ (MPa) | $\frac{2}{f_e}$ | $\frac{A_t}{b_0 \times d}$ | ≤ | $\frac{2}{f_e}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.52 | 20 | 26.8 | 0,008 | 400 | 0,005 | 0,008 | C.N.V | 0,005 |

Tableau III.114 : vérification de 1er condition de la flèche

| h (cm) | L (m) | $\frac{h}{L}$ | $M_{t\,ser}$ $(KN.m)$ | $M_0$ (KN.m) | $\frac{M_t}{20 \times M_0}$ | $\frac{h}{L}$ | ≥ | $\frac{M_t}{20 \times M_0}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 30 | 2.22 | 0.135 | 29.85 | 7.46 | 0.2 | 0.135 | C.N.V | 0.2 |

Tableau III.115 : vérification de 2eme condition de la flèche.

**8/ Calcul de la flèche :**

| A (cm²) | M (KN.m) | ρ | β | $\sigma s$ *(MPa)* | μ | Y (cm) | $\lambda_i$ | $\lambda_v$ | $E_i$ (MPa) | $E_v$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.52 | 29.85 | 0.008 | 0.869 | 283.6 | 0.684 | 20.9 | 2.49 | 0.99 | 32164,2 | 10721.4 |
| $I_0$ ($cm^4$) | $I_{fi}$ ($cm^4$) | $I_{fv}$ ($cm^4$) | | $F_i$ (mm) | $F_v$ (mm) | ΔF (mm) | $F_{adm}$ (mm) | | ΔF < $F_{adm}$ | |
| 38087.32 | 15483.78 | 24903.72 | | 2.95 | 5.51 | 2.55 | 4.44 | | C.V | |

Tableau III.116 : résultats de calcul de la flèche.

### III.6.8.Calcul les caractéristique de escalier balancé 2 (4eme type) :

| nombre de contre marche (n) | hauteur de contre marche h(cm) | longueur de marche g(cm) | $L_{1\ PALLIER}$ (cm) | $L_{2\ PAILLASSE}$ (cm) |
|---|---|---|---|---|
| 10 | 17 | 30 | 168 | 342 |
| hauteur de l'escalier H (cm) | angle inclinaison de paillasse α° | Longueur de la paillasse L0(cm) | L total (cm) | Epaisseur de paillasse e(cm) |
| 170 | 28.45 | 381 | 510 | 15 |

| nombre de contre marche (n) | hauteur de contre marche h(cm) | longueur de marche g(cm) | $L_{2\ PAILLASSE}$ (cm) | |
|---|---|---|---|---|
| 4 | 17 | 30 | 140 | |
| hauteur de l'escalier H (cm) | angle inclinaison de paillasse α° | Longueur de la paillasse L0(cm) | L total (cm) | Epaisseur de paillasse e(cm) |
| 68 | 34.13 | 132 | 114 | 15 |

Tableau III.117 : les différents caractéristiques de l'escalier.

### III.6.8.1. Détermination des charges et d'efforts :

| | | G (KN/m) | Q (KN/m) | $P_u$ (KN/m²) | $P_{ser}$ (KN/m²) |
|---|---|---|---|---|---|
| Palliasse | volée1 | 8.125 | 4 | 16.96 | 12.125 |
| Pallier | | 5.49 | 4 | 13.41 | 9.49 |
| Palliasse | Volée2 | 8.995 | 4 | 18.143 | 12.995 |

Tableau III.118 :Combinaisons des efforts.

### III.6.8.2.Calcul des sollicitations :

| | | $M_t$ (KN.m) | $M_a$ (KN.m) | $T_w$ (KN) | $T_e$( KN) |
|---|---|---|---|---|---|
| Volée 1 | ELU | 44.135 | -27.584 | 43.270 | -43.270 |
| | ELS | 31.537 | -19.710 | 30.918 | -30.918 |
| Volée 2 | ELU | 2.357 | -1.473 | 10.341 | -10.341 |
| | ELS | 1.688 | -1.055 | 7.407 | -7.407 |

Tableau.III.119 : les résultats a ELU et ELS de l'escalier

### III.6.8.3.Ferraillage des escaliers :

**Les données :**

b = 100cm ; h = 17cm ; $\phi \leq h/10$ = 1.4 cm ; e = 2.5cm ; c= 3.2cm ; d = 14.8cm ;

$\sigma_b$= 14.2 MPa ; $\sigma_s$ = 348 MPa.

**1/A ELU :**

| μ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | β | A (cm²) | $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.141 | 0.392 | C.V | 0.923 | 9.28 | 10HA12=11.31 | 1.7 |

Tableau III.120 : les résultats de calcul a ELU en travée de 1er volée.

| μ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | β | A (cm²) | $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.007 | 0.392 | C.V | 0.996 | 0.45 | 10HA12=11.31 | 1.7 |

Tableau III.121 : les résultats de calcul a ELU en travée de 2er volée.

| $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) | $A_{choisi} \geq A_{min}$ |
|---|---|---|
| 10HA11=11.31 | 1.7 | C.V |

| $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{rép} \geq \frac{A_t}{4}$ (cm²) | $A_{rép\ choisi}$ (cm²) |
|---|---|---|
| 11.31 | 2.82 | 2(5HA8)=4.62 |

Tableau III.122 : condition de non fragilité de1er et 2emevolée.

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $S_t$ (cm) | 15 | $S_t$ rép(cm) | 19.00 | $S_t$ (cm) | 15 | $S_t$ rép(cm) | 19.00 |
| $S_t$ '(cm) | 33 | $S_t$ ' (cm) | 33 | $S_t$ ' (cm) | 33 | $S_t$ ' (cm) | 33 |
| $S_t \leq S_t$ ' | cv | $S_t$ rép $\leq S_t$ ' | C.V | $S_t \leq S_t$' | C.V | $S_t$ rép $\leq S_t$ ' | C.V |

Tableau III.123 : vérification de l'espacement de 1er et 2eme volée

| $\tau_u$ (MPa) | $\overline{\tau_u}$ (MPa) | $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ |
|---|---|---|
| 0.292 | 1,16 | C.V |

| $\tau_u$ (MPa) | $\overline{\tau_u}$ (MPa) | $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ |
|---|---|---|
| 0.069 | 1,16 | C.V |

Tableau III.124: vérification de l'effort tranchant de 1er et 2eme volée

**2/A ELS :**

| μ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | β | A (cm²) | $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.101 | 0.392 | C.V | 0.946 | 6.47 | 4HA16=8.04 | 1.7 |

Tableau III.125 : les résultats de calcul a ELS en travée de 1er volée

| μ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | β | A (cm²) | $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.005 | 0.392 | C.V | 0.997 | 0.32 | 3HA10=2.35 | 1.7 |

Tableau III.126 : les résultats de calcul a ELS en travée de 2eme volée

| $M_{t\,ser}$ KN,m | b (cm) | $h_0$ (cm) | d (cm) | A ($cm^2$) | Y (cm) | I ($cm^4$) | $\sigma_b$ (MPa) | ≤ | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 31.53 | 100 | 17 | 14.8 | 8.04 | 5.25 | 15823.086 | 10.46 | C.V | 15 |

Tableau III.127 : le vérification necessaire de σb de 1er volée

| $M_{t\,ser}$ KN,m | b (cm) | $h_0$ (cm) | d (cm) | A ($cm^2$) | Y (cm) | I ($cm^4$) | $\sigma_b$ (MPa) | ≤ | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.68 | 100 | 17 | 14.8 | 2.35 | 2.89 | 5804.715 | 0.84 | C.V | 15 |

Tableau III.128 : le vérification nécessaire de σb de 2eme volée

**III.6.8.4.Vérification de la fléche**:

**Pour 1er volée**

| $A_t$ ($cm^2$) | $b_0$ (cm) | d (cm) | $\frac{A_t}{b_0 \times d}$ | $f_e$ ( MPa) | $\frac{2}{f_e}$ | $\frac{A_t}{b_0 \times d}$ | ≤ | $\frac{2}{f_e}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8.04 | 100 | 14.8 | 0.005 | 400 | 0,005 | 0.005 | C.V | 0,005 |

Tableau III.129: vérification de 1er condition de la fléche.

| h (cm) | L (m) | $\frac{h}{L}$ | $M_{t\,ser}$ KN,m | $M_0$ KN,m | $\frac{M_t}{20 \times M_0}$ | $\frac{h}{L}$ | ≥ | $\frac{M_t}{20 \times M_0}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 17 | 5.10 | 0,033 | 31.53 | 39.42 | 0.04 | 0.033 | C.N.V | 0.04 |

Tableau III.130 : vérification de 2eme condition de la fléche.

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

| A ($cm^2$) | M (KN.m) | ρ | β | σs (MPa) | μ | Y (cm) | $\lambda_i$ | $\lambda_v$ | $E_i$ (MPa) | $E_v$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8.04 | 31.53 | 0.005 | 0.902 | 285.94 | 0.549 | 12.1 | 3.97 | 1.58 | 32164.2 | 10721.4 |
| $I_0$ ($cm^4$) | $I_{fi}$ ($cm^4$) | $I_{fv}$ ($cm^4$) | | $F_i$ (mm) | $F_v$ (mm) | ΔF (mm) | $F_{adm}$ (mm) | | $\Delta F < F_{adm}$ | |
| 50074.07 | 17321.73 | 29424.46 | | 14.72 | 26.00 | 11.27 | 101 | | C.V | |

Tableau III.131 : résultats de calcul de la flèche.

**pour 2me volée**

| $A_t$ ($cm^2$) | $b_0$ (cm) | d (cm) | $\frac{A_t}{b_0 \times d}$ | $f_e$ ( MPa) | $\frac{2}{f_e}$ | $\frac{A_t}{b_0 \times d}$ | ≤ | $\frac{2}{f_e}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.35 | 100 | 14,8 | 0,0015 | 400 | 0,005 | 0,0015 | C.V | 0,005 |

Tableau III.132 : vérification de 1er condition de la fléche.

| h (cm) | L (m) | $\frac{h}{L}$ | $M_{t\,ser}$ KN,m | $M_0$ KN,m | $\frac{M_t}{20 \times M_0}$ | $\frac{h}{L}$ | ≥ | $\frac{M_t}{20 \times M_0}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 17 | 1.14 | 0,149 | 1.68 | 2.11 | 0.04 | 0.149 | C.V | 0,04 |

Tableau III.133 : vérification de 2eme condition de la fléche.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.6.8.5.Etude la partie tournante :

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$ ⟶ 7.20cm≤ e ≤ 8.40cm adopte : e =15cm

| a (m) | b (m) | L (m) | Q (KN/m) | G paillaise (KN/m) | Pu (KN/m²) | Pser (KN/m²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.55 | 0.24 | 2.53 | 4 | 6.615 | 14.930 | 10.615 |

TableauIII.134 : calcul des effort a ELU et ELS.

| | $M_0$ ( KN,m) | $M_t$KN,m) | $T_w$(KN) |
|---|---|---|---|
| ELU | 11.955 | 6.617 | 37.788 |
| ELS | 8.499 | 4.704 | 26.866 |

Tableau III.135 : calcul des moments et l'effort tranchant.

### III.6.8.6.Ferraillage de la partie tournante :

**Les données :** b = 100cm ; h = 17cm ; $\phi \leq h/10$ = 1.40cm ; e = 2.5cm ; c= 3.20cm ;

d = 14.80 cm ; $\sigma_b$= 14.2 MPa ; $\sigma_s = 348$ MPa.

**1/A ELU**

| μ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | β | A (cm²) | A choisi (cm²) | A min (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.021 | 0.392 | C.V | 0.989 | 1.29 | 10HA12=11.31 | 1.7 |

Tableau III.136 : les résultats de calcul a ELU en travée.

| A choisi (cm²) | A min (cm²) | A choisi≥A min |
|---|---|---|
| 10HA12=11.31 | 1,7 | C.V |

| A choisi (cm²) | A rép $\geq \frac{A_t}{4}$ (cm²) | A rép choisi (cm²) |
|---|---|---|
| 11.31 | 2.82 | 2(5HA8)=4.62 |

Tableau III.137 : condition de non fragilité.

| $S_t$ (cm) | 18.00 | $S_t$ rép(cm) | 19.00 |
|---|---|---|---|
| $S_t$ '(cm) | 33 | $S_t$ '(cm) | 33 |
| $S_t \leq S_t$ ' | C.V | $S_t$rép ≤ $S_t$ ' | C.V |

Tableau III.138 : vérification de l'espacement.

**2/A ELS :**

| $\mu$ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | $\beta$ | A (cm²) | $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.015 | 0.392 | C.V | 0.992 | 0.92 | 4HA8=2.01 | 1.7 |

Tableau III.139 : les résultats de calcul a ELS en travée.

| $M_{t\,ser}$ (KN,m) | b (cm) | $h_0$ (cm) | d (cm) | A (cm²) | Y (cm) | I ($cm^4$) | $\sigma_b$ (MPa) | ≤ | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.704 | 100 | 17 | 14.8 | 2.01 | 2.70 | 5070.361 | 2.50 | C.V | 15 |

Tableau III.140: le vérification necessaire de $\sigma_b$ .

**III.6.8.7.Vérification de la fléche**:

| $A_t$ (cm²) | $b_0$ (cm) | d ( cm) | $\frac{A_t}{b_0 \times d}$ | $f_e$ (MPa) | $\frac{2}{f_e}$ | $\frac{A_t}{b_0 \times d}$ | ≤ | $\frac{2}{f_e}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.01 | 100 | 14,8 | 0,0013 | 400 | 0,005 | 0,0013 | C.V | 0,005 |

Tableau III.141: vérification de 1er condition de la flèche.

| h (cm) | L ( m) | $\frac{h}{L}$ | $M_{t\,ser}$ (KN,m) | $M_0$ (KN,m) | $\frac{M_t}{20 \times M_0}$ | $\frac{h}{L}$ | ≥ | $\frac{M_t}{20 \times M_0}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 17 | 2.53 | 0,067 | 4.704 | 8.499 | 0.027 | 0.067 | C.V | 0,027 |

Tableau III.142 : vérification de 2eme condition de la flèche.

**III.6.8.8.Les consoles :**

**1/ Pré dimensionnement :** **L=1.5m**

On choisi **:** **h=30cm et b=20cm**

**2/ Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003 :**

b = 20cm ≥ 20cm. (C.V)

h = 30cm ≥ 30cm. (C.V)

h/b = 1.5 < 4 (C.V)

**3/ Détermination des charges et des moments :**

| G poutre (KN/m) | G double cloison (KN/m²) | L double cloison (m) | Pdouble cloison (KN/ml) | G total (KN) | Q (KN/m) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1,5 | 2,52 | 1,5 | 3,78 | 5,28 | 4 |

Tableau III.143 : calcul de des charges.

| Ru (KN/m) | Rs (KN/m) | Pu (KN/m) | Ps (KN/m) |
|---|---|---|---|
| 37.78 | 26.86 | 44.91 | 32.14 |

Tableau III.144 : calcul des sollicitation

| | $M_a$ (KN.m) | T (KN) |
|---|---|---|
| ELU | -50.53 | -67.37 |
| ELS | -36.16 | -48.21 |

Tableau III.145: calcul de moment et l'effort tranchant a ELUet ELS.

**4/ Ferraillage de console :**

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; γs = 1.15 ; σs = 348 MPa

Béton : fc28 = 25 MPa ; γb = 1.5 ; σb = 14.2 MPa

b=100cm, h=30cm, d=26.8cm, c=3.2cm, (fissuration peu nuisible)

**1/A ELU**

| μ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | β | A (cm²) | $A_{choisi}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.049 | 0.392 | C.V | 0.974 | 5.56 | 3HA16+3HA12=9.42 | 0.6 |

Tableau III.146 : les résultats de calcul a ELU en travée.

**5/ Vérifications nécessaires :**

**a. Vérification de la section minimale :**

| $A_t$ (cm²) | $f_e$ (MPa) | $b_0$ (cm) | $S_t$ (cm) | $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t}$ | $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 9.42 | 400 | 30 | 10 | 12.56 | C.V |

Tableau III.147 : Vérification de la section minimale.

| $\tau_u$ (MPa) | $\bar{\tau_u}$ (MPa) | $\tau_u \leq \bar{\tau_u}$ |
|---|---|---|
| 1.25 | 3.33 | C.V |

Tableau III.148 : vérification de l'effort tranchant

**b. Vérification de compression dans la bielle de béton:**

| b (cm) | c (cm) | d (cm) | a (cm) | $V_u$ (KN) | ≤ | $0{,}4\times(\frac{fc28}{1.5})\times b_0 \times a$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 20 | 2 | 27.3 | 16 | 48.21 | C.V | 213.33 |

Tableau III.149 : Vérification de compression dans la bielle de béton.

**c.Vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:**

| $\sigma_m$ | ≤ | $\frac{1.3 \times f_{c28}}{1.5}$ |
|---|---|---|
| 4.21 | C.V | 21,66 |

| A (cm²) | ≥ | $\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$ |
|---|---|---|
| 9.42 | C.V | 1.93 |

Tableau III.150 : Vérification de la contrainte de compression.

**2/A ELS :**

| μ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | β | A (cm²) | A choisi (cm²) | A min (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,035 | 0,392 | C.V | 0,982 | 3.87 | 3HA14=4.62 | 3 |

Tableau III.151 : les résultats de calcul a ELS en travée.

| $M_{t\,ser}$ (KN,m) | b (cm) | $h_0$ (cm) | d (cm) | A (cm²) | Y (cm) | I ($cm^4$) | $\sigma_b$ (MPa) | ≤ | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 33.68 | 20 | 30 | 27.3 | 4.62 | 5.49 | 34050.169 | 5.43 | C.V | 15 |

Tableau III.152 : le vérification necessaire de σb**.**

**6/ Vérification de la flèche**:

| $A_t$ (cm²) | $b_0$ (cm) | d (cm) | $\frac{A_t}{b_0 \times d}$ | $f_e$ (MPa) | $\frac{4.2}{f_e}$ | $\frac{A_t}{b_0 \times d}$ | ≤ | $\frac{4.2}{f_e}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.62 | 20 | 27.3 | 0,008 | 400 | 0,0105 | 0,008 | C.V | 0,0105 |

Tableau III.153 : vérification de 1er condition de la flèche.

| h (cm) | L (m) | $\frac{h}{L}$ | $M_{t\,ser}$ (KN,m) | $M_0$ (KN,m) | $\frac{M_t}{20 \times M_0}$ | $\frac{h}{L}$ | ≥ | $\frac{M_t}{20 \times M_0}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 30 | 1.50 | 0.2 | 33.68 | 9.04 | 0.18 | 0.2 | C.V | 0.18 |

Tableau III.154 : vérification de 2eme condition de la flèche.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.6.9.Escalier hélicoïdal ( 5eme type) :

#### III.6.9.1.Introduction :

Escalier hélicoïdal convient pour des cages circulaires ou carrées. Les rayons courants vont de 1 mètre à 2 mètre. Le garde-corps peut être métallique et scellé en extrémité de marche ou en béton armé et préfabriqué en même temps que la marche .

#### III.6.9.2.Évaluation des charges et surcharge :

Surcharge de la palliasse **:G=6.615KN/m2**

Surcharge d'exploitation : $Q$**=4** $kN/m^2$**.**

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$ ⟶ 9cm ≤ e ≤ 11cm on adopte : e=15cm

**Les données :** a =1m ; b = 0.08m ; L = 1.68m.

#### III.6.9.3.Détermination des efforts:

| Q (KN/m) | G paillaise (KN/m) | $P_u$ (kN/m²) | $P_{ser}$ (kN/m²) |
|---|---|---|---|
| 4 | 6.615 | 14.93 | 10.61 |

Tableau III.155 : calcul des effort a ELU et ELS.

#### III.6.9.4.Calcul des sollicitations :

| | $M_0$ ( KN,m) | $M_t$ (KN,m) | $T_w$ (KN) |
|---|---|---|---|
| ELU | 5.28 | 2.65 | 25.13 |
| ELS | 3.75 | 1.88 | 17.86 |

Tableau III.156 : calcul des moments et l'effort tranchant.

#### III.6.9.5.Ferraillage des escaliers :

**Les données de escalier :**

b = 100cm ; h = 17cm ; $\phi \leq h/10$ = 1.40cm ; e = 2.5cm ; c= 3.20cm ; d = 14.80 cm ;

$\sigma_b$= 14.2 MPa ; $\sigma_s$ = 348 MPa.

**1/A ELU**

| $\mu$ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | $\beta$ | A ($cm^2$) | $A_{choisi}$ ($cm^2$) | $A_{min}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,008 | 0,392 | C.V | 0,996 | 0.51 | 6HA12=6.78 | 1,7 |

Tableau III.157 : les résultats de calcul a ELU en travée.

| $A_{choisi}$ ($cm^2$) | $A_{min}$ ($cm^2$) | $A_{choisi} \geq A_{min}$ |
|---|---|---|
| 6HA12=6.78 | 1,7 | C.V |

| $A_{choisi}$ ($cm^2$) | $A_{rép} \geq \frac{A_t}{4}$ ($cm^2$) | $A_{rép\ choisi}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|
| 6.78 | 1.69 | 6HA8=3.01 |

Tableau III.158 : condition de non fragilité.

| | | | |
|---|---|---|---|
| $S_t$ (cm) | 17.50 | $S_t$ rép(cm) | 18.00 |
| $S_t$ ' (cm) | 33 | $S_t$' (cm) | 33 |
| $S_t \leq S_t$ ' | C.V | $S_t$rép $\leq S_t$' | C.V |

Tableau III.159 : vérification de l'espacement.

**2/A ELS :**

| $\mu$ | $\mu_l$ | $\mu \leq \mu_l$ | $\beta$ | A ($cm^2$) | $A_{choisi}$ ($cm^2$) | $A_{min}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,006 | 0,392 | C.V | 0,997 | 0.36 | 4HA8=2.01 | 1,7 |

Tableau III.160 : les résultats de calcul a ELS en travée.

| $M_{t\,ser}$ (KN,m) | b (cm) | $h_0$ (cm) | d (cm) | A ($cm^2$) | Y (cm) | I ($cm^4$) | $\sigma_b$ (MPa) | $\leq$ | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.88 | 100 | 17 | 14,8 | 2.01 | 2.70 | 883.120 | 5.77 | C.V | 15 |

Tableau III.161 : le vérification necessaire de σb.

**III.6.9.6.vérification de la fléche**:

| $A_t$ ($cm^2$) | $b_0$ (cm) | d (cm) | $\frac{A_t}{b_0 \times d}$ | $f_e$ (MPa) | $\frac{2}{f_e}$ | $\frac{A_t}{b_0 \times d}$ | $\leq$ | $\frac{2}{f_e}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.01 | 100 | 14,8 | 0,0013 | 400 | 0,005 | 0,0013 | C.V | 0,005 |

Tableau III.162 : vérification de 1er condition de la fléche.

| h (cm) | L (m) | $\frac{h}{L}$ | $M_{t\,ser}$ (KN,m) | $M_0$ kN,m | $\frac{M_t}{20 \times M_0}$ | $\frac{h}{L}$ | $\geq$ | $\frac{M_t}{20 \times M_0}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 17 | 1.68 | 0.1009 | 1.88 | 3.75 | 0.025 | 0.1009 | C.V | 0,025 |

Tableau III.163 : vérification de 2eme condition de la fléche.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.6.9.7.Calcul le poteau d'un escalier :

Le calcul se fait par même méthode utilisé dans le chapitre 2.

| $L_0$ (m) | (a×a) | $L_f$ (m) | $i=\frac{b}{\sqrt{2}}$ (m) | λ | α | $\overline{NU}$ (MN) | $\overline{NU}$ (KN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3,74 | 40×40 | 2,618 | 0,115 | 22,672 | 0,784 | 2,140 | 2140,614 |

Tableau III.164 : calcul de $\overline{NU}$.

| B(cm²) | $B_r$(cm²) | $A_s$(cm²) |
|---|---|---|
| 1600 | 1444 | 1,6 |

Tableau III.165 : calcul de section de poteau.

| G pot (KN) | G paillaise (KN) | G (KN) | $G_{cum}$ (KN) | Q (KN) |
|---|---|---|---|---|
| 14,96 | 9,45 | 24,41 | 24,41 | 6,73 |

Tableau III.166 : calcul des charge sollicité par le poteau.

| $G_{cum}$ (KN) | $Q_{cum}$ (KN) | $N_u$ | 1,1× $N_u$ | $\overline{N_u}$ (KN) | $N_u \leq \overline{N_u}$. |
|---|---|---|---|---|---|
| 24,41 | 6,73 | 43,05 | 47,36 | 2140,61 | C.V |

Tableau III.167 : vérification de $N_u \leq \overline{N_u}$.

# CHAPITRE IV :

# Etude dynamique

# IV.1. Introduction

Le but principal de ce chapitre est de présenter des méthodes d'analyse des contraintes et des déviations développées dans n'importe quel type de structure lorsqu'elle est soumise à un chargement dynamique arbitraire.

Dans un sens, cet objectif peut être considéré comme une extension des méthodes standards d'analyse structurale, qui concernent généralement uniquement le chargement statique, pour permettre également la prise en compte du chargement dynamique.

Dans ce contexte, la condition de chargement statique peut être considérée comme une forme spéciale de chargement dynamique. Cependant, dans l'analyse d'une structure linéaire, il est commode de distinguer entre les composants statiques et dynamiques du chargement appliqué pour évaluer la réponse à chaque type de chargement, et ensuite supposer que les deux composants résolvent pour obtenir leur effet total. Lorsqu'ils sont traités de la sorte, les méthodes d'analyse statiques et dynamiques ont un caractère fondamentalement différent.

Aux fins de cette présentation, le terme charge dynamique est une charge dont la grandeur, la direction et / ou la position varient avec le temps. De même, la réponse structurelle à une charge dynamique, c'est-à-dire les contraintes et les déviations résultantes, est également variable dans le temps ou dynamique.

# IV.2. Caractéristiques dynamiques de la structure

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de masse (G)
- Le centre de rigidité (R).

## IV.2.1. Centre de masse

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; et ce par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :
Wi : Poids de la masse concentrée de l'élément « i » du niveau considéré.

Xi et Yi : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

XG et YG : Coordonnées du centre de gravité du niveau par rapport au repère global.

**IV.2.2.Centre de torsion :**

Le centre de torsion est un repère ; il est caractérisé par :

- Une translation du plancher (ensemble des éléments de contreventement) provoquée par une force passant par le point du repere parallèlement et sans rotation.
- Une rotation du plancher (ensemble des éléments porteurs et de contreventement) provoquée par un moment dans le même sens et sans translation.

Il est défini par les formules suivantes : $X_R = \frac{\sum I_{YI} . X_i}{\sum I_{YI}}$ et $Y_R = \frac{\sum I_{XI} . Y_i}{\sum I_{XI}}$

Avec :

Ix et Iy : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

XR, YR : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

| Niveau | | Inertie et centre d'inertie | | | | Masse et centre de Masse | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Diaphragme N° | Niveau (m) | ∑ Ix (m4) | ∑ Iy (m4) | XR (m) | YR (m) | Masse.g (kN) | XG (m) | YG (m) |
| DIAPH1 | 33.66 | 1.6543 | 3.7194 | 18.72 | 7.98 | 4230.47 | 18.31 | 7.55 |
| DIAPH2 | 29.92 | 1.7865 | 3.8516 | 18.70 | 8.05 | 5577.71 | 18.23 | 7.47 |
| DIAPH3 | 26.18 | 1.7865 | 3.8516 | 18.70 | 8.05 | 5791.08 | 18.42 | 7.49 |
| DIAPH4 | 22.44 | 1.7903 | 3.8527 | 18.71 | 8.04 | 5751.64 | 18.38 | 7.53 |
| DIAPH5 | 18.70 | 1.9647 | 3.9006 | 18.70 | 8.01 | 5838.58 | 18.43 | 7.51 |
| DIAPH6 | 14.96 | 1.9647 | 3.9006 | 18.70 | 8.01 | 5918.74 | 18.46 | 7.53 |
| DIAPH7 | 11.22 | 2.1285 | 4.0176 | 18.40 | 9.52 | 7813.95 | 18.68 | 9.54 |
| DIAPH8 | 7.48 | 2.2527 | 4.3151 | 18.45 | 9.56 | 8645.02 | 18.70 | 9.70 |
| DIAPH9 | 3.74 | 16.4168 | 12.9132 | 17.98 | 9.25 | 10042.75 | 18.63 | 9.88 |

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion.

### IV.2.3.Excentricité statique:

C'est la distance entre le centre de torsion et le centre de masse suivant les deux directions, elle est calculée comme suit :

$$e_X = |X_R - X_G| \quad \text{et} \quad e_y = |Y_R - Y_G|$$

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. [Art.3.5.1.0.2.RPA99 version 2003].

### IV.2.4.Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 29.93 m

Largeur du bâtiment = 24.50 m

### IV.2.5.Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.48 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3.67 m

Les valeurs de l'excentricité statique sont représentés dans le tableau suivant :

| Excentricité | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Diaphragme N° | Niveau (m) | Ex = \|XR-XG\| (m) | Ey = \|YR-YG\| (m) | Vérification |
| DIAPH1 | 33.66 | 0.41 | 0.43 | Ok |
| DIAPH2 | 29.92 | 0.47 | 0.58 | Ok |
| DIAPH3 | 26.18 | 0.28 | 0.56 | Ok |
| DIAPH4 | 22.44 | 0.33 | 0.51 | Ok |
| DIAPH5 | 18.70 | 0.27 | 0.50 | Ok |
| DIAPH6 | 14.96 | 0.24 | 0.48 | Ok |
| DIAPH7 | 11.22 | 0.28 | 0.02 | Ok |
| DIAPH8 | 7.48 | 0.25 | 0.14 | Ok |
| DIAPH9 | 3.74 | 0.65 | 0.63 | Ok |

Tableau IV.2 : Calcul de l'excentricité statique.

### IV.2.6. Excentricité accidentel :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

- Excentricité additionnelle résultant des plans.

$$EX = 0.05\ LX$$
$$EY = 0.05\ LY$$

Les valeurs sont représentées dans le tableau suivant :

| Niveau (m) | lx | ly | Ex | Ey |
|---|---|---|---|---|
| 33.66 | 29.93 | 24.50 | 1.496 | 1.225 |
| 29.92 | 29.93 | 24.50 | 1.496 | 1.225 |
| 26.18 | 29.93 | 24.50 | 1.496 | 1.225 |
| 22.14 | 29.93 | 24.50 | 1.496 | 1.225 |
| 18.70 | 29.93 | 24.50 | 1.496 | 1.225 |
| 14.96 | 29.93 | 24.50 | 1.496 | 1.225 |
| 11.22 | 29.93 | 24.50 | 1.496 | 1.225 |
| 7.48 | 29.93 | 24.50 | 1.496 | 1.225 |
| 3.74 | 29.93 | 24.50 | 1.496 | 1.225 |

Tableau IV.3 : Calcul de l'excentricité accidentel.

### IV.2.7. Effet de la torsion accidentelle : [1] ►► [Art 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 à ±0.05L, (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.

| | Direction X | | | | Direction Y | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Niveau (m) | Ex théo (m) | Ex Accd (m) | Ex théo -ExAccd (m) | Exthéo+ExAccd (m) | Eythéo (m) | EYAccd (m) | Ex théo -ExAccd (m) | Ex théo + Ex Accd (m) |
| 33.66 | 0.41 | 1.496 | 1.086 | 1.906 | 0.43 | 1.225 | 0.795 | 1.655 |
| 29.92 | 0.47 | 1.496 | 1.026 | 1.966 | 0.58 | 1.225 | 0.645 | 1.805 |
| 26.18 | 0.28 | 1.496 | 1.216 | 1.776 | 0.56 | 1.225 | 1.785 | 1.785 |
| 22.14 | 0.33 | 1.496 | 1.166 | 1.826 | 0.51 | 1.225 | 1.735 | 1.735 |
| 18.70 | 0.27 | 1.496 | 1.226 | 1.766 | 0.50 | 1.225 | 1.725 | 1.725 |
| 14.96 | 0.24 | 1.496 | 1.256 | 1.736 | 0.48 | 1.225 | 0.745 | 1.705 |
| 11.22 | 0.28 | 1.496 | 1.216 | 1.776 | 0.02 | 1.225 | 1.205 | 1.245 |
| 7.48 | 0.25 | 1.496 | 1.246 | 1.746 | 0.14 | 1.225 | 1.085 | 1.365 |
| 3.74 | 0.65 | 1.496 | 0.846 | 2.146 | 0.63 | 1.225 | 0.595 | 1.855 |

Tableau IV.4 : Calcul de l'excentricité totale.

## IV.3.Choix de la méthode de calcul :

### IV.3.1.Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

### IV.3.2.Méthode dynamique modale spectrale :

#### IV.3.2.1.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 (déplacement en tête max).

#### IV.3.2.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur sap2000 est le modèle de nœud maitre basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés par le mouvement du nœud maitre, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maitre et sont appelés nœuds esclaves.

### IV.3.2.3.Le spectre de réponse de calcul

Affin de déterminer notre spectre de réponse on fait référence a l'article 4.3.3 du RPA où l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\,\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\,\frac{Q}{R} & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\,\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 0.3s \\ 2.5\eta(1.25A)\,\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3s \end{cases}$$

Avec :

* *Sa* : Le spectre de réponse.
* g : accélération de la pesanteur=10m/s2
* T1 ; T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
* A : coefficient d'accélération de zone. Elle est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage.
* η: facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \ge 0.7$
* Q : facteur de qualité donnée par la formule Q = 1 + Σ Pq.
* R :coefficient de comportement de la structure (En fonction du système decontreventement).

## IV.4. Justification du coefficient de comportement R :

**Suivant X :** selon le « RPA version2003 » [Art 3.5]

| Étage | Sollicitations dues aux charges verticales | | | Sollicitations dues aux charges horizontales | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Diaphragme N° | Poids Nz (KN) | Nz/Poteaux (KN) | Nz/Voiles (KN) | Tx (KN) | Tx/Poteaux (KN) | Tx/Voiles (KN) |
| DIAPH1 | 4395.356 | 3389.262 | 1006.094 | 1634.176 | 0.000 | 1634.176 |
| DIAPH2 | 9854.928 | 7963.826 | 1891.102 | 2601.335 | 0.000 | 2601.335 |
| DIAPH3 | 15430.65 | 12523.019 | 2907.635 | 2771.591 | 0.000 | 2771.591 |
| DIAPH4 | 20903.92 | 17024.239 | 3879.689 | 4327.629 | 0.000 | 4327.629 |
| DIAPH5 | 26960.01 | 22367.165 | 4592.851 | 5004.545 | 0.000 | 5004.545 |
| DIAPH6 | 32722.87 | 27227.588 | 5495.285 | 5639.475 | 0.000 | 5639.475 |
| DIAPH7 | 40725.31 | 34312.699 | 6412.611 | 6278.389 | 0.000 | 6278.389 |
| DIAPH8 | 52289.99 | 45275.721 | 7014.272 | 7014.995 | 0.000 | 7014.995 |
| DIAPH9 | 63353.62 | 44441.667 | 18911.957 | 18435.056 | 0.000 | 18435.056 |

Tableau IV.5 : Vérification du coefficient de comportement R suivant X.

| Étage | Sollicitations dues aux charges verticales | | | Sollicitations dues aux charges horizontales | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Diaphragme N° | Poids Nz (%) | Nz /Poteaux (%) | Nz /Voiles (%) | Effort tranchant Tx (%) | Tx /Poteaux (%) | Tx /Voiles (%) |
| DIAPH1 | 100 % | 77.110 % | 22.890 % | 100 % | 0.000 % | 100.000 % |
| DIAPH2 | 100 % | 80.811 % | 19.189 % | 100 % | 0.000 % | 100.000 % |
| DIAPH3 | 100 % | 81.157 % | 18.843 % | 100 % | 0.000 % | 100.000 % |
| DIAPH4 | 100 % | 81.440 % | 18.560 % | 100 % | 0.000 % | 100.000 % |
| DIAPH5 | 100 % | 82.964 % | 17.036 % | 100 % | 0.000 % | 100.000 % |
| DIAPH6 | 100 % | 83.207 % | 16.793 % | 100 % | 0.000 % | 100.000 % |
| DIAPH7 | 100 % | 84.254 % | 15.746 % | 100 % | 0.000 % | 100.000 % |
| DIAPH8 | 100 % | 86.586 % | 13.414 % | 100 % | 0.000 % | 100.000 % |
| DIAPH9 | 100 % | 70.149 % | 29.851 % | 100 % | 0.000 % | 100.000 % |

Tableau IV.6 : vérification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage.

**Suivant Y :**

| Étage | Sollicitations dues aux charges verticales | | | Sollicitations dues aux charges horizontales | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Diaphragme N° | PoidsNz (KN) | Nz/Poteaux (KN) | Nz /Voiles (KN) | Tx (KN) | Tx /Poteaux (KN) | Tx /Voiles (KN) |
| DIAPH1 | 4594.612 | 3389.262 | 1205.350 | 1403.098 | 0.000 | 1403.098 |
| DIAPH2 | 10329.45 | 7963.826 | 2365.627 | 2477.810 | 0.000 | 2477.810 |
| DIAPH3 | 16367.19 | 12523.019 | 3844.175 | 3573.290 | 0.000 | 3573.290 |
| DIAPH4 | 22259.17 | 17024.239 | 5234.935 | 4517.763 | 0.000 | 4517.763 |
| DIAPH5 | 28620.44 | 22367.165 | 6253.280 | 5285.094 | 0.000 | 5285.094 |
| DIAPH6 | 34829.93 | 27227.588 | 7602.342 | 5876.520 | 0.000 | 5876.520 |
| DIAPH7 | 43360.30 | 34312.699 | 9047.603 | 6534.249 | 0.000 | 6534.249 |
| DIAPH8 | 55273.30 | 45275.721 | 9997.583 | 7301.168 | 0.000 | 7301.168 |
| DIAPH9 | 59352.82 | 44441.667 | 14911.156 | 11528.921 | 0.000 | 11528.921 |

Tableau IV.7 : vérification du coefficient de comportement R suivant Y.

| Étage | Sollicitations dues aux charges verticales | | | Sollicitations dues aux charges horizontales | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Diaphragme N° | Poids Nz (%) | Nz/Poteaux (%) | Nz/Voiles (%) | Tx (%) | Tx/Poteaux (%) | Tx/Voiles (%) |
| DIAPH1 | 100 % | 73.766 % | 26.234 % | 100 % | 0.000 % | 100.000 % |
| DIAPH2 | 100 % | 77.098 % | 22.902 % | 100 % | 0.000 % | 100.000 % |
| DIAPH3 | 100 % | 76.513 % | 23.487 % | 100 % | 0.000 % | 100.000 % |
| DIAPH4 | 100 % | 76.482 % | 23.518 % | 100 % | 0.000 % | 100.000 % |
| DIAPH5 | 100 % | 78.151 % | 21.849 % | 100 % | 0.000 % | 100.000 % |
| DIAPH6 | 100 % | 78.173 % | 21.827 % | 100 % | 0.000 % | 100.000 % |
| DIAPH7 | 100 % | 79.134 % | 20.866 % | 100 % | 0.000 % | 100.000 % |
| DIAPH8 | 100 % | 81.912 % | 18.088 % | 100 % | 0.000 % | 100.000 % |
| DIAPH9 | 100 % | 74.877 % | 25.123 % | 100 % | 0.000 % | 100.000 % |

Tableau IV.8 : vérification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage.

D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, mais reprennent la totalité de l'effort tranchant dues aux charges horizontales, donc le système choisi impose un coefficient de comportement R=3.5.

## IV.5.Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $1+\sum P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

| | $P_q$ | | | |
|---|---|---|---|---|
| Critère "q" | Observé | N/Observé | Qx | Qy |
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0 | 0.05 | 0 | 0 |
| 2. Redondance en plan | 0 | 0.05 | 0.05 | 0 |
| 3. Régularité en plan | 0 | 0.05 | 0.05 | 0.05 |
| 4. Régularité en élévation | 0 | 0.05 | 0.05 | 0.05 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0 | 0.05 | 0.05 | 0.05 |
| 6.Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 | 0.10 | 0 | 0 |

Tableau IV.9 : détermination du facteur de qualité.

En récapitulant les résultats on trouve : Qx = 1.10 et Qy = 1.10.

**Période caractéristique :**

T1= 0.15s ; T2 = 0.5s  pour un site S3

## IV.6. Résultats de l'analyse dynamique :

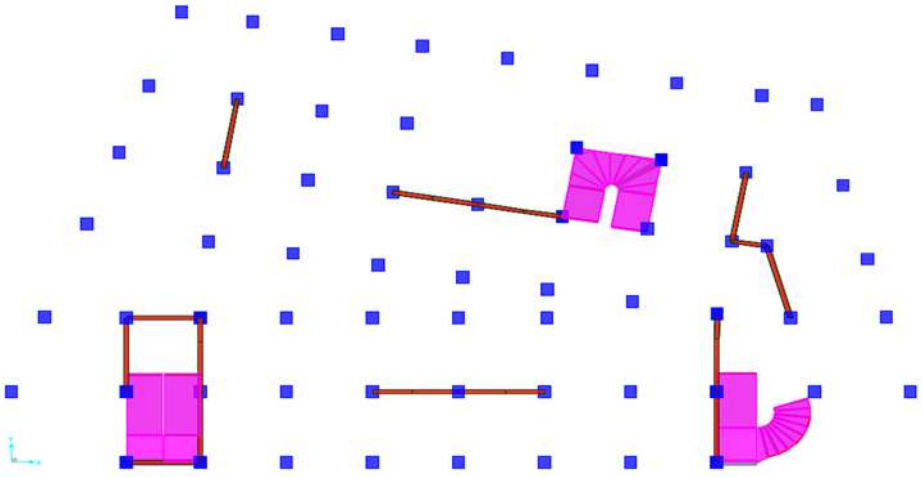
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification du comportement modal de la structure ;
- Vérification de la participation massique ;
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ;
- Vérification de la stabilité au renversement ;
- Vérification des déplacements ;
- Vérification de l'effort normal réduit ;
- Vérification des contraintes de cisaillement ;
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

### IV.6.1. Vérification de comportement modal de la structure

#### IV.6.1.a. Disposition des voiles :

Après  plusieurs de dispositions, nous avons retenus la disposition dont la dernière avait le comportement le plus optimal.



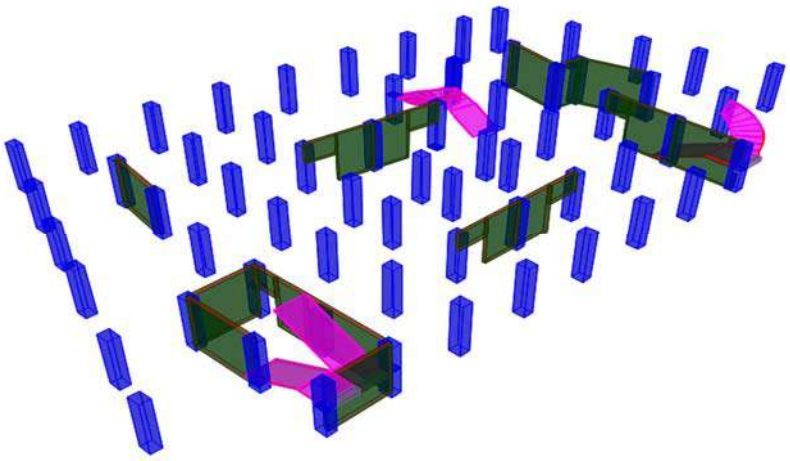


Figure IV.1 : Disposition des voiles de toute la structure.

| Periode (s) | UX | UY | RZ | CAS |
|---|---|---|---|---|
| 0.581 | 58.29% | 0.41% | 1.44% | Translation suivant X |
| 0.475 | 0.17% | 53.98% | 4.32% | Translation suivant Y |
| 0.384 | 0.64% | 4.97% | 46.22% | Rotation autour de Z |

Tableau IV.10 : le comportement des trois premiers modes.

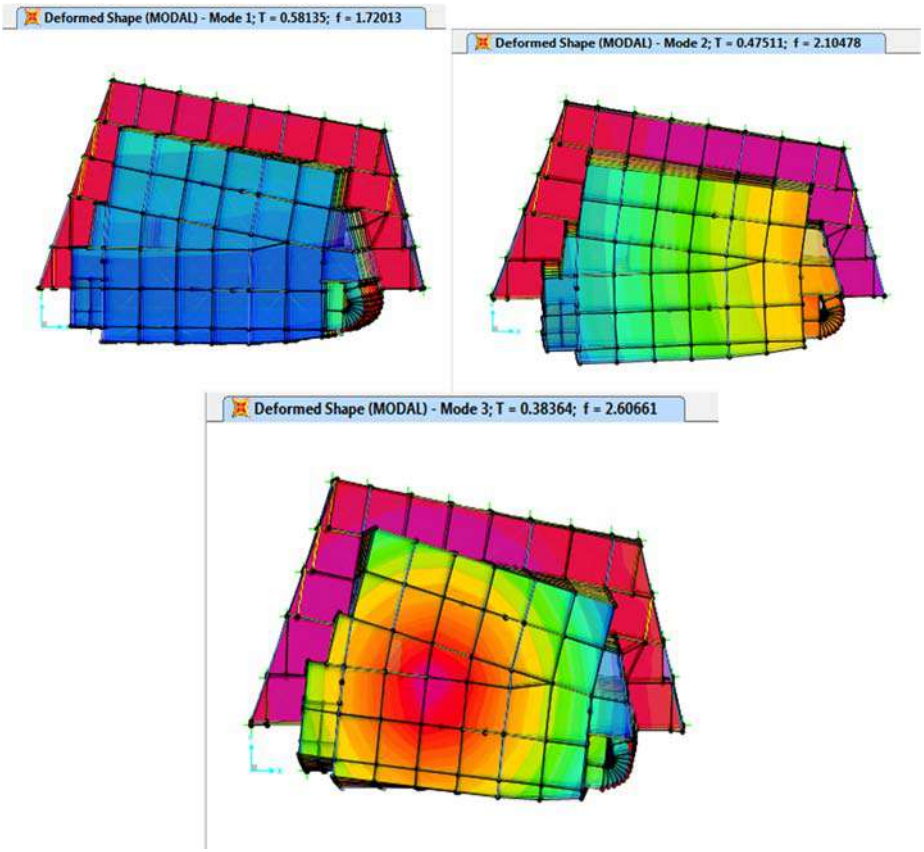



Figure IV.2 : le comportement des trois premiers modes.

### IV.6.2. Vérification de la participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction.

| mode | Periode (s) | UX | UY | RZ | SumUX | SumUY | SumRZ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,581 | 58,29% | 0,41% | 1,44% | 58,29% | 0,41% | 1,44% |
| 2 | 0,475 | 0,17% | 53,98% | 4,32% | 58,46% | 54,39% | 5,76% |
| 3 | 0,384 | 0,64% | 4,97% | 46,22% | 59,10% | 59,36% | 51,98% |
| . | . | . | . | . | . | . | . |
| . | . | . | . | . | . | . | . |
| . | . | . | . | . | . | . | . |
| 90 | 0,030 | 0,60% | 0,09% | 0,16% | 90,52% | 92,50% | 84,85% |

Tableau IV.11 : Périodes et facteurs de participation massique.

D'après le tableau précèdent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le Coefficient de Participation massique atteint les 90% a le 90$^{eme}$ mode

### IV.6.3. Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base Vt 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 la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

### IV.6.4. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R}.W \quad \text{et} \quad V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone =0,25 (tableau 4.1).

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D=\begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

T2 = 0,50 s, T1 = 0,15 s ; Selon RPA99v2003, tableau (4.7); site meuble (S3).

η: facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \ge 0.7$.

$\xi$=7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

*T=0.009 h /$\sqrt{D\ n}$* …… [RPA99 version 2003 Art 4.2.4].

$$D_x = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_y = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

R=3,5 : coefficient de comportement global de la structure.

Q =1,10: facteur de qualité.

W : poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0,2…….. (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.5).

| A | $D_X$ | $D_Y$ | $Q_X$ | $Q_Y$ | R | W | $V_X$ | $V_Y$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,25 | 2,205 | 1,906 | 1,1 | 1,1 | 3,5 | 67079,929 | 11621,6 | 10045,7 |

Tableau IV.12 : calcul de la force sismique.

| | V | $V_T$ | 0,8×V | $V_T \ge 0,8\times V$ |
|---|---|---|---|---|
| X | 11621,60 | 7198,96 | 9297,28 | C.N.V |
| Y | 10045,70 | 7762,60 | 8036,56 | C.N.V |

Tableau IV.13 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

Donc on a majore la force dynamique.

### IV.6.5. Calcul le coefficient de majoration :

Suivant X : $\frac{0.8\times11621.60}{7198.96} = 1.291$

Suivant Y : $\frac{0.8\times10045.70}{7762.60} = 1.035$

Donc :

$$\frac{V_{tX}}{V} = \frac{7198,96\times1.291}{11621,60}\times 100 = 80\%$$

$$\frac{V_{tY}}{V} = \frac{7762,60\times1.035}{10045,70}\times 100 = 80\%$$

Pour les deux directions x et y la condition est vérifiée, donc il n'y a pas des modifications au niveau des paramètres de la réponse, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport (0,8V/Vt).

### IV.6.6. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx}= \sum_{i=1}^{n} h_i F_{iY}$ et $M_{Ry}= \sum_{i=1}^{n} h_i F_{iX}$

Avec :

$F_{iX}$, $F_{iY}$ : la force distribuée en hauteur suivant X et Y .

hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0.

Le moment de stabilité qui est égal à : $M_{Sx}= \sum Y_G.W_i$ et $M_{Sy}= \sum X_G.W_i$

Avec :

$X_G$, $Y_G$ : les coordonnées du centre de gravité de la structure

Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

| Diaphragme N° | $W_i$ (KN) | $h_i$ (m) | $W_i . h_i$ (KN.m) | $F_{iX}$ (KN) | $F_{iY}$ (KN) | $M_{Rxi}$ (KN.m) | $M_{Ryi}$ (KN.m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| DIAPH1 | 4228.96 | 33.66 | 142346.79 | 1353.77 | 1170.3 | 45567.97 | 39392.27 |
| DIAPH2 | 5575.72 | 29.92 | 166825.54 | 1586.57 | 1371.55 | 47470.3 | 41036.79 |
| DIAPH3 | 5789.01 | 26.18 | 151556.28 | 1441.36 | 1246.01 | 37734.75 | 32620.66 |
| DIAPH4 | 5749.59 | 22.44 | 129020.8 | 1227.04 | 1060.74 | 27534.71 | 23803.01 |
| DIAPH5 | 5836.49 | 18.7 | 109142.36 | 1037.99 | 897.31 | 19410.33 | 16779.7 |
| DIAPH6 | 5916.62 | 14.96 | 88512.64 | 841.79 | 727.7 | 12593.16 | 10886.44 |
| DIAPH7 | 7811.15 | 11.22 | 87641.1 | 833.5 | 720.54 | 9351.87 | 8084.44 |
| DIAPH8 | 8641.93 | 7.48 | 64641.64 | 614.77 | 531.45 | 4598.45 | 3975.24 |
| DIAPH9 | 10039.16 | 3.74 | 37546.46 | 357.08 | 308.69 | 1335.48 | 1154.49 |
| | | | | | somme | 205597.02 | 177733.04 |

Tableau IV.14 : Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant X, Y.

| Etages | X | Y | $W_i$ | $M_{Sx}$ | $M_{Sy}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 7 | 18.31 | 7.55 | 4228.96 | 31928,648 | 77432,257 |
| 6 | 18,23 | 7,47 | 5575,72 | 41650,628 | 101645,38 |
| 5 | 18,42 | 7,49 | 5789,01 | 43359,685 | 106633,56 |
| 4 | 18,38 | 7,53 | 5749,59 | 43294,413 | 105677,46 |
| 3 | 18,43 | 7,51 | 5836,49 | 43832,04 | 107566,51 |
| 2 | 18,46 | 7,53 | 5916,62 | 44552,149 | 109220,81 |
| 1 | 18,68 | 9,54 | 7811,15 | 74518,371 | 145912,28 |
| RDC | 18,7 | 9,7 | 8641,93 | 83826,721 | 161604,09 |
| SOUS SOL | 18,63 | 9,88 | 10039,16 | 99186,901 | 187029,55 |
| | | Somme | 59588,63 | 506149,56 | 1102721,9 |

Tableau IV.15 : Calcul de moment de stabilité.

Ensuite, il faut vérifier que $MS/MR \geq 1.5$ :

| $M_{Rx}$ | $M_{Ry}$ | $M_{Sx}$ | $M_{Sy}$ | $M_{Sx}/M_{Rx}$ | $M_{Sy}/M_{Ry}$ | $M_S/M_R \geq 1.5$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 205597.02 | 177733.04 | 506149,56 | 1102721,9 | 2.46 | 6.2 | verifier |

Tableau IV.16 : Vérification de la stabilité.

La valeur 2.46 selon X et la valeur 6.2 selon Y marquent la différence des efforts avec le rapport 1.5.Docn la condition est vérifié ce que implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions .

### IV.6.7. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit : δk= Rδek

δk : Déplacement dû aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : k= δk- δk-1

Selon [RPA : Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser : $k_{limite}$= 0.01 $h_e$

Avec :

$h_e$: la hauteur de l'étage k.

| Diaphragme N° | Niveau (m) | $\delta_x$ (cm)) | $\delta_x$.R (cm) | $\Delta_X$ (cm) | 0,01.$h_e$ (cm) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| DIAPH1 | 33.66 | 3.00 | 10.50 | 1.15 | 3.74 | Ok |
| DIAPH2 | 29.92 | 2.67 | 9.35 | 1.37 | 3.74 | Ok |
| DIAPH3 | 26.18 | 2.28 | 7.98 | 1.40 | 3.74 | Ok |
| DIAPH4 | 22.44 | 1.88 | 6.58 | 1.54 | 3.74 | Ok |
| DIAPH5 | 18.7 | 1.44 | 5.04 | 1.50 | 3.74 | Ok |
| DIAPH6 | 14.96 | 1.01 | 3.54 | 1.47 | 3.74 | Ok |
| DIAPH7 | 11.22 | 0.59 | 2.07 | 1.19 | 3.74 | Ok |
| DIAPH8 | 7.48 | 0.25 | 0.88 | 0.77 | 3.74 | Ok |
| DIAPH9 | 3.74 | 0.03 | 0.11 | 0.11 | 3.74 | Ok |

Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étages sens x-x.

La vérification des déplacements entre-étages est satisfaite à tous les étages dans le sens X.

| Diaphragme N° | Niveau (m) | $\delta_y$ (cm) | $\delta_y$.R (cm) | $\Delta_Y$ (cm) | 0,01.$h_e$ (cm) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| DIAPH1 | 33.66 | 2.18 | 7.63 | 1.08 | 3.74 | Ok |
| DIAPH2 | 29.92 | 1.87 | 6.55 | 1.05 | 3.74 | Ok |
| DIAPH3 | 26.18 | 1.57 | 5.50 | 1.12 | 3.74 | Ok |
| DIAPH4 | 22.44 | 1.25 | 4.38 | 1.09 | 3.74 | Ok |
| DIAPH5 | 18.7 | 0.94 | 3.29 | 1.01 | 3.74 | Ok |
| DIAPH6 | 14.96 | 0.65 | 2.28 | 0.81 | 3.74 | Ok |
| DIAPH7 | 11.22 | 0.42 | 1.47 | 0.80 | 3.74 | Ok |
| DIAPH8 | 7.48 | 0.19 | 0.67 | 0.56 | 3.74 | Ok |
| DIAPH9 | 3.74 | 0.03 | 0.11 | 0.11 | 3.74 | Ok |

Tableau IV.18 : Vérification des déplacements inter-étages sens y-y.

La vérification des déplacements entre-étages est satisfaite à tous les étages dans le sens Y.

**IV.6.8.Vérification du l'effort normal réduit :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 sont dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{N_D}{B_C \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

$\upsilon$ : effort normal réduit.

$N_D$ : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_C$ : l'air (section brute) de cette section de béton.

$f_{c28}$ : la résistance caractéristique de béton.

| Section | b (cm) | h (cm) | N (KN) | $B_C$ (mm²) | Combinaison | $f_{c28}$ (MPa) | γ (MPa) | υ | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| pot (60x60) | 60 | 60 | 2125.85 | 336400 | G+Q+Edx | 25 | 0.253 | 0.3 | vérifier |
| pot (60x60) | 60 | 60 | 1730.40 | 336400 | G+Q+Edy | 25 | 0.206 | 0.3 | vérifier |

Tableau IV.19 : Vérification de l'effort normal.

**Remarque :**

Sur la base de ces résultats, nous avons opté pour une résistance de 25MPa dont la composition d'un **1m³** de béton est :

- Ciment (classe 325) ……**350Kg.**
- Sable (0/5) ……..…….. **400Kg.**
- Gravier (5/25)……...**800Kg.**
- Eau de gâchage……..…**175L.**

D'après les résultats de l'analyse dynamique, les sections finales adoptées sont mentionnées ci-dessous :

| | Section | | | |
|---|---|---|---|---|
| Niveau | Poteaux (cm²) | Poutre principal (cm²) | Poutre secondaire (cm²) | Voile (cm) |
| 1niveaux | 40x40 | 30 x 35 | 30 x 35 | 20 |
| 3 niveaux | 50x50 | | | |
| 3 niveaux | 60x50 | | | |
| 2 niveaux | 60x60 | | | |

Tableau IV.20: Dimensionnement final des éléments.

### IV.6.9. Vérification au cisaillement des éléments :

Cette vérification ce fera selon le CBA dans le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

Min [ $\frac{0.15\ f_{c28}}{\gamma_b}$, 4 MPa] Fissuration très préjudiciable ou préjudiciable.

Min [$\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b}$ , 5 MPa] Fissuration Peu nuisible.

**1. Vérification des contraintes :**

La contrainte de cisaillement du béton " $\tau_u$ " sera calculée par la formule donnée parle règlement " CBA 93 " $\tau_u = \frac{T_u}{S}$ avec : $T_u$: effort tranchant.

$\overline{\tau_u} =$ 3.33MPa $_u$= (Situation durable).

$\overline{\tau_u} =$ 3.26 MPa $_u$= (Situation accidentelle

| section | b (cm) | h (cm) | T (KN) | combinaison | situation | $\gamma_b$ | τ (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) | vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| PP | 30 | 35 | 125.869 | ELU | durable | 1.5 | 1.291 | 3.33 | vérifier |
| Console | 30 | 20 | 38.691 | ACC | accidentelle | 1.15 | 0.737 | 4.35 | vérifier |
| PS | 30 | 35 | 94.357 | ACC | accidentelle | 1.15 | 0.968 | 4.35 | vérifier |
| Long | 30 | 30 | 6.801 | ELU | durable | 1.5 | 0.082 | 2.50 | vérifier |
| P.Palier | 30 | 35 | 80.949 | ACC | accidentelle | 1.15 | 0.830 | 4.35 | vérifier |
| Chainage | 20 | 35 | 110.451 | ELU | durable | 1.5 | 1.699 | 3.33 | vérifier |

Tableau IV.21 : Vérification au cisaillement des éléments.

Donc, il n'y a pas de risque de cisaillement dans les éléments.

**2. Les poteaux :**

La vérification du cisaillement sont négligés pour les poteaux R=3.5.

### IV.6.10. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : (Art.5.9: RPA 99 VERSION 2003).

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

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \text{ ……. «RPA99 version 2003».}$$

$P_k$: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k". $V_k = F_t + \sum_{i=K}^{n} F_i$

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

hk : hauteur de l'étage « k ».

- ✓ Si 0,10 < θ ≤ 0,20 Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$ .
- ✓ Si θ > 0.20 la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

| Niveau | $P_k$ (KN) | $\Delta_{kx}$ (cm) | $\Delta_{ky}$ (cm) | $W_i . h_i$ | $V_{kx}$ (KN) | $V_{ky}$ (KN) | $h_t$ (cm) | $\theta_{kx}$ | $\theta_{ky}$ | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3366 | 4396.1 | 2.03 | 1.26 | 14797273 | 1123.39 | 1104.88 | 374 | 0.0212 | 0.0134 | Vérifiée |
| 2992 | 5705.3 | 2.13 | 1.33 | 17070258 | 1295.95 | 1274.6 | 374 | 0.0251 | 0.0159 | Vérifiée |
| 2618 | 5918.6 | 2.14 | 1.3 | 15494895 | 1176.35 | 1156.97 | 374 | 0.0288 | 0.0178 | Vérifiée |
| 2244 | 5879.25 | 2.24 | 1.26 | 13193037 | 1001.59 | 985.1 | 374 | 0.0352 | 0.0201 | Vérifiée |
| 1870 | 5966.07 | 2.13 | 1.22 | 11156551 | 846.99 | 833.04 | 374 | 0.0401 | 0.0234 | Vérifiée |
| 1496 | 6046.2 | 2 | 0.95 | 9045115 | 686.69 | 675.38 | 374 | 0.0471 | 0.0227 | Vérifiée |
| 1122 | 7899.86 | 1.57 | 0.94 | 8863643 | 672.91 | 661.83 | 374 | 0.0493 | 0.03 | Vérifiée |
| 748 | 8608.51 | 1.05 | 0.63 | 6439165 | 488.85 | 480.8 | 374 | 0.0494 | 0.0302 | Vérifiée |
| 374 | 10015.87 | 0.11 | 0.11 | 3745935 | 284.39 | 279.7 | 374 | 0.0104 | 0.0105 | Vérifiée |

Tableau IV.22 : Vérification de l'effet P-Δ sens x, y.

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis à vis de l'effet P-Δ.

## IV.7. Conclusion général :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc. La structure s'avare une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

# CHAPITRE V :

# Ferraillage des éléments résistants

# V.1.INTRODUCTION :

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'acier nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

# V.2.LES COMBINAISONS DES CHARGES

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons exigées par le "CBA 93" :

ELU : 1.35G+1.5Q
ELS : G+Q

- Combinaisons exigées par le "RPA 99 version 2003" :

0.8G ± E
G+Q ± E

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

# V.3.Ferraillage des poutres :

## V.3.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations.

| Situation durable | | Situation accidentelle | |
|---|---|---|---|
| Béton | Acier | Béton | Acier |
| γb=1.5 | γs=1.15 | γb=1.15 | γs=1.00 |
| fc28=25 Mpa | FeE400 | fc28= 25 Mpa | FeE400 |
| σb=14.2 Mpa | σs=348 Mpa | σb= 18.50Mpa | σs=400 Mpa |

Tableau V.1 : Les données de calcul.

### V.3.2.Ferraillage des poutres principales (30x35) :

| Niveau | Positon | $M_u$ (KN.m) | Combinaison | $A_{calculeé}$ (cm²) | $A_{choisie}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|
| Terrasse | travée | 30.21 | ELU | 2.8 | 3HA14=4.62 |
| | appui | -77.81 | G+Q+Edx | 6.4 | 3HA14+3CHAP10=6,97 |
| habitation | travée | 60.23 | G+Q+Edx | 5.2 | 3HA10+3HA12=5.74 |
| | appui | -84.24 | G+Q+Edx | 7 | 3HA14+3CHAP12=8,01 |
| restaurant | travée | 40.95 | ELU | 3.8 | 3HA14=4.62 |
| | appui | -72.87 | ELU | 7.1 | 3HA14+3CHAP12=8.01 |
| dépôt | travée | 50.69 | ELU | 4.8 | 3HA14+1HA12=5.75 |
| | appui | -70.93 | ELU | 6.9 | 3HA14+3CHAP12=8.01 |

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x35).

#### V.3.2.1.Vérification sections minimale des poutres principales :

| Niveau | Positon | $A_{choisie}$ (cm²) | A' | Amin (CBA) | Amin (RPA) | $A_{choisie}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Terrasse | travée | 3HA14=4.62 | 0 | 1.05 | 5.25 | 5HA12=5.65 |
| | appui | 3HA14+3CHAP10=6,97 | 0 | 1.05 | 5.25 | 3HA12+3CHAP12=6,78 |
| habitation | travée | 3HA10+3HA12=5.74 | 0 | 1.05 | 5.25 | 5HA12=5.65 |
| | appui | 3HA14+3CHAP12=8,01 | 0 | 1.05 | 5.25 | 3HA12+3CHAP12=6.78 |
| restaurante | travée | 3HA14=4.62 | 0 | 1.05 | 5.25 | 5HA12=5.65 |
| | appui | 3HA14+3CHAP12=8.01 | 0 | 1.05 | 5.25 | 3HA12+3CHAP12=6.78 |
| depot | travée | 3HA14+1HA12=5.75 | 0 | 1.05 | 5.25 | 5HA12=5.65 |
| | appui | 3HA14+3CHAP12=8.01 | 0 | 1.05 | 5.25 | 3HA12+3CHAP12=6.78 |

Tableau V.3 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres principales(30x35).

#### V.3.2.2.Vérification des contraintes à ELS des poutres principales (30x35) :

Et il faut vérifier que :

-Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma b \leq \overline{\sigma b}$ = 0.6 fc28 =15 Mpa.

-Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma S \leq \sigma S$ = 40.8 Mpa et $\sigma S \leq \sigma S$ = 63.9 Mpa.

| N | Niveau | Positon | $M_{ser}$ (KN.m) | $A_{choisis}$ | $\sigma_b$ | $\sigma_s$ | $\overline{\sigma_s}$ | $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ | $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 913 | Terrasse | travée | 22.06 | 5HA12=5.65 | 3.6 | 109.4 | 40.8 | vérifier | vérifier |
| 913 | | appui | -36.04 | 3HA12+3CHAP12=6.78 | 6.1 | 201.6 | 63.9 | vérifier | vérifier |
| 511 | habitation | travée | 32.47 | 5HA12=5.65 | 6.1 | 195.2 | 69.3 | vérifier | vérifier |
| 511 | | appui | -48.71 | 3HA12+3CHAP12=6.78 | 7.9 | / | / | vérifier | / |
| 1640 | restaurant | travée | 29.29 | 5HA12=5.65 | 4.7 | / | / | vérifier | / |
| 266 | | appui | -52.23 | 3HA12+3CHAP12=6.78 | 8.5 | / | / | vérifier | / |
| 1642 | dépôt | travée | 36.01 | 5HA12=5.65 | 6.2 | / | / | vérifier | / |
| 129 | | appui | -49.93 | 3HA12+3CHAP12=6.78 | 8.1 | / | / | vérifier | / |

Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30x35).

### V.3.2.3.Vérification au cisaillement des poutres principales (30x35) :

| | poutres de rive | poutres intermédiaires |
|---|---|---|
| Fissuration | la fissuration est préjudiciable | la fissuration est peu nuisible |
| Situation durable | $\overline{\tau_u}$=2.5 Mpa | $\overline{\tau_u}$ =3.33 Mpa |
| Situation accidentelle | $\overline{\tau_u}$ =3.26 Mpa | $\overline{\tau_u}$ =4.34 Mpa |

Tableau V.5: Calcul de de la contrainte $\overline{\tau_u}$ .

| Niveau | $V_u$ (kN) | Combinaison | $\tau_u$ | $\overline{\tau_u}$ | $\tau_u<\overline{\tau_u}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| Terrasse | 79.75 | ELU | 0.817 | 2.5 | vérifier |
| habitation | 107.09 | ACC | 1.098 | 4.34 | vérifier |
| restaurant | 106.6 | ELU | 1.093 | 3.33 | vérifier |
| dépôt | 125.86 | ELU | 1.290 | 3.33 | vérifier |

Tableau V.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales (30x35).

- ✓ Les poutres principales sont vérifiées cis à vis au cisaillement.

### V.3.3.Ferraillage des poutres secondaires (30x35) :

| Niveau | Positon | $M_u$ (kN.m) | Combinaison | Acalculeé (cm²) | $A_{choisie}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|
| Terrasse | travée | 63.24 | 0.8G±Ei | 5.2 | 5HA12=5.65 |
| | appui | -81.54 | | 6.8 | 2HA12+3CHP14=6.88 |
| habitation | travée | 73.85 | | 6.1 | 3HA12+3HA12=6.78 |
| | appui | -87.15 | | 7.3 | 3HA12+3CHP14=8.01 |
| restaurante | travée | 53.87 | | 4.4 | 5HA12=5.65 |
| | appui | -61.41 | | 5 | 3HA12+3CHP12=6.78 |
| depot | travée | 29.9 | | 2.7 | 5HA12=5.65 |
| | appui | -30.5 | | 2.4 | 3HA12+3CHP12=6.78 |

Tableau V.7 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x35).

### V.3.3.1.Vérification des sections minimales des poutres secondaires (30x35) :

| Niveau | Positon | $A_{choisie}$ (cm²) | A' | Amin (CBA) | Amin (RPA) | Achoisis |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Terrasse | travée | 3HA16=6,03 | 0 | 1.05 | 5.25 | 5HA12=5.65 |
| | appui | 3HA16+3CHP8=7,53 | 0 | 1.05 | 5.25 | 2HA12+3CHP14=6.88 |
| habitation | travée | 3HA16+3HA5=6,62 | 0 | 1.05 | 5.25 | 3HA12+3HA12=6.78 |
| | appui | 3HA16+3CHP8=7,53 | 0 | 1.05 | 5.25 | 3HA12+3CHP14=8.01 |
| restaurante | travée | 3HA14=4.62 | 0 | 1.05 | 5.25 | 5HA12=5.65 |
| | appui | 3HA14+3chp8=6,12 | 0 | 1.05 | 5.25 | 3HA12+3CHP12=6.78 |
| depot | travée | 3HA12=3,39 | 0 | 1.05 | 5.25 | 5HA12=5.65 |
| | appui | 3HA12+3CHP10=5,74 | 0 | 1.05 | 5.25 | 3HA12+3CHP12=6.78 |

Tableau V.8 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres secondaires (30x35).

### V.3.3.2.Verification des contraintes à ELS des poutres secondaires (30x35) :

| N | Niveau | Position | $M_{ser}$ (KN.m) | Achoisis | $\sigma_b$ | $\sigma_s$ | $\overline{\sigma_s}$ | $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ | $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1852 | Terrasse | travée | 8.62 | 5HA12=5.65 | 1 | 13.1 | 13.1 | vérifier | vérifier |
| 1852 | | appui | -19.36 | 2HA12+3CHP14=6.88 | 2.9 | 108.4 | 32.2 | vérifier | vérifier |
| 429 | habitation | travée | 29.85 | 3HA12+3HA12=6.78 | 4.6 | 153.4 | 52.2 | vérifier | / |
| 429 | | appui | -39.54 | 3HA12+3CHP14=8.01 | 6 | 201.6 | 65.8 | vérifier | / |
| 248 | restaurant | travée | 31.1 | 5HA12=5.65 | 5.2 | 173.1 | 58.7 | vérifier | / |
| 248 | | appui | -39.68 | 3HA12+3CHP12=6.78 | 6.9 | 201.6 | 73.3 | vérifier | / |
| 1346 | dépôt | travée | 21.09 | 5HA12=5.65 | 3.8 | / | / | vérifier | / |
| 1664 | | appui | -15.53 | 3HA12+3CHP12=6.78 | 3.1 | / | / | vérifier | / |

Tableau V.9**:** Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (30x35).

### V.3.3.3.Vérification au cisaillement des poutres secondaires :

| | poutres de rive | poutres intermédiaires |
|---|---|---|
| Fissuration | la fissuration est préjudiciable | la fissuration est peu nuisible |
| Situation durable | $\overline{\tau_u}$=2.5 Mpa | $\overline{\tau_u}$ =3.33 Mpa |
| Situation accidentelle | $\overline{\tau_u}$ =3.26 Mpa | $\overline{\tau_u}$ =4.34 Mpa |

Tableau V.10 : Calcul de de la contrainte $\overline{\tau_u}$ .

| Niveau | $V_u$ (kN) | Combinaison | $\tau_u$ | $\overline{\tau_u}$ | $\tau_u < \overline{\tau_u}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| Terrasse | 40.97 | ACC | 0.42 | 3.26 | vérifie |
| habitation | 94.35 | ACC | 0.96 | 3.26 | vérifie |
| restaurant | 85.14 | ACC | 0.87 | 3.26 | vérifie |
| dépôt | 43.09 | ELU | 0.44 | 3.33 | vérifie |

Tableau V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires (30x35).

### V.3.4.Calcul des armatures transversales :

| | | RPA99 | | | St adopté (cm) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| section | τu(Mpa) | SZN (cm) | SZC (cm) | At(cm ) | SZN (cm) | SZC (cm) | Atchoisie( $cm^2$) |
| 30X35 | 1.29 | 15 | 30 | 2.7 | 10 | 20 | 4 ϕ8=2.01 |
| 30x35 | 0.96 | 10 | 20 | 1.8 | 10 | 20 | 4 ϕ8 = 2.01 |

Tableau V.12 : Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement.

### V.3.5.Vérification de la flèche :

| Section | 1er condition | | | 2eme conditions | | | 3eme conditions | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\frac{h}{l}$ | $\frac{1}{16}$ | $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ | $\frac{h}{l}$ | $\frac{M_t}{10M_0}$ | $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ | $\rho = \frac{A}{b.d}$ | $\frac{4.2}{f_e}$ | $\rho \geq \frac{4.2}{f_e}$ |
| PP | 0.078 | 0.062 | C.V | 0.078 | 0.017 | C.V | 0.0062 | 0.0105 | C.V |
| PS | 0.097 | 0.062 | C.V | 0.097 | 0.011 | C.V | 0.0022 | 0.0105 | C.V |

Tableau V.13 **:** Vérification Les conditions de la flèche des poutres.

- ✓ Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

## V.4.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et les charges horizontales.

### V.4.1. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

| | sollicitation | | combinaision | N (KN) | M1 (KN.m) | M2 (KN.m) | As1 (cm²) | As2 (cm²) | $A_{min}$ RPA (cm²) | $A_{choisie}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 40×40 | 1 | $N_{max}$ - $M_{corr}$ | G+Q+EDX | 217.69 | 94.57 | 5.37 | 3.8 | 0.1 | 14.4 | 8HA16=16.08 |
| | 2 | $M_{max}$ - $N_{corr}$ | G+Q+EDX | 32.94 | 101.48 | 6.37 | 6.5 | 0.2 | | |
| | 3 | $N_{min}$- $M_{corr}$ | G+Q+EDX | 18.27 | 68.82 | 1.62 | 4.5 | 0.1 | | |
| 50×50 | 1 | $N_{max}$ - $M_{corr}$ | G+Q+EDX | 370.87 | 23.68 | 22.38 | 2.5 | 1.5 | 22.5 | 16HA14=24,74 |
| | 2 | $M_{max}$ - $N_{corr}$ | G+Q+EDX | 350.22 | 153 | 20.36 | 3.9 | 0.3 | | |
| | 3 | $N_{min}$- $M_{corr}$ | 0,8G+EDY | 28.9 | 0.04 | 21.69 | 0.7 | 3.3 | | |
| 60×50 | 1 | $N_{max}$ - $M_{corr}$ | G+Q+EDX | 1098.7 | 156.82 | 10.65 | 2.8 | 1.6 | 27 | 10HA16+6HA16= 32,16 |
| | 2 | $M_{max}$ - $N_{corr}$ | G+Q+EDX | 1095.26 | 200.13 | 14.18 | 2.8 | 1.6 | | |
| | 3 | $N_{min}$- $M_{corr}$ | 0,8G+EDX | 39.67 | 133.36 | 13.16 | 6.4 | 0.3 | | |
| 60×60 | 1 | $N_{max}$ - $M_{corr}$ | G+Q+EDX | 2986.57 | 24.33 | 7.97 | 3 | 1.8 | 32.4 | 12HA16+12HA12= 33,75 |
| | 2 | $M_{max}$ - $N_{corr}$ | 0,8G+EDX | 603.67 | 67.57 | 1.18 | 3 | 1.8 | | |
| | 3 | $N_{min}$- $M_{corr}$ | G+Q+EDY | 54.83 | 1.34 | 10.65 | 3 | 1.8 | | |

Tableau V.14 : Ferraillage longitudinale des poteaux.

### V.4.2.Vérification des contraintes à ELS :

| | sollicitation | | N (KN) | M1 (KN.m) | M2 (KN.m) | $A_{choisie}$ (cm²) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ | $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 40×40 | 1 | $N_{max}$ - $M_{corr}$ | 111.75 | 7.95 | 6.27 | 16.08 | 1.3 | 3.2 | Vérifiée | Vérifiée |
| | 2 | $M_{max}$ - $N_{corr}$ | 85.04 | 14.23 | 2.19 | | 1.4 | 10.3 | Vérifiée | Vérifiée |
| | 3 | $N_{min}$- $M_{corr}$ | 26.05 | 0.29 | 0.77 | | 0.2 | 0.0 | Vérifiée | - |
| 50×50 | 1 | $N_{max}$ - $M_{corr}$ | 512.29 | 8.71 | 7.41 | 24.74 | 1.7 | 0.0 | Vérifiée | - |
| | 2 | $M_{max}$ - $N_{corr}$ | 325.55 | 22.32 | 0.85 | | 1.4 | 0.0 | Vérifiée | - |
| | 3 | $N_{min}$- $M_{corr}$ | 135.91 | 13.99 | 1.26 | | 0.7 | 0.2 | Vérifiée | Vérifiée |
| 60×50 | 1 | $N_{max}$ - $M_{corr}$ | 945.93 | 0.13 | 24.65 | 32.16 | 2.3 | 0.0 | Vérifiée | - |
| | 2 | $M_{max}$ - $N_{corr}$ | 172.83 | 16.63 | 8.47 | | 0.8 | 1.3 | Vérifiée | Vérifiée |
| | 3 | $N_{min}$- $M_{corr}$ | 102.77 | 1.53 | 2.52 | | 0.3 | 0.0 | Vérifiée | - |
| 60×60 | 1 | $N_{max}$ - $M_{corr}$ | 1286.91 | 0.63 | 7.18 | 33.75 | 2.4 | 0.0 | Vérifiée | - |
| | 2 | $M_{max}$ - $N_{corr}$ | 1099.02 | 12.73 | 11.56 | | 2.3 | 0.0 | Vérifiée | - |
| | 3 | $N_{min}$- $M_{corr}$ | 125.22 | 12.36 | 5.39 | | 0.5 | 0.2 | Vérifiée | Vérifiée |

Tableau V.15 : Vérification des contraintes à ELS.

### V.4.3.Vérification des contraintes de cisaillement :

| | combinaison | $V_u$ | $\tau_u$ | λ | $\rho_d$ | $\overline{\tau_u}$ (RPA) | $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 40×40 | G+Q+Edy | 50 | 0.037 | 22.67 | 0.075 | 1.875 | C.V |
| 50×50 | G+Q+Edy | 41.7 | 0.024 | 18.13 | 0.075 | 1.875 | C.V |
| 60×50 | G+Q+Edx | 42.59 | 0.025 | 15.11 | 0.075 | 1.875 | C.V |
| 60×60 | G+Q+Edx | 22.3 | 0.013 | 15.11 | 0.075 | 1.875 | C.V |

Tableau V.16 : Vérification de cisaillement des poteaux.

**V.4.4.Vérification des armatures transversales :** CBA93 [art A.5.1.2.2] :

| | combinaison | $V_u$ (KN) | At (cm²) | $\lambda_g$ | $\rho_d$ | zone | $S_t$ (cm) RPA | $S_t$ (cm) CBA | $S_t$ (cm) RPA | $S_t$ (cm) final | At choisi |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 40×40 | G+Q+Edy | 50 | 1.57 | 6.545 | 3.75 | nodale | 112.53 | 40 | 10 | 10 | 4Ø10 |
| | | | | | | courante | | 40 | 10 | 10 | 4Ø10 |
| 50×50 | G+Q+Edy | 50 | 1.57 | 5.236 | 3.75 | nodale | 134.93 | 40 | 10 | 10 | 4Ø10 |
| | | | | | | courante | | 40 | 10 | 10 | 4Ø10 |
| 60×50 | G+Q+Edy | 50 | 1.57 | 5.236 | 3.75 | nodale | 132.1 | 40 | 10 | 10 | 4Ø10 |
| | | | | | | courante | | 40 | 10 | 10 | 4Ø10 |
| 60×60 | G+Q+Edy | 50 | 1.57 | 4.363 | 3.75 | nodale | 252.32 | 40 | 10 | 10 | 4Ø10 |
| | | | | | | courante | | 40 | 10 | 10 | 4Ø10 |

Tableau V.17 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements.

## V.5.Ferraillage des voiles :

### V.5.1. Les voiles pleins:

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.

### V.5.2. Voiles avec files d'ouvertures:

#### V.5.2.1. Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

#### V.5.2.2. Les linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V)

### V.5.3.Ferraillage des voiles pleins (trumeau) :

#### V.5.3.1.Les armatures verticales :

| Situation durable | | Situation accidentelle | |
|---|---|---|---|
| Béton | Acier | Béton | Acier |
| γb=1.5 | γs=1.15 | γb=1.15 | γs=1.00 |
| fc28=25 MPa | FeE400 | fc28= 25 MPa | FeE400 |
| σb=14.2 MPa | σs=348 MPa | σb= 18.50MPa | σs=400 MPa |

Tableau V.18 :**:** Les données de calcul.

| Sens | Voile | L (m) | N (KN) | M (KN.m) | Combin | $A_{s1}$ (cm²) | $A_{s1}$ (cm²) | $A_{min}$ CBA | $A_{min}$ RPA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1 | 3.1 | 1538.68 | 4747.75 | G+Q+Edx | 5.73 | 5.73 | 6.20 | 9.80 |
| X | 2 | 1.95 | 2886.28 | 2024.65 | G+Q+Edx | 3.90 | 3.90 | 3.90 | 5.20 |
| | 3 | 3.65 | 2796.63 | 1274.20 | G+Q+Edy | 7.30 | 7.30 | 7.30 | 12 |
| | 4 | 3.51 | 2995.27 | 2121.94 | G+Q+Edy | 7.02 | 5.72 | 7.02 | 11.44 |
| | 5 | 2.64 | 2362.13 | 446.61 | G+Q+Edy | 5.28 | 5.28 | 5.28 | 7.96 |
| Y | 6 | 2.45 | 2098.36 | 2292.52 | G+Q+Edy | 3.60 | 3.60 | 4.90 | 4.80 |
| | 7 | 1.48 | 840.25 | 321.62 | G+Q+Edy | 1.66 | 1.66 | 2.96 | 1 |
| | 8 | 3.47 | 1535.26 | 109.93 | G+Q+Edy | 5.64 | 5.64 | 6.94 | 11.28 |
| | 9 | 3.74 | 4014.32 | 333.09 | G+Q+Edx | 6.18 | 6.18 | 7.48 | 12.36 |
| Incliné | 10 | 1.95 | 2360.62 | 1041.11 | G+Q+Edx | 2.60 | 2.60 | 3.90 | 5.20 |

| Sens | Voile | L (m) | $A_{choisi}$ (cm²) | ESP (cm) |
|---|---|---|---|---|
| | 1 | 3.1 | 2(10HA8+1HA8)=12,04 | 10- 17,5 |
| X | 2 | 1.95 | 2(10HA8)=10,04 | 12 |
| | 3 | 3.65 | 2(10HA8+6HA8)= 16,06 | 9 |
| | 4 | 3.51 | 2(10HA10)=15,70 | 13 |
| | 5 | 2.64 | 2(1HA10+1HA8)=12.30 | 9 |
| Y | 6 | 2.45 | 2(10HA8+3HA8)=13,04 | 13 |
| | 7 | 1.48 | 2(7HA8)=7,02 | 10.5 |
| | 8 | 3.47 | 2(10HA10)=15,70 | 13 |
| | 9 | 3.74 | 2(10HA8+6HA8)=16,06 | 9 |
| Incliné | 10 | 1.95 | 2(10HA8)=10,04 | 12 |

Tableau V.19 : Ferraillage verticales des voiles pleins, d'épaisseur 20cm.

### V.5.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

| sens | voile | L (m) | $N_{ser}$ (KN) | $M_{ser}$ (KN.m) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\overline{\sigma_s}$ (MPa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1 | 3.1 | 1073.3 | 209.57 | 2.2 | 0 | 32.8 | Vérifiée |
| x | 2 | 1.95 | 1024.099 | 57.97 | 2.8 | 0 | 42 | Vérifiée |
| | 3 | 3.65 | 1163.172 | 169.33 | 1.8 | 0 | 27.2 | Vérifiée |
| | 4 | 3.51 | 1543.119 | 112.99 | 2.3 | 0 | 34.3 | Vérifiée |
| | 5 | 2.64 | 1066.746 | 60.23 | 2.1 | 0 | 31.3 | Vérifiée |
| y | 6 | 2.45 | 1058.329 | 34.72 | 2.1 | 0 | 32.1 | Vérifiée |
| | 7 | 1.48 | 643.981 | 139.48 | 3.6 | 0 | 53.6 | Vérifiée |
| | 8 | 3.47 | 1493.244 | 15.7 | 2 | 0 | 30.7 | Vérifiée |
| | 9 | 3.74 | 1747.318 | 23.2458 | 2.2 | 0 | 33.5 | Vérifiée |
| Incliné | 10 | 1.95 | 994.668 | 48.34 | 2.7 | 0 | 40.1 | Vérifiée |

Tableau V.20 : Vérification des contraintes à l'ELS.

### V.5.3.3. Vérification des contraintes de cisaillements :

| Sens | Voile | L (m) | T (KN) | τ (Mpa) | τ' (Mpa) | τ≤ τ' |
|---|---|---|---|---|---|---|
| x | 1 | 3.1 | 1232.383 | 2.82 | 5 | vérifiée |
| | 2 | 1.95 | 769.958 | 1.76 | 5 | vérifiée |
| y | 3 | 3.65 | 374.149 | 0.85 | 5 | vérifiée |
| | 4 | 3.51 | 310.611 | 0.71 | 5 | vérifiée |
| | 5 | 2.64 | 177.089 | 0.40 | 5 | vérifiée |
| | 6 | 2.45 | 966.46 | 2.21 | 5 | vérifiée |
| Incliné | 7 | 1.48 | 189.051 | 0.43 | 5 | vérifiée |
| | 8 | 3.47 | 292.128 | 0.67 | 5 | vérifiée |
| | 9 | 3.74 | 318.469 | 0.73 | 5 | vérifiée |
| | 10 | 1.95 | 791.622 | 1.81 | 5 | vérifiée |

Tableau V.21 : Vérification des contraintes des cisaillements.

### V.5.4. Calcul des armatures horizontales :

| Sens | voile | L (m) | $S_h$ CBA | $S_h$ RPA | $A_{h\ calculé}$ (cm²) | $A_{h\ choisi}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| X | 1 | 3.1 | 16.2 | 30 | 9.80 | 2(8HA10)=12,56 |
| | 2 | 1.95 | 16.2 | 30 | 5.20 | 2(6HA10)=9,42 |
| Y | 3 | 3.65 | 16.2 | 30 | 12.00 | 2(10HA10+5HA10)=14,66 |
| | 4 | 3.51 | 16.2 | 30 | 11.44 | 2(10HA8+4HA8)=14,06 |
| | 5 | 2.64 | 16.2 | 30 | 7.96 | 2(8HA8+3HA8)=11,02 |
| | 6 | 2.45 | 16.2 | 30 | 4.80 | 2(10HA10)=10,04 |
| Incliné | 7 | 1.48 | 16.2 | 30 | 1.00 | 2(4HA10)=6,28 |
| | 8 | 3.47 | 16.2 | 30 | 11.28 | 2(8HA8+6HA8)=14,04 |
| | 9 | 3.74 | 16.2 | 30 | 12.36 | 2(10HA10)=15,70 |
| | 10 | 1.95 | 16.2 | 30 | 5.20 | 2(6HA10)=9,42 |

Tableau V.22 :Détermination des armatures horizontales.

### V.5.5.Ferraillage des voiles (linteaux) :

| Niveau | e (m) | L (m) | h (m) | comb | V (KN) | $\overline{V}$ (KN) | $\tau_b$ (MPa) | $0.06F_{c28}$ | sollicitation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $7^{eme}$ étage | 0.20 | 1.20 | 1.54 | G+Q+EdY | 99.73 | 139.62 | 0.50 | 1.5 | flexion simple |
| $6^{eme}$ étage | 0.20 | 1.20 | 1.54 | G+Q+EdY | 120.96 | 169.34 | 0.61 | 1.5 | flexion simple |
| $5^{eme}$ étage | 0.20 | 1.20 | 1.54 | G+Q+EdY | 269.22 | 376.90 | 1.35 | 1.5 | flexion simple |
| $4^{eme}$ étage | 0.20 | 1.20 | 1.54 | G+Q+EdY | 456.53 | 639.14 | 2.30 | 1.5 | trac/compr |
| $3^{eme}$ étage | 0.20 | 1.20 | 1.54 | G+Q+EdY | 610.61 | 854.85 | 3.08 | 1.5 | trac/compr |
| $2^{eme}$ étage | 0.20 | 1.20 | 1.54 | G+Q+EdY | 673.76 | 943.26 | 3.40 | 1.5 | trac/compr |
| $1^{er}$ étage | 0.20 | 1.20 | 1.54 | G+Q+EdY | 623.36 | 872.70 | 3.14 | 1.5 | trac/compr |
| RDC | 0.20 | 1.20 | 1.54 | G+Q+EdY | 703.63 | 985.08 | 3.55 | 1.5 | trac/compr |
| Sous-sol | 0.20 | 1.20 | 1.54 | G+Q+EdY | 795.71 | 1114.00 | 4.01 | 1.5 | trac/compr |

Tableau V.23 : Détermination de sollicitation.

| | $A_{calculé}$(cm²) | | | | S | $A_{choisi}$ (cm²) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Niveau | $A_d$ | $A_l$ | $A_t$ | $A_p$ | (cm) | $A_d$ | $A_l$ | $A_t$ | $A_p$ |
| $7^{eme}$ | 1.61 | 4.62 | 0.75 | 6.16 | 15 | 2x[6AH12] | 2x[5HA8] | 2HA8 | 2x[4HA10] |
| $6^{eme}$ | 1.96 | 4.62 | 0.75 | 6.16 | 15 | 2x[6AH12] | 2x[5HA8] | 2HA8 | 2x[4HA10] |
| $5^{eme}$ | 4.37 | 4.62 | 0.75 | 6.16 | 15 | 2x[6AH12] | 2x[5HA8] | 2HA8 | 2x[4HA10] |
| $4^{eme}$ | 7.41 | 4.62 | 0.75 | 6.16 | 15 | 2x[6AH12] | 2x[5HA8] | 2HA8 | 2x[4HA10] |
| $3^{eme}$ | 9.91 | 4.62 | 0.75 | 6.16 | 15 | 2x[6AH12] | 2x[5HA8] | 2HA8 | 2x[4HA10] |
| $2^{eme}$ | 10.93 | 4.62 | 0.75 | 6.16 | 15 | 2x[6AH12] | 2x[5HA8] | 2HA8 | 2x[4HA10] |
| $1^{er}$ | 10.11 | 4.62 | 0.75 | 6.16 | 15 | 2x[6AH12] | 2x[5HA8] | 2HA8 | 2x[4HA10] |
| RDC | 11.42 | 4.62 | 0.45 | 6.16 | 15 | 2x[6AH12] | 2x[5HA8] | 2HA8 | 2x[4HA10] |
| Sous-sol | 12.91 | 4.62 | 0.45 | 6.16 | 15 | 2x[6AH12] | 2x[5HA8] | 2HA8 | 2x[4HA10] |

Tableau V.24 : Calcul des armatures des voiles (linteaux).

# CHAPITRE VI :

# Etude de l’infrastructure

## VI.1.Introduction :

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol $\sigma_{sol}$ ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux…).

Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de gros béton (béton de propreté de 30cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se repose sur le gros béton. La couche de gros béton se compose de (tout-venant(TVO) +ciment +eau).

## VI.2.Type de la fondation :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers) :

Elle de composent de semelles uniquement supportant directement les poteaux ou les voiles elles peuvent être :

- ✓ Des semelles isolées sous poteaux isolées
- ✓ Des semelles filantes sous murs (voiles)
- ✓ Des semelles filantes sous plusieurs poteaux
- ✓ Des radiers.

## VI.3.Connaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol de nature sablo limoneuse légèrement marneuse brunâtre a jaunâtre.
- De faible a forte humidité et defaible a moyenne compacité.

- De moyenne compressibilité et peu gonflant.
- De bonne cohésion.
- Le PH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est moyen.

## VI.4.Etude préliminaire du choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2.0 bar** pour une profondeur d'ancrage de **0.8m** par rapport au niveau de sous-sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

## VI.5.Calcul des semelles isolées :

### VI.5.1.Dimensionnement des semelles isolées :

| Semelle | L (m) | N (KN) | $\sigma_{sol}$ (MPa) | $B_{calculé}$ (m) | $B_{adopté}$ (m) | $h_{calculé}$ (cm) | $h_{adopté}$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Si-10 | 3.47 | 1149.83 | 0.2 | 2.4 | 3 | 49 | 60 |
| Si-11 | 3.47 | 1287.5 | | 2.7 | | 57 | |
| Si-20 | 3.47 | 1156.17 | | 2.4 | | 49 | |
| Si-21 | 3.47 | 1177.28 | | 2.4 | | 52 | |

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

### VI.5.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

| Semelle | $N_{ser}$ (KN) | $P_{semelle}$ (KN) | $P_{remblé}$ (KN) | $\sigma_{cal}$ (MPA) | $\sigma_{sol}$ (MPA) | $\sigma_{cal}<=\sigma_{Sol}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Si-10 | 1149.83 | 78.13 | 2.09 | 0.11 | 0.2 | Vérifiée |
| Si-11 | 1287.5 | 117.6 | 2.82 | 0.13 | | Vérifiée |
| Si-20 | 1156.17 | 78.13 | 2.09 | 0.11 | | Vérifiée |
| Si-21 | 1177.28 | 92.95 | 2.32 | 0.12 | | Vérifiée |

Tableau VI.2: Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS .

## VI.6.Calcul des semelles filantes :

### VI.6.1.Dimensionnement des semelles filantes :

| Semelle | L (m) | N (KN) | $\sigma_{sol}$ (MPA) | B calculé (m) | $B_{adopté}$ (m) | h calculé (cm) | h adopté (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sf- pf1 | 26.98 | 427.2 | | 0.21 | | 28 | |
| Sf-pf2 | 20.17 | 613.93 | | 0.31 | | 24.5 | |
| Sf-pf3 | 24.7 | 1085.11 | | 0.54 | | 24.5 | 30 |
| Sf-pf4 | 14.77 | 504.28 | | 0.25 | 1.2 | 24.5 | |
| Sf-pf5 | 4.81 | 334.88 | | 0.17 | | 24.5 | |
| Sf-pf6 | 8.11 | 1313 | | 0.66 | | 24.5 | |
| Sf-pf7 | 7.16 | 984.02 | | 0.49 | | 23 | |
| Sf-pf8 | 7.34 | 1441.75 | | 0.72 | | 24.5 | |
| Sf-9 | 7.16 | 1365.4 | 0.2 | 0.68 | 1.5 | 24.5 | 30 |
| Sf-12 | 3.1 | 1312.81 | | 0.66 | 3.1 | 75.5 | 80 |
| Sf-13 | 3.8 | 633.26 | | 0.32 | 1.2 | 16.75 | 30 |
| Sf-14 | 3.6 | 1262.26 | | 0.63 | 2.5 | 49.25 | 50 |
| Sf-15 | 3.23 | 1091.32 | | 0.55 | | | |
| Sf-16 | 3.6 | 1313 | | 0.66 | 2.8 | 68 | 70 |
| Sf-17 | 3.6 | 1311 | | 0.66 | | | |
| Sf-18 | 3.47 | 1733 | | 0.87 | 3.6 | 88 | 90 |
| Sf-19 | 3.47 | 1733 | | 0.87 | | | |
| Sf-22 | 14.4 | 1171 | | 0.59 | 1.5 | 24.25 | 25 |

Tableau VI.3 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

### VI.6.2.Dimensionnement de la poutre de libage :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur $h_p$ sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

| | B (m) | Lmax (m) | hp calculé (m) | hp adopté (m) | $\frac{\pi}{2}l_e$ | $l \leq \frac{\pi}{2}l_e$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Poutre de libage1 | 0.2 | 3.6 | 0.47 | 0.5 | 6.70 | Vérifiée |
| Poutre de libage2 | 0.2 | 5.02 | 0.73 | 0.75 | 9.09 | Vérifiée |
| Poutre de libage3 | 0.2 | 3.6 | 0.47 | 0.5 | 6.70 | Vérifiée |
| Poutre de libage4 | 0.2 | 4.16 | 0.57 | 0.6 | 7.69 | Vérifiée |
| Poutre de libage5 | 0.2 | 4.81 | 0.69 | 0.7 | 8.63 | Vérifiée |
| Poutre de libage6 | 0.2 | 4.07 | 0.55 | 0.65 | 8.16 | Vérifiée |
| Poutre de libage7 | 0.2 | 3.66 | 0.48 | 0.5 | 6.70 | Vérifiée |
| Poutre de libage8 | 0.2 | 3.85 | 0.51 | 0.6 | 7.69 | Vérifiée |
| Poutre de libage9 | 0.2 | 3.66 | 0.48 | 0.5 | 6.70 | Vérifiée |
| Poutre de libage12 | 0.2 | 3.1 | 0.38 | 0.4 | 5.66 | Vérifiée |
| Poutre de libage13 | 0.65 | 3.8 | 0.5 | 0.55 | 7.20 | Vérifiée |
| Poutre de libage14 | 0.65 | 3.6 | 0.47 | 0.5 | 6.70 | Vérifiée |
| Poutre de libage15 | 0.65 | 3.23 | 0.4 | 0.45 | 6.20 | Vérifiée |
| Poutre de libage16 | 0.2 | 3.6 | 0.47 | 0.5 | 6.70 | Vérifiée |
| Poutre de libage17 | 0.2 | 3.6 | 0.47 | 0.5 | 6.70 | Vérifiée |
| Poutre de libage18 | 0.2 | 3.47 | 0.44 | 0.5 | 6.70 | Vérifiée |
| Poutre de libage19 | 0.2 | 3.47 | 0.44 | 0.5 | 6.70 | Vérifiée |
| Poutre de libage22 | 0.65 | 3.6 | 0.47 | 0.5 | 6.70 | Vérifiée |

Tableau VI.4 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage

### VI.6.3.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

| Semelle | L (m) | N (KN) | $P_{semelle}$ (KN) | $P_{remblais}$ (KN) | $P_{p.libage}$ (KN) | $S_f$ ($m^2$) | $\sigma_{cal}$ (Mpa) | $\sigma_{sol}$ (Mpa) | $\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sf- pf1 | 26.98 | 427.2 | 242.82 | 1563.35 | 9 | 32.376 | 0.069 | 0.2 | Vérifiée |
| Sf-pf2 | 20.17 | 613.93 | 181.53 | 1160.3 | 18.82 | 24.204 | 0.081 | | Vérifiée |
| Sf-pf3 | 24.7 | 1085.11 | 222.3 | 1328.09 | 9 | 29.64 | 0.089 | | Vérifiée |
| Sf-pf4 | 14.77 | 504.28 | 132.93 | 840.71 | 12.48 | 17.724 | 0.084 | | Vérifiée |
| Sf-pf5 | 4.81 | 334.88 | 43.29 | 251.24 | 16.83 | 5.772 | 0.11 | | Vérifiée |
| Sf-pf6 | 8.11 | 1313 | 72.99 | 446.54 | 13.22 | 9.732 | 0.18 | | Vérifiée |
| Sf-pf7 | 7.16 | 984.02 | 64.44 | 323.44 | 9.15 | 8.592 | 0.16 | | Vérifiée |
| Sf-pf8 | 7.34 | 1441.75 | 64.66 | 331.65 | 11.55 | 8.808 | 0.19 | | Vérifiée |
| Sf-9 | 7.16 | 1365.4 | 80.55 | 496.26 | 9.15 | 10.74 | 0.18 | | Vérifiée |
| Sf-12 | 3.1 | 1312.81 | 192.2 | 360.14 | 6.2 | 9.61 | 0.19 | | Vérifiée |
| Sf-13 | 3.8 | 633.26 | 35.63 | 200.83 | 33.96 | 4.56 | 0.19 | | Vérifiée |
| Sf-14 | 3.6 | 1262.26 | 112.5 | 372.85 | 29.25 | 9 | 0.19 | | Vérifiée |
| Sf-15 | 3.23 | 1091.32 | 100.94 | 330.56 | 23.61 | 8.075 | 0.19 | | Vérifiée |
| Sf-16 | 3.6 | 1313 | 176.4 | 396.01 | 9 | 10.08 | 0.18 | | Vérifiée |
| Sf-17 | 3.6 | 1311 | 176.4 | 396.01 | 9 | 10.08 | 0.18 | | Vérifiée |
| Sf-18 | 3.47 | 1733 | 281.07 | 455.08 | 8.675 | 12.492 | 0.19 | | Vérifiée |
| Sf-19 | 3.47 | 1536 | 222.08 | 420.38 | 8.675 | 12.492 | 0.17 | | Vérifiée |
| Sf-22 | 14.4 | 1171 | 135 | 948.5 | 29.25 | 21.6 | 0.10 | | Vérifiée |

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS .

### VI.6.4.Vérification de l'interférence entre deux semelles :

| | semelle | (B+B')/2(m) | D(m) | D≥(B+B')/2 |
|---|---|---|---|---|
| suivant X | S-1→S-22 | 1.35 | 3.88 | Vérifiée |
| | S-22→S17 | 2.15 | 3.47 | Vérifiée |
| | S-16→S-3 | 2 | 3.47 | Vérifiée |
| suivant y | S-2→S18 | 2.4 | 4.45 | Vérifiée |
| | S-2→S7 | 1.2 | 4.82 | Vérifiée |
| | S-7→S9 | 1.35 | 3.1 | Vérifiée |
| | S-8→S13 | 1.2 | 4.1 | Vérifiée |
| | S-13→S4 | 1.2 | 4.02 | Vérifiée |
| | S-19→S4 | 2.4 | 5.76 | Vérifiée |

Tableau VI.6 : Vérification chevauchement entre les semelles filantes.

## VI.7.Calcul de radier partielle :

Un radier partiel est une dalle pleine réalisée sous une surface partielle de la construction.

Cette dalle peut être nervurée ou massive. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent

### VI.7.1.Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier :

- Condition forfaitaire :

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{360}{20} = 18cm$$ On adopte : h=30cm

### VI.7.2.Vérification des contraintes sous radier à l'ELS :

| | Sr ($m^2$) | $\sum N_{ser}$ (KN) | $P_{radier}$ (KN) | $P_{remblais}$ (KN) | σ (Mpa) | $Б_{sol}$ (Mpa) | $\sigma \leq \sigma_{sol}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Radier | 70.8 | 5372.5 | 531 | 3937.89 | 0.19 | 0.2 | Vérifiée |

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes sous radier partielle à l'ELS .

### VI.7.3.Vérification au non poinçonnement :

➢ **Sous poteau :**

| h choisi (cm) | fc28 (Mpa) | μc (m) | γb | Qu | Nu (KN) | Nu<Qu |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 30 | 25 | 3.8 | 1.5 | 855 | 1129 | cnv |

Tableau VI.8 : Vérification au non poinçonnement sous poteau.

La condition au non poinçonnement n'est pas vérifiée, donc notre radier nécessite des nervures dans les deux directions.

### VI.7.4.Vérification des contrainte de cisaillement du radier :

| Nu (KN) | $P_{radier}$ (KN) | $P_{remblais}$ (KN) | Sr ($m^2$) | q ($KN/m^2$) |
|---|---|---|---|---|
| 1129 | 531 | 3937.89 | 70.8 | 98.53 |

| | | $\tau$ (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) | $\tau < \bar{\tau}$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| Tx(KN) | 115.11 | 0.46 | 1.16 | C.V |
| Ty(KN) | 86.05 | 0.34 | | |

Tableau VI.9 : Vérification des contrainte de cisaillement du radier.

### VI.7.5.Dimensionnement des nervures :

| | B (m) | Lmax (m) | hp calculé (m) | hp adopté (m) | $\frac{\pi}{2}l_e$ | $l \leq \frac{\pi}{2}l_e$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Nervures | 0.65 | 3.60 | 0.21 | 0.40 | 5.68 | Vérifiée |

Tableau VI.10 : Dimensionnement des nervures.

### VI.7.6.Vérification du non poinçonnement :

- **Sous poteau :**

| h choisi (cm) | fc28 (Mpa) | μc (cm) | γb | Qu | Nu (KN) | Nu<Qu |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 40 | 25 | 40 | 1.5 | 1200 | 1129 | C.V |

Tableau VI.11 : Vérification au non poinçonnement sous poteau.

## VI.8.Ferraillage :

### VI.8.1.Les semelles isolées :

Le ferraillage de semelle isolé se fait à l'ELU ou ELS avec la méthode des bielles.

| $h_{adopte}$ (cm) | c (cm) | $d_a$ (cm) | $d_b$ (cm) | $P_u$ (KN) | $A_a$ (cm²) | $A_b$ (cm²) | $A_{choisi}$ (cm²) | esp (cm) | $A_{rep}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 60 | 3 | 57 | 57 | 1584 | 20.46 | 20.46 | 2(4HA12+4HA14)= 21.34 | 13.75 | 5.335 |

Tableau VI.12 : ferraillage de semelle isolée.

### VI.8.2.Les semelles filantes :

On a deux cas des semelles filantes :

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux .
- Semelle filante (continue) sous un voile .

### VI.8.2.1.Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

- Armatures principales :

| Semelle | $N_u$ (KN) | A (m) | B (m) | $A_{calculée}$ (cm²) | $A_{choisie}$ (cm²) | A/ml (cm²) | $Ab_{choisie}$/ml (cm²) | esp (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $SF_{22}$ | 1612 | 3.6 | 1.5 | 22.37 | 2(10HA12)=22,62 | 6.28 | 6HA12=6,78 | 14 |

Tableau VI.13 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales).

- Armature de repartions :

| Arep ($cm^2$) | Arepchoi ($cm^2$) | esp (cm) |
|---|---|---|
| 2.54 | 2(5HA12)=11,3 | 15 |

Tableau VI.14 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux

### VI.8.2.2.Semelle filante (continue) sous un voile :

| Semelle | L (m) | N (KN) | $\sigma_{sol}$ (MPA) | B calculé (m) | $B_{adopté}$ (m) | h calculé (cm) | h adopté (cm) | A (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sf- pf1 | 26.98 | 427.2 | 0.2 | 0.21 | 1.2 | 28 | 30 | 3.6 |

| Semelle | $N_u$ (KN/ml) | $M_u$ (KN) | $E_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm) | $\frac{B}{6}$ (cm) | $e_0 < \frac{B}{6}$ | $\frac{B}{18}$ (cm) | $e_0 < \frac{B}{18}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $SF_1$ | 586.55 | 32.5 | 5.54 | 20 | Vérifiée | 6.66 | Vérifiée |

Tableau VI.15 : Vérification l'excentricité des semelles filantes.

Donc le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelle (SF1).

| Semelle | $N_u$ (KN/ml) | $M_u$ (KN) | $e_0$ (cm) | B (m) | $A_{calculée}$ ($cm^2$) | $A_{choisie}$ ($cm^2$) | ESP (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $SF_1$ | 586.55 | 32.5 | 5.54 | 1.2 | 4.88 | 6HA12=6,78 | 16 |

Tableau VI.16 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile (méthode des bielles) .

| Arep ($cm^2$) | Achoirep ($cm^2$) | ESP (cm) |
|---|---|---|
| 2.034 | (5T12)=5,65 | 20 |

Tableau VI.17 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile (Armature de repartions ).

### VI.8.2.3.Longueur de scellement " ls " :

| Semelle | Ø (mm) | τs (Mpa) | $L_s$(cm) | B/8 (cm) | B/4 (cm) | Ancrage |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Sous poteau | 12 | 2.8 | 42.85 | 18.75 | 37.5 | Ancrage courbe |
| Sous voile | 12 | | 42.85 | 15 | 30 | |

Tableau VI.18 : Vérification longueur de scellement des semelles filantes.

### VI.8.2.4.Poutre de libage :

| Semelle | NU (KN) | Nser (KN) | L (m) | N (KN) | $P_{semelle}$ (KN) | $P_{remblais}$ (KN) | $P_{p.libage}$ (KN) | $q_u$ (KN/m) | $q_{ser}$ (KN/m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| poutre1 | 7595.9 | 5519 | 14.4 | 1171 | 135 | 948.5 | 29.25 | 527.49 | 383.26 |

Tableau VI.19 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

| Poutre de libage | ELU | | ELS | |
|---|---|---|---|---|
| | $M_a$(KN.m) | $M_t$(KN.m) | $M_a$(KN.m) | $M_t$(KN.m) |
| PL1 | 304.2 | -263.74 | 220.07 | -191.63 |

Tableau VI.20 : Détermination des moments de la poutre de libage.

La poutre de libage travaille en flexion simple.

| | Mu(KN.m) | μ | μl | μ≤μl | β | A(cm²) | A choisi |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| travée | -263.74 | 0.147 | 0.392 | C.V | 0.919 | 17.17 | 12HA14=18,47 |
| appuis | 304.2 | 0.14 | 0.392 | C.V | 0.924 | 20.12 | 2(8HA14)=24,62 |

Tableau VI.21 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

- Vérification des contraintes à l'ELS :

| | Mser (KN.m) | $A_{calculé}$ (cm²) | $A_{adopté}$ (cm²) | $\sigma_b$ MPa | $\sigma_s$ MPa | $\overline{\sigma_b}$ Mpa | $\overline{\sigma_s}$ Mpa | $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ | $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Travée | -191.63 | 12.31 | 8HA14 | 10.11 | 83.4 | 15 | 202 | Vérifiée | Vérifiée |
| Appui | 220.07 | 14.22 | 10HA14 =15,39 | 10.7 | 76.2 | | | | |

Tableau VI.22 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

hp 50 cm< 80 cm , donc il n'ya pas des armatures de peau.

- Armatures transversales :

| | | | | RPA99 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Elément | T (KN) | τu MPa | $\overline{\tau u}$ (Mpa) | Szn(cm) | Szc(cm) | At (cm²) | At (cm²) |
| PL1 | 527.49 | 1.72 | 2.5 | 10 | 30 | 6.28 | 8HA10 |

Tableau VI.23 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

**VI.8.2.4.1.vérification de la flèche :**

| h cm | L m | h/L | h/L1≥1/16 |
|---|---|---|---|
| 50 | 3.6 | 0.138 | C.V |

| M0 | h cm | L m | h/L | Mt/10xM0 | h/L≥Mt/10xM0 |
|---|---|---|---|---|---|
| -220.07 | 50 | 3.6 | 0.138 | 0.087 | C.V |

| A cm2 | b0 | d | fe | A/b0*d | 4,2fe | A/b0*d ≤4,2/fe |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 15.39 | 65 | 47 | 400 | 0.0050 | 0.0105 | C.V |

Tableau VI.24 : Vérification de la flèche de poutre de libage .

**VI.8.3.Le radier partielle :**

La dalle du radier se calculera comme plancher renverse appuyée sur les nervures et les

Poteau.

Le panneau constituant le radier est uniformément charge et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotes et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires $\mu_x$, $\mu_y$ qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$.

dalle sur 4 appuis :

On a :

$$\rho = \frac{2.62}{3.60} = 0.72 > 0.4 \; donc\ le\ panneau\ se\ travaille\ suivant\ les\ deux\ direction$$

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires

$$\text{ELU: } v = 0 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0658 \\ \mu_y = 0.4624 \end{cases}$$

$$\text{ELS: } v = 0.2 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0719 \\ \mu_y = 0.6063 \end{cases}$$

| | S (m²) | ∑ N (KN) | $P_{radier}$ (KN) | $P_{remblais}$(KN) | q(KN/m²) |
|---|---|---|---|---|---|
| $q_{ELU}$ | 70.8 | 7196.4 | 531 | 3937.89 | 186.85 |
| $q_{ELS}$ | | 5372.5 | | | 139.00 |

Tableau VI.25 : Les charges à ELU et ELS.

### VI.8.3.1.Calcul des moments

#### VI.8.3.1.1.Détermination des moments a l'ELU et a l'ELS :

| ELU | | En travée | | En appuis | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mx(KN,m) | My(KN,m) | Mtx(KN,m) | Mty(KN,m) | Max(KN,m) | May(KN,m) |
| 84.39 | 39.02 | 63.29 | 33.17 | 42.19 | 42.19 |

| ELS | | En travée | | En appuis | |
|---|---|---|---|---|---|
| Mx(KN,m) | My(KN,m) | Mtx(KN,m) | Mty(KN,m) | Max(KN,m) | May(KN,m) |
| 62.78 | 29.03 | 47.08 | 24.67 | 31.39 | 31.39 |

Tableau VI.26 : les moments a l'ELU et a l'ELS.

#### VI.8.3.1.2.Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance :

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

| Élément | | Mu (KN.m) | d (cm) | A ($cm^2$) | $A_{min\ RPA}$ ($cm^2$) | ESP (cm) | Choix |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Suivant X | Travée | 63.29 | 27 | 6.95 | 3 | 20 | 5HA14=7,69cm² |
| | Appui | 42.19 | | 4.58 | | | 5HA14=7,69cm² |
| Suivant Y | Travée | 33.17 | | 3.58 | | | 5HA14=7,69cm² |
| | Appui | 42.19 | | 4.58 | | | 5HA14=7,69cm² |

Tableau VI.27 : Des armatures longitudinales a l'ELU de résistance.

#### VI.8.3.1.3.Vérifications nécessaires :

**Condition de non fragilité:**

| | A choisi (cm²) | A min (cm²) | Achoi≥Amin |
|---|---|---|---|
| En travée | 5HA14=7,69cm² | 3 | C.V |
| En appuis | 5HA14=7,69cm² | 3 | C.V |

Tableau VI.28 : Vérification de non fragilité.

**Vérification de l'espacement:**

| | St (cm) | min(3×h;33) | St ≤min(3*h;33) |
|---|---|---|---|
| En travée | 20 | 33 | C.V |
| En appuis | 20 | 33 | C.V |

Tableau VI.29 : Vérification de l'espacement.

**Vérification de l'effort tranchant:**

| | qu (KN) | Lx | Ly | Vu | $\tau$ (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) | $\tau \leq \bar{\tau}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| suivant X | 186.85 | 2.62 | 3.60 | 179.47 | 0.63 | 1.16 | C.V |
| suivant Y | 186.85 | 2.62 | 3.60 | 163.18 | 0.62 | 1.16 | C.V |

Tableau VI.30 : Vérification de l'effort tranchant.

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**VI.8.3.1.4.Vérification des contraintes à l'ELS :**

| Élément | | Mser (KN.m) | $A_{calculé}$ ($cm^2$) | $A_{adopté}$ ($cm^2$) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) | $\overline{\sigma_s}$ (MPa) | $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ | $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Suivant X | Travée | 47.08 | 5.13 | 7.69 | 5.58 | 36.43 | 15 | 202 | Vérifiée | Vérifiée |
| | Appui | 31.39 | 3.39 | 7.69 | 3.72 | 24.29 | | | | |
| Suivant Y | Travée | 24.67 | 2.65 | 7.69 | 2.92 | 19.09 | | | | |
| | Appui | 31.39 | 3.39 | 7.69 | 3.72 | 24.29 | | | | |

Tableau VI.31 : Vérification des contraintes à l'ELS .

**VI.8.3.2.Les nervures :**

| | NU (KN) | Nser (KN) | L (m) | N (KN) | $P_{semelle}$ (KN) | $P_{remblais}$ (KN) | $P_{p.libage}$ (KN) | $q_u$ (KN/m) | $q_{ser}$ (KN/m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| nervure | 7196.4 | 5372.5 | 10.8 | 1171 | 135 | 1189.13 | 117 | 666.33 | 497.45 |

Tableau VI.32: Détermination des valeurs de (q) de nervure.

| | ELU | | ELS | |
|---|---|---|---|---|
| | $M_a$(KN.m) | $M_t$(KN.m) | $M_a$(KN.m) | $M_t$(KN.m) |
| Nervure | 451.12 | -313.16 | 395.24 | -248.72 |

Tableau VI.33 : Détermination des moments des nervures.

| | Mu(KN.m) | μ | μl | μ≤μl | β | A(cm²) | A choisi |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| travée | -313.16 | 0.024 | 0.392 | C.V | 0.988 | 24.61 | 2(8HA14)=24,62 |
| appuis | 451.12 | 0.035 | | | 0.982 | 35.67 | 2(10HA16)=40,2 |

Tableau VI.34 : Calcul des armatures longitudinales des nervures à L'ELU.

| At choisi | At choisi | Szc(cm) | Szn(cm) |
|---|---|---|---|
| 3.9 | 5HA10=3,93 | 10 | 20 |

Tableau VI.35 : Calcul des armatures transversals des nervures à L'ELU.

**VI.8.3.2.1.Vérification des contraintes à l'ELS :**

| | Mser (KN.m) | $A_{cal}$ ($cm^2$) | $A_{adopté}$ ($cm^2$) | $\sigma_b$ MPa | $\sigma_s$ MPa | $\overline{\sigma_b}$ MPa | $\overline{\sigma_s}$ MPa | $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ | $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Travée | -248.72 | 20.36 | 2(8T14)=24,62 | 11.52 | 36.24 | 15 | 202 | Vérifiée | Vérifiée |
| Appui | 395.24 | 34.6 | 2(12HA16)=48,24 | 14.83 | 40.99 | | | | |

Tableau VI.36 : Vérification des contraintes des nervures à l'ELS.

**VI.8.3.2.2.Vérification contrainte de cisaillement des nervures :**

| T (KN) | $\tau_u$ (MPa) | $\overline{\tau u}$ (MPa) |
|---|---|---|
| 447.69 | 1.86 | 2.5 |

Tableau VI.37 : Vérification contrainte de cisaillement des nervures .

## VI.9.Ferraillage des longrines : [Art 10.1.1 RPA99v2003] :

**VI.9.1.Les longrines :**

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

**VI.9.2.Pré dimensionnement : [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:**

Pour un sol de fondation de catégorie S3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25 x 30cm².

**VI.9.3.Sollicitations : [1] ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ KN$$

Avec :

N : effort à la base du poteau le plus sollicité soit a l'ELU ou l'ELA.

α: coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie **:** 30x40 $cm^2$

α=10 (zone III,S3).

### VI.9.4.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- Armatures longitudinales :

| Section ($cm^2$) | $N_u$ (KN) | F(KN) | $A_{calculée}(cm^2)$ |
|---|---|---|---|
| 30x40 | 1774.09 | 177.409 | 5.097 |

Tableau VI.38 : Les armatures longitudinales calculé.

**condition de non fragilité :**

| B($cm^2$) | Ft28(Mpa) | Fe(Mpa) | $A_{calculée}(cm^2)$ | $A_{choisie}(cm^2)$ |
|---|---|---|---|---|
| 1200 | 2.1 | 400 | 6.3 | 6HA12=6,78 |

Tableau VI.39 : Les armatures longitudinales choisie .

### VI.9.5.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

| Section ($cm^2$) | Nser (KN) | F (KN) | $\sigma_s$ Mpa | $\overline{\sigma_s}$ Mpa | $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ | $A_{MinCBA}$ ($cm^2$) | $A_{MinRPA}$ ($cm^2$) | $A_{choisie}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 30x40 | 1287.5 | 128.75 | 189.89 | 202 | C.V | 1.2 | 7.2 | 6HA14=9,23 |

Tableau VI.40 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

### VI.9.6.Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄qui doit être inférieur au Min (20 cm 15Φ ).

| Ø(mm) | At ($cm^2$) | St(cm) | St choisi(cm) |
|---|---|---|---|
| 4.66 | 4Ø8=2,01 | 20 | 15 |

Tableau VI.41 : Les armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

## VI.10. Etude du voile périphérique [1] ►► [Art 10.1.2] ◄◄:

Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondations (les semelles) et le niveau de base.

### VI.10.1. Evaluation des charges :

En Plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit aussi la charge d'exploitation q=2.5kN/m² qui vient du parking.

a. **charge permanente :**

- ✓ un terrain plat ⇒ β =0
- ✓ mur droit ⇒ λ= 0
- ✓ le poids volumique du terrain: $\gamma$=18 (kN/m3)
- ✓ l'angle de frottement interne : $\varphi$ =20°
- ✓ la charge dépôt q =6KN/m²

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à :

$$P=\frac{1}{2}(k_{\gamma a}.\gamma.h^2) \quad G=k_{\gamma a}.\gamma.h$$

Le coefficient de contrainte : $k_{\gamma a.}=tg^2\left[\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right]$

| G(KN/m²) | $k_{\gamma a.}$ | P(KN/m²) |
|---|---|---|
| 32.98 | 0.49 | 61.68 |

Tableau VI.42 : charge permanente de voile périphérique.

**b. charge d'exploitation :**

- ✓ $Q=k_q .q$ $\quad k_q = k /\cos(\beta-\lambda)= 0.49$

Alors : Q= 0.49 x 6=2.94 KN/m².

c. **combinaisons d'actions :**

$q_u$=1.35G+1.5Q=48.94 KN/m² $\quad q_{ser}$=G+Q=35.92 KN/m².

Pour une bande de 1m:

$q_u$=48.94KN/ml. $\quad q_{ser}$=35.92KN/ml.

### VI.10.2. Ferraillage des voiles périphériques :

$\rho=\frac{3.74}{5.02}=0.74\geq 0.4$ donc la dalle travaillant suivant les deux direction.

| ELU | | ELS | |
|---|---|---|---|
| $\mu_x$ | $\mu_y$ | $\mu_x$ | $\mu_y$ |
| 0.0633 | 0.4938 | 0.0696 | 0.6315 |

| ELU | | En travée | | En appuis | |
|---|---|---|---|---|---|
| $M_X$(KN,m) | $M_y$(KN,m) | $M_{tX}$(KN,m) | $M_{ty}$(KN,m) | $M_{aX}$(KN,m) | $M_{ay}$(KN,m) |
| 43.33 | 21.39 | 32.50 | 18.18 | 21.66 | 21.66 |

Tableau VI.43 : Les moments des voiles périphériques à l'ELU.

| ELS | | En travée | | En appuis | |
|---|---|---|---|---|---|
| $M_X$(KN,m) | $M_y$(KN,m) | $M_{tX}$(KN,m) | $M_{ty}$(KN,m) | $M_{aX}$(KN,m) | $M_{ay}$(KN,m) |
| 34.97 | 22.08 | 26.23 | 18.77 | 17.48 | 17.48 |

Tableau VI.44 : Les moments des voiles périphériques à l'ELS.

**VI.10.2.1.determination des armatures longitudinals :**

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

**à L'ELU :**

| Élément | | $M_u$ (KN.m) | d (cm) | A ($cm^2$) | $A_{min\,RPA}$ ($cm^2$) | ESP (cm) | Choix |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Suivant X | Travée | 32.50 | 17 | 5.73 | 2 | 17 | 6HA12=6,78cm² |
| | Appui | 21.66 | | 3.76 | | 25 | 4HA12=4,52cm² |
| Suivant Y | Travée | 18.18 | | 3.1 | | 25 | 8HA10=6.28cm² |
| | Appui | 21.66 | | 3.76 | | 25 | 4HA12=4,52cm² |

Tableau VI.45 : Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU.

**VI.10.2.1.1. Vérifications nécessaires :**

**Condition de non fragilité:**

| | | $A_{choisi}$(cm²) | $A_{min}$(cm²) | $A_{choisi} \geq A_{min}$ |
|---|---|---|---|---|
| Suivant X | En travée | 6.78 | 2 | C.V |
| | En appuis | 4.52 | | |
| Suivant Y | En travée | 6.28 | | |
| | En appuis | 4.52 | | |

Tableau VI.46 : Vérifications de non fragilité.

**Vérification de l'espacement:**

| | | $S_t$(cm) | min (3.h;33) | $S_t \leq$min(3.h;33) |
|---|---|---|---|---|
| Suivant X | En travée | 17 | 33 | C.V |
| | En appuis | 25 | | |
| Suivant Y | En travée | 25 | | |
| | En appuis | 25 | | |

Tableau VI.47 : Vérification de l'espacement.

**Vérification de l'effort tranchant:**

| | $q_u$ (KN) | $L_x$(m) | $L_y$ (m) | $V_u$ (KN) | τ (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) | $\tau \leq \bar{\tau}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| suivant X | 48.94 | 3.74 | 5.02 | 66.682 | 0.392 | 1.16 | C.V |
| suivant Y | | | | 61.014 | 0.358 | | |

Tableau VI.48 : Vérification de l'effort tranchant.

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires**.**

**à L'ELS :**

| Élément | | $M_{ser}$ (KN.m) | $A_{cal}$ ($cm^2$) | $A_{adopté}$ ($cm^2$) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\overline{\sigma_b}$ (MPa) | $\bar{\sigma_s}$ (MPa) | $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ | $\sigma_s \leq \bar{\sigma_s}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Suivant X | Travée | 26.23 | 4.58 | 6HA12= 6,78 | 6.9 | 131.69 | 15 | 202 | Vérifiée | Vérifiée |
| | Appui | 17.48 | 3.01 | 4HA10= 3,14 | 9.32 | 10.46 | | | | |
| Suivant Y | Travée | 18.77 | 3.25 | 4HA12= 4,52 | 8.05 | 84.2 | | | | |
| | Appui | 17.48 | 3.01 | 4HA10= 3,14 | 9.32 | 10.46 | | | | |

Tableau VI.49 : Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS.

# Conclusion générale

Dans ce projet, on a essayé d’établir une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été choisie conformément au règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout à fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction.

Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

# *Référence bibliographique*

[1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

[2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

[3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

[4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

[5] : Cours de béton armé. Mr.O.BOUKENDAKDJI.

[6] : Conception et calcul des structures en béton «HENRY THONIER ».

Les logiciels :

- SAP2000 version 19.
- Expert 2010 .
- Auto CAD .