République Algérienne Démocratique et populaire

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Option : STRUCTURE

Mémoire de fin d'étude en vu de l'obtention du diplôme de Master en STRUCTURE

Thème :

Conception et étude d'un centre culturel salle de conférence et bloc d'administrations (RDC+4etages)

Préparé et Présenté par :

- CHARFAOUI Samah

-MAKHLOUFE Khadidja

Encadré par :

Mr.KHALLADI Mohamed

Promotion: 2017/2018

REMERCIEMENT

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

En second lieu, nous tenons à remercier notre encadreur Mr "kHELLADI Mohamed" son précieux conseil et son aide durant toute la période du travail.

A notre examinateur

Nous sommes très honorées de vous compter parmi les membres de ce jury de thèse.

Votre pédagogie et votre gentillesse ont constitué un véritable modèle pendant ces années d'études.

DEDICACES

A nos parents

Pour toute l'affection qu'ils nous ont témoigné, leur attention à nos travaux, leurs encouragements sont une source de volonté et de persévérance, qu'ils trouvent ici l'expression de nos remerciements les plus sincères la réciprocité des sentiments qu'ils nous ont témoignés.

A mes frères et ma sœur

Pour leur attention à l'avancement de nos travaux, qu'ils trouvent ici nos remerciements particuliers sincères.

A nos familles

A nos amis

A notre chère promotion

(2017/2018)



khadidja

DEDICACES

A nos parents

Pour toute l'affection qu'ils nous ont témoigné, leur attention à nos travaux, leurs encouragements sont une source de volonté et de persévérance, qu'ils trouvent ici l'expression de nos remerciements les plus sincères la réciprocité des sentiments qu'ils nous ont témoignés.

A mes frères et ma sœur

Pour leur attention à l'avancement de nos travaux, qu'ils trouvent ici nos remerciements particuliers sincères.

A nos familles

A nos amis

A notre chère promotion

(2017/2018)



Samah

SOMMAIRE

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 centre culturelle…….. 1

I.3.1.Dimensions en plan…….. 1

I.3.2.Dimensions en élévation…….. 2

I.3.3.L'ossature…….. 2

I.3.4.Planchers…… 5

I.3.5.Maçonneries…… 5

I.3.5.a. Murs extérieur ……. 5

I.3.5.b.Murs intérieure …… 5

I.3.6.Revêtement…….. 5

I.3.7.L'acrotère…….. 5

I.3.8.Les escaliers…….. 5

I.3.9.Système de contreventement…… 5

I.3.10.Fondation…… 6

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments résistants

II.1.Introduction…… 7

II.2.Pré dimensionnement des planchers…… 7

II.2.1.Planchers corps creux…… 8

II.3.Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation …….. 9

II.3.1.Plancher terrasse inaccessible (corps creux16+4)…… 9

a)Charges permanentes…….. 9

II.3.2.Plancher terrasse inaccessible ……. 10

b. Surcharge d'exploitation ……. 10

II.3.3.Planchers étages courants (corps creux16+4) …….. 10

a. Charges permanentes…….. 10

II.3.4.Planchers étages courants (dalle pleine)…… 11

b. Surcharges d'exploitation …… 11

II.3.5.Maçonneries …… 11

a-Murs simple cloison…… 11

b-Murs double cloison…… 11

II.4.Pré dimensionnement des poutres…… 12

II.4.1. les poutres principales…… 12

II.4.2. Les goussets…… 12

II.4.3. la poutre principale (E ,4)…… 13

II.4.4. Les poutres secondaires…… 13

II.4.4.Vérification selon RPA99 version 2003 …… 14

II.5.Pré dimensionnement des voiles RPA99 version 2003 …… 14

II.6.pré dimensionnement des poteaux …… 15

II.6.1. Etapes de pré dimensionnement…… 15

II.6.2.Calcul l'effort normal ultime Nu …… 16

II.6.3.Descente des charges …… 18

II.6.3.1.Surcharges d'exploitation…… 18

II.6.3.2.Charges permanentes…… 19

Chapitre III : les éléments secondaire

III.1.Introduction …… 22

III.2. L'acrotère …… 22

III.2.1.Evaluation des charges permanentes et d'exploitations …… 22

III.2.2.Calcul du ferraillage l'acrotère…… 22

III.2.3.La vérification des contraintes à l'ELS…… 23

III.2.Les poutrelle…… 24

a. Etape 1 : Avant coulage…… 24

étapes 2 :Apreé coulage…… 24

III.3. Les escaliers…… 28

III.3.1. Evaluation des charges et surcharges…… 28

III.3.1.a. Charges permanents…… 28

III.3.1.b. Surcharge d'exploitation…… 29

III.3.2.Schéma statique de l'escalier…… 29

III.3.3.. Ferraillage de l'escalier…… 29

II.3.4. Vérification à l'E.L.S …… 30

III.3.5. Vérification non fragilité…… 30

III. 3.6.la poutre brisée…… 31

III.3,7.Pré dimensionnement…… 31

III.3.8. Evaluation des charges…… 31

III.3.9, Calcul des efforts…… 31

III.3.10. Ferraillage de la poutre palière…… 32

II.3.11. Condition de non fragilité…… 32

III.3.12. Vérification de l'effort tranchant…… 32

III.3.13. Armatures transversales…… 33

III.3.14.Vérification du R.P.A 99…… 33

III.3.15. Vérification à l'E.L.S…… 34

III.3.16. Vérifications préliminaires de la flèche …… 34

III.4.dalles pleines …… 35

III.4.1.METHODE DE CALCUL …… 35

III.4.1.1.Calcul des moments (principe du travail virtuel)…… 35

III, 4, 2, Calcule des dalle plainer…… 36

III.4.2.1..Détermination de Moment…… 36

III.4.2.2.Calcule ferraillage de dalle plainer…… 37

III.4.2.3.Vérification de contraints…… 37

III.4.2.4.Vérification de la flèche…… 38

III,4,2,Calcule des dalle plainer…… 38

III.4.3. 1. Détermination de Moment…… 38

III.4.3.2.Calcule ferraillage de dalle plainer…… 39

III.4.3.3.Vérification de contraints…… 40

III.4.3.4.Vérification de la flèche…… 40

III .5.Calcul de la voute…… 41

III .5.1.Généralités…… 41

III 5.2.Le chargement sur voute…… 41

III. 5.3.poids total de la voute …… 42

III .5.4.Méthode de calcul des coques …… 42

III .5.4.1.Méthode de la membrane …… 42

III .5.5.Détermination des armateurs longitudinaux…… 44

III .5.6.Détermination de l'armature transversal…… 44

III .5.7.Vérification de l'effort tranchant …… 44

III .5.8 .Vérification de la section min …… 45

III .5.9.Vérification des contraintes …… 45

CHAPITRE IV :Etude Dynamique……

IV.1.Introduction …… 46

IV.2.DEPOSITION DES VOILES…… 46

IV.3.Caractéristiques dynamiques de la structure …… 47

IV.3.1.Centre de masse…… 47

IV.3.2.Centre de torsion …… 48

IV.3.3.Excentricité …… 49

IV.3.3.A. Calcul d'excentricité …… 49

IV.3.3.B. Excentricité admissible …… 49

IV.3.3.C. Excentricité statique …… 50

IV.3.3.D. Excentricité accidentelle…… 50

IV.4.Choix de la méthode de calcul …… 51

IV.4.1.Introduction …… 51

IV.4.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente …… 51

IV.4.3.Méthode dynamique modale spectrale…… 51

IV.4.3.1.Principe …… 51

IV.4.3.2.Modélisation …… 52

IV.4.3.3.Le spectre de réponse de calcul……. 52

a. Coefficient d'accélération A …….. 52

b. facteur de correction d'amortissement …… 52

c. coefficient de comportement R…… 52

d. facteur de qualité Q…… 55

IV.5. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique …….. 56

IV5.1.Vérification de comportement des trois premiers modes…….. 56

IV.5.2.vérification de participation massique …….. 57

IV.5.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul …….. 58

IV-5-4- Vérification de la stabilité au renversement…….. 60

V.5.5. Vérification des déplacements …….. 61

V.5.6.Vérification au cisaillement des éléments …… 64

V.5.6.a. Les poteaux…… 64

V.5.6.b. Les poutres…… 64

V.5.7.Vérification du l'effort normal réduit…… 65

V.5.8.Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ…… 67

Conclusion général …… 68

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1.INTRODUCTION…… 68

V.2.LES COMBINAISONS DES CHARGES…… 68

V.3.Ferraillage des poutres…… 68

V.3.1.Introduction…… 68

V.3.2.Recommandation du RPA99 version 2003…… 69

V.3.2.2.Les armatures transversales …… 69

V.3.3.Ferraillage des poutres principales…… 69

V.3.3.1.Vérification sections minimale des poutres principales…… 70

V.3.3.2.Vérification des contraintes à ELS des poutres principales…… 71

V.3.3.3.Vérification au cisaillement des poutres principales…… 71

V.3.4.Ferraillage des poutres secondaires…… 72

V.3.4.1.Vérification des sections minimales des poutres secondaire…… 73

V.3.4.2.Vérification des contraintes à ELS des poutres secondaires…… 73

V.3.4.3.Vérification au cisaillement des poutres secondaires…… 74

V.3.5.Calcul des armatures transversales…… 75

V.3.6.Vérification de la flèche…… 76

V.4.Ferraillage des goussets…… 77

V.4.1.Verification des contraintes à ELS…… 77

V.4.2.Vérification au cisaillement pour les goussets…… 77

V.4.3.Calcul des armatures transversales…… 78

V.4.4.Vérification de la flèche…… 78

V.5.Ferraillage des longrines…… 78

V.5.1.Verification des contraintes à ELS…… 79

V.6.Ferraillage des poteaux…… 79

V.6.1. Détermination des armatures longitudinales…… 79

V.6.1.1. Recommandations des règlements…… 79

V.6.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage…… 80

V.6.1.3.Vérification des contraintes à ELS…… 81

V.6.1.4.Vérification des contraintes de cisaillement…… 83

V.6.1.5.Vérification des armatures transversales…… 84

V.7.Ferraillage des voiles…… 86

V.7.1.les voiles pleins…… 86

V.7.2.les voiles avec ouvertures…… 86

V.7.3.Recommandations réglementaires…… 87

V.7.4. Recommandations pour les voiles…… 88

V.7.5.Ferraillage des voiles pleins (trumeau)…… 89

V.7.5.1.Les armatures vertical…… 89

V.7.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS…… 90

V.7.5.3 Vérification des contraintes de cisaillements…… 92

V.7.5.4 Calcul des armatures horizontales…… 92

VI.8.6.Ferraillage des voiles (linteaux)…… 93

chapitre VI : Etude de l'infrastructure 94

VI.1. Introduction…… 94

VI.2. Type de la fondation …… 94

VI.3. Caractéristiques du sol…… 94

VI.4. Choix du Type de fondation…… 94

VI.6.Calcul des semelles isolées …… 95

VI.7.Ferraillage des semelles isolées …… 95

VI.8.Armatures de répartition …… 96

VI.9.longueur de scellement "ls" …… 97

VI.10.Calcul des semelles filantes …… 98

VI.10.1 Dimensionnement des semelles filantes …… 98

VI.11.Ferraillage …… 98

VI.12.Armatures de répartition …… 100

VI.13.Semelle filante sous un voile …… 100

VI.14.Longueur de scellement "ls"…… 100

VI.15.Dimensionnement de la poutre de libage …… 102

VI.16.Vérification des contraintes à l'ELS …… 103

Liste des tableaux

Chapitre II pré dimensionnement des éléments résistants

Tableau II.3 : Pré dimensionnement des planchers dalle pleine…… 9
Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes des planchers terrasse (corps creux 16+4)…… 9
Tableau II.5: Evaluation des charges permanentes des planchers terrasse (Dallepleine)…… 10
Tableau II.6: Evaluation des charges permanentes des planchers courants (corps creux 16+4)…… 10
Tableau II.7: Evaluation des charges permanentes des planchers courants (Dalle pleine)…… 11
Tableau II.8 : Charge permanente du mur simple cloison…….. 11
Tableau II.10: Pré dimensionnement des poutres principales (BLOC A)…… 12
Tableau II.11 : Pré dimensionnement des goussets et des poutres…… 12
Tableau II.12 : Pré dimensionnement de poutres (E4) (BLOC B)…… 13
Tableau II.13: Pré dimensionnement des poutres principales (BLOC B)…… 13
Tableau II.14: pré dimensionnement des poutres secondaires (BLOC A)…… 13
Tableau II.15pré dimensionnement des poutres secondaires (BLOC B)…… 14
Tableau II.16 : Vérification selon RPA99 version 2003(BLOC A)……... 14
Tableau II.17 : Vérification selon RPA99 version 2003(BLOC B)…… 14
Tableau II.18: Pré dimensionnement des voiles……. 15
Tableau II.19 : Surface reprise par le poteau (bloc A)…… 16
Tableau II.20: l'effort normal ultime de chaque niveau (bloc A)…… 17
Tableau II.23 : surcharges d'exploitation Bloc A……... 18
Tableau II.25 : charges permanentes de chaque niveau (bloc A)……... 19
Tableau II.26 : charges permanentes de chaque niveau (bloc B)……... 20
Tableau II.28: Vérification de 1.1Nu≤ Nu (blocB)……. 21
Tableau II.29: les sections des éléments résistances (bloc A)……... 21
Tableau II.30 : les sections des éléments résistances (bloc B)…….. 21

Chapitre III : les éléments secondaires

Tableau III.1 : Les efforts à l'ELU et l'ELS…….. 22
Tableau.III.2 : La section d'armature……. 22
Tableau .III.3 : Vérification des contraintes…….. 23
Tableau III.4 : Détermination du nombre d'étaiements (blocA)…… 24
Tableau III.5 : vérification de la flèche des poutrelles (bloc A)…… 24
Tableau III.8 : les sollicitations max en travée et aux appuis(blocA)……. 26
Tableau .III.9 : La section d'armatures(blocA)…….. 26
Tableau .III.10: Vérification des contraintes a ELS(blocA)…… 26
Tableau .III.11: La section d'armatures(BLOCB)…… 27
Tableau .III.12 : Vérification des contraintes a ELS(blocB)…….. 27
Tableau .III.13: La section d'armatures(bloc B)……. 27
Tableau .III.14 : Vérification des contraintes a ELS(blocB)…….. 27
Tableau III. 15 : Evaluation de la Charge permanente du palier…… 28
Tableau III.16 : Evaluation de la Charge permanente du palier……... 28
Tableau III.17 : Combinaison des charges de l'escalier……... 29
Tableau III.18 : Moment à L'ELU et L'ELS…… 29
Tableau III.19 : La section d'armatures…… 30

Tableau III.20 : Vérification à l'E.L.S…… 30
Tableau III .21 : pré dimensionnement de la poutre palière……. 31
Tableau III. 22 : les données…… 32
Tableau III.23 : des sections d'acier de la poutre palière…….. 32
Tableau III .24 : Vérification à l'E.L.S…… 34
Tableau III .25: vérifications préliminaires de la flèche de la poutre……... 34
Tableau III.26 : le charge de la dalle plainer……..…… 35
Tableau III.27 : ferraillage de dalle plainer……..…….. 37
Tableau III.28: la vérification de contraints……..…….. 37
Tableau III.29: ferraillage de la dalle plainer……..……... 39
Tableau III.30: vérification de contraints…… 40
Tabelle III.31 : Le chargement sur voute…….. 41
Tableau III.32 : Vérification des contraintes…….…… 45

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV.1.Calcul de centre de masse (bloc A)…… 47
Tableau IV.2 : Calcul de centre de masse (bloc B)……... 47
Tableau IV.3.Calcul du centre de torsion (bloc A)……..…… 49
Tableau IV.4.Calcul du centre de torsion (bloc B)……..…….. 50
Tableau IV.5.Calcul de l'excentricité statique (bloc B)…… 50
Tableau IV.6.Calcul de l'excentricité statique (bloc B)……. 50
Tableau IV.7.Calcul d'excentricité accidentelle (bloc A)……..... 51
Tableau IV.8.Calcul d'excentricité accidentelle (bloc B)……..... 51
Tableau IV .9: Vérification du coefficient de comportement R suivant X……. 53
Tableau IV.10 : vérification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage……. 53
Tableau IV .11 : vérification du coefficient de comportement R suivant Y…….. 53
Tableau IV.12: vérification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage……... 53
Tableau IV .13 : Vérification du coefficient de comportement R suivant X……. 54
Tableau IV .14 : vérification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage……. 54
Tableau IV .15 : vérification du coefficient de comportement R suivant Y……... 54
Tableau IV .16 : vérification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage……. 55
Tableau IV .17 : Le comportement des trois premiers modes (bloc A)…….. 56
Tableau IV.18 : Le comportement des trois premiers modes (bloc B)……... 57
Tableau IV.19 : Coefficient de participation massique (bloc A)…… 57
Tableau IV.20 : Coefficient de participation massique (bloc B)…… 58
Tableau IV.21 : Calcul de la force sismique du bloc A…….……... 59
Tableau IV.22.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (bloc B)…… 59
Tableau IV.23 : Calcul de la force sismique du bloc B……. 59
Tableau IV.24.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du bloc B…….……. 59
Tableau IV .25 : Vérification des déplacements inter-étages sens x-x (BLOC A)……..….. 63
Tableau IV .26 : Vérification des déplacements inter-étages sens y-y (BLOC A)……...…….. 63
Tableau IV.27 : Vérification des déplacements inter-étages sens x-x (BLOC B)…… 63
Tableau IV .28: Vérification des déplacements inter-étages sens y-y (BLOC B)…… 64
Tableau IV.29 : Vérification au cisaillement des poutres (BLOC A)…… 65
Tableau IV.30: Vérification au cisaillement des poutres (BLOC B)……. 65
Tableau IV.31: Vérification de l'effort normal (BLOC A)……..... 66
Tableau IV.32: Vérification de l'effort normal (BLOC B)……. 66
Tableau IV.33: Dimensionnement final des éléments (BLOC A)…….. 66
Tableau IV .34: Dimensionnement final des éléments (BLOC B)…… 67
Tableau IV .35 : Vérification de l'effet P-Δ sens x (BLOC A)……... 67
Tableau IV.37 : Vérification de l'effet P-Δ sens x (BLOC B)……..… 68

Tableau IV.38 : Vérification de l'effet P-Δ sens Y (BLOC B)…….. 68

CHAPITRE VI : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau VI.1 : Les données de calcul……..…….. 68
Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (Bloc A)…….. 69
Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (Bloc B)…….. 70
Tableau V.4 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres principales (bloc A)……... 70
Tableau V.5 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres principales (bloc B)……... 70
Tableau I.6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (bloc A)…….. 71
Tableau V.7 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (bloc B)……. 71
Tableau V.8. : Calcul de la contrainte……. 71
Tableau V.9: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales (bloc A)…… 72
Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales (bloc B)……. 72
Tableau V.11 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (Bloc A)…….. 72
Tableau V.12 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (Bloc B)……. 72
Tableau V.13 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres secondaires (bloc A)…… 73
Tableau V.14 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres secondaires (bloc B)…… 73
Tableau V.15 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire (bloc A)…… 73
Tableau V.16: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire (bloc B)…… 74
Tableau V.17. Calcul de la contrainte……. 74
Tableau V.18 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires (bloc A)…… 74
Tableau V.19 : Vérification de la contrainte de cisaillement des .poutres secondaires (bloc B)…….. 74
Tableau V.20 : Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement (bloc A)…… 75
Tableau V.21 : Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement (bloc B)…… 75
Tableau V.22 : Vérification Les conditions de la flèche des poutres (bloc A)…… 76
Tableau V.23 : Vérification Les conditions de la flèche des poutres (bloc B)…… 76
Tableau V.24. : Vérification de la flèche des poutres secondaires (bloc A)…… 77
Tableau V.25 : Vérification de la flèche des poutres secondaires (bloc B)…… 77
Tableau V.26 : Ferraillage longitudinales des goussets (bloc A)…….. 77
Tableau V.27 : Vérification des contraintes à l'ELS des goussets (bloc A)…….. 77
Tableau V.28 : calcul de la contrainte τ……. 77
Tableau V.29 : Vérification de la contrainte de cisaillement des goussets (bloc A)…… 78
Tableau V.30 : Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement (bloc A)…… 78
Tableau VI.31: Vérification Les conditions de la flèche des Gousset (bloc A)…… 78
Tableau V.32: Ferraillage longitudinale de longrine (bloc A)…… 78
Tableau V.33 : Ferraillage longitudinale de longrine (bloc A)…… 78
Tableau V.34 : Vérification de la contrainte de cisaillement de longrine (bloc A)…… 79
Tableau V.35 : Vérification de la contrainte de cisaillement de longrine (bloc B)…… 79
Tableau V.36: Ferraillage longitudinale des poteaux (bloc A)…… 80
Tableau V.37 : Ferraillage longitudinale des poteaux (bloc B)…… 81
Tableau V.38 : Vérification des contraintes à ELS (bloc A)…….. 82
Tableau V.39: Vérification des contraintes à ELS (bloc B)…… 82
Tableau V.40 : Vérification de cisaillement des poteaux (bloc A)…… 84
Tableau V.41: Vérification de cisaillement des poteaux (bloc B)…… 84
Tableau V.42 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements (bloc A)…… 85
Tableau V.43: Calcul des armatures transversales et leurs espacements (bloc B)…… 86
Tableau I.44 : Ferraillage verticales des voiles pleins (bloc A)…….. 89
Tableau VI.45 : Ferraillage verticales des voiles pleins (bloc B)…… 90
Tableau VI.46 : Vérification des contraintes à l'ELS (bloc A)……. 91
Tableau VI.47 : Vérification des contraintes à l'ELS (bloc B)……. 91
Tableau VI. 48: Vérification des contraintes des cisaillements (bloc A)……. 92

Tableau VI. 49: Vérification des contraintes des cisaillements (bloc B)……...…… 92
Tableau VI. 50: Détermination des armatures horizontales.(bloc A)…… 93
Tableau VI. 51: Détermination des armatures horizontales.(bloc A)…… 93
Tableau VI.52 : Détermination de sollicitation des linteaux (bloc A)…… 94

Liste de figures

Chapitre I :présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : la déférence hauteur de la salle de conférence (bloc A)……... 2
Figure I.2 : Vue en plan RDC (bloc A)…… 3
Figure I.3 : Vue en plan RDC (bloc B)……..... 3
Figure I.4: Vue en plan de centre culturelle RDC……... 4
Figure I.5: Vue en plan de centre culturel étage courant……..... 4

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments résistants

Figure. II.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux……..... 7
Figure. II.2. Position de la poutre(4.E)…… 13

Chapitre III : les éléments secondaires

Figure III.1 :.Dimensions de l'escalier……..... 29
Figer III. 2: la line de rupture A…… 36
Figer III.3 : la line de rupture B…….. 38
Figure III.4 : .Vue en 3Dde la voute…… 41

Chapitre IV :Etude dynamique 46

Figures IV.1.disposition des voiles aux RDC (bloc A)……..... 46
Figures IV.2: disposition des voiles aux , RDC et étages (bloc B)…..... 46
Figure IV3..dimension des poteaux……..... 48
Figure IV.8.Le comportement des trois premiers modes (Bloc A)……. 56
Figure IV.9 :Le comportement des trois premiers modes(BLOC B)…….. 57

Introduction générale

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance et l'exécution du projet sans oublier le coté économique liée aux matériaux de construction, pour obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière.
Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de poteaux voile
L'étude sera menée sur un bâtiment en (R+9 +SS) implantée en zone de fort sismicité, pour ce fait, nous procéderons comme suit:

- **La première étape :** portera sur la présentation complète de l'ouvrage étudié, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- **La deuxième étape :** portera sur le prédimensionnement des éléments résistants de la structure.
- **La troisième étape :** Le calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, …)
- **La quatrième étape :** présente l'application de la méthode statique équivalente pour le calcul des forces sismiques.
- **La cinquième étape:** L'étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage des éléments résistants de la structure
- **La sixième étape:** est réservé au calcul des fondations et le calcul du voile périphérique

On finit le travail par une conclusion générale.

I.1.Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre étude est le calcul d'un centre de culture composé de deux blocs séparés par joint sismique (bloc A, bloc B).

Bloc A : c'est une salle de conférence **(RDC).**

Bloc B : c'est un bloc administratif **(RDC+4).**

Ce centre, implanté dans la commune de Médéa (wilaya de Médéa), région classée par le **RPA99 version 2003** comme une zone de forte sismicité (II_b).

La communication verticale d'un étage à l'autre s'effectue conjointement par un escalier.

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

I.2.Description de l'ouvrage

le centre de culture est de forme irrégulière sépares par un joint sismique

- ✓ bloc A comportent un rez de chaussé seulement.
- ✓ bloc B comportent 4 niveaux sur rez de chaussé.

I.3.Caractéristiques Géométriques de centre culturelle

I.3.1.Dimensions en plan

-Longueur totale de Bloc A : 18.75m

-Longueur totale de Bloc B : 30.40m

-Largueur totale de Bloc A : 13.40m

-Largueur totale de Bloc B : 17.30m

I.3.2.Dimensions en élévation

Bloc A

- ✓ Hauteur de Bloc A est présenter dans le schéma suivant :

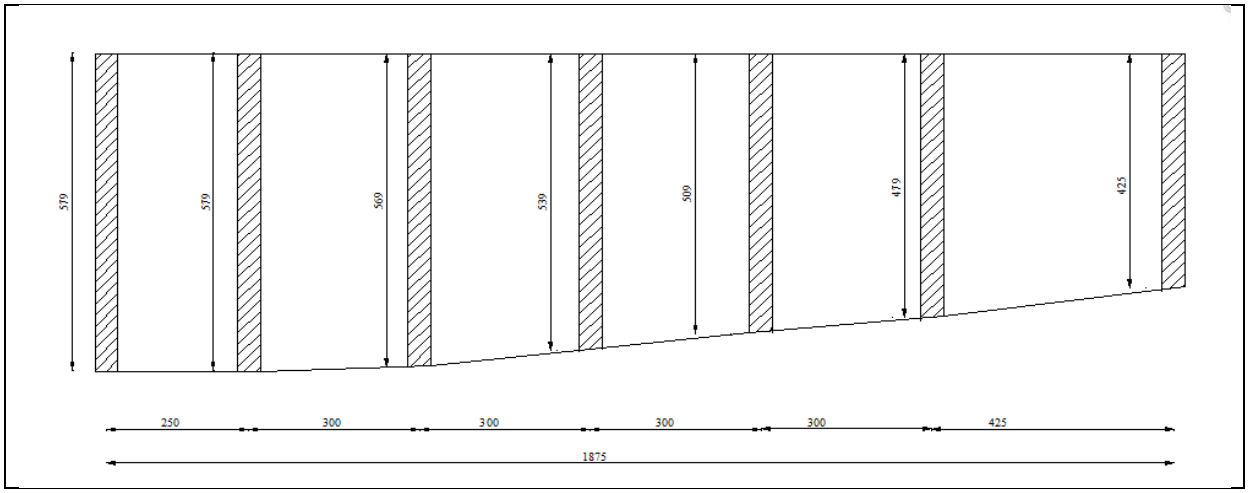


Figure I.1 : les déference hauteur de la salle de conference (bloc A)

Bloc B

- ✓ Hauteur du RDC ……..h=4.25m
- ✓ Hauteur du étage courent…….h=3.40m
- ✓ Hauteur totale .....h=17.85m

I.3.3.L'ossature

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble des efforts suivants :

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

L'ossature de centre culturelle sera contreventée par un système mixte, assuré par des voiles et portiques en béton armé.

I.3.4.Planchers

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre projet comporte deux types de planchers.

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

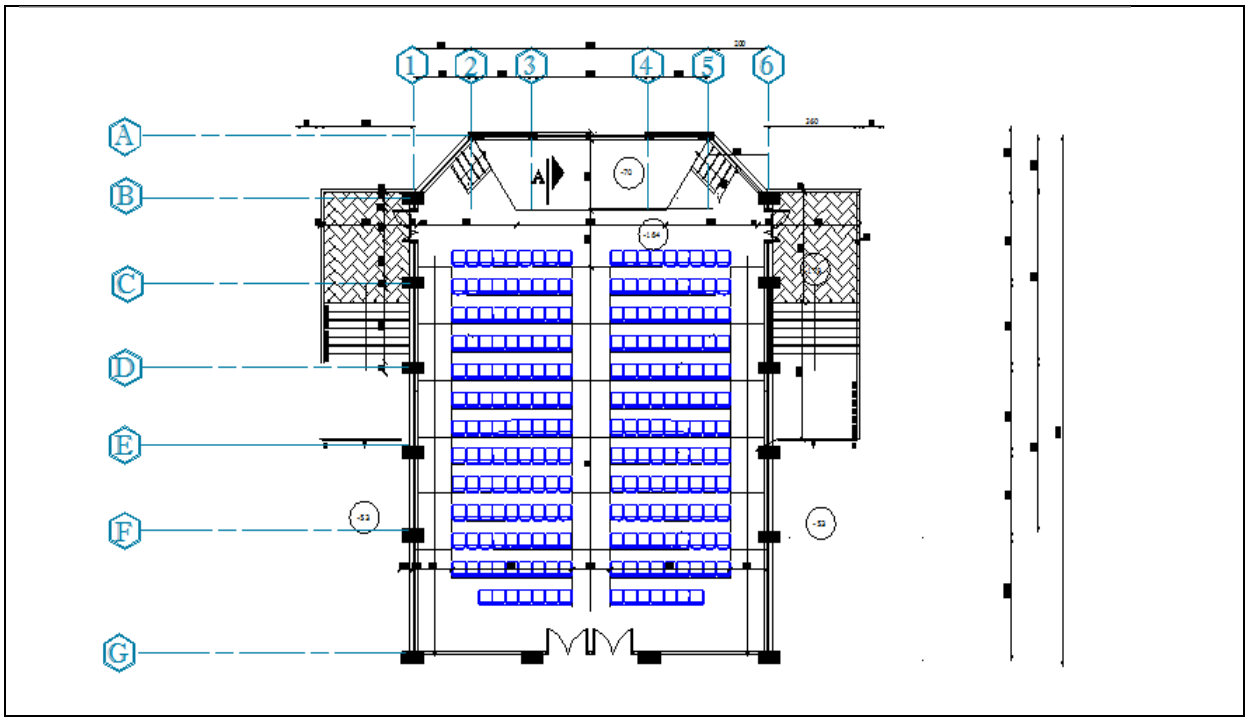


Figure I.2 : Vue en plan RDC (bloc A)

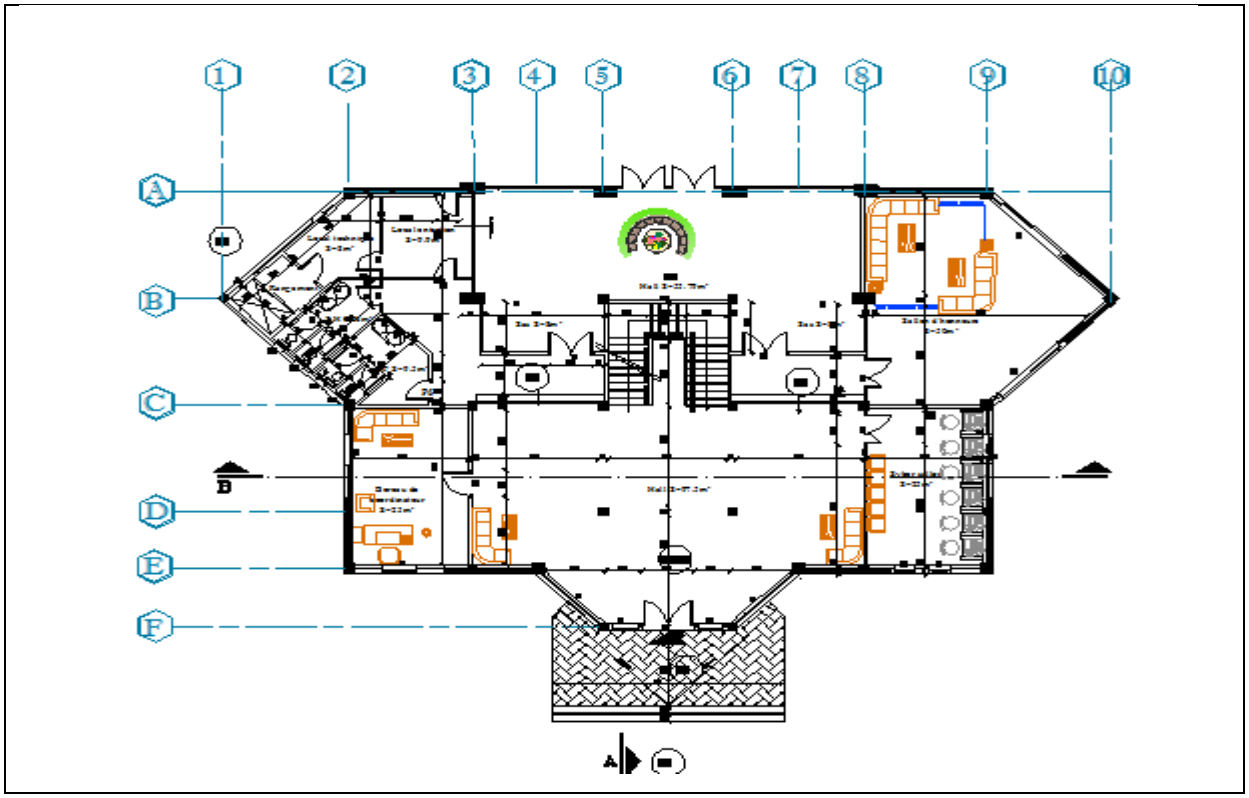


Figure I.3 : Vue en plan RDC (bloc B)

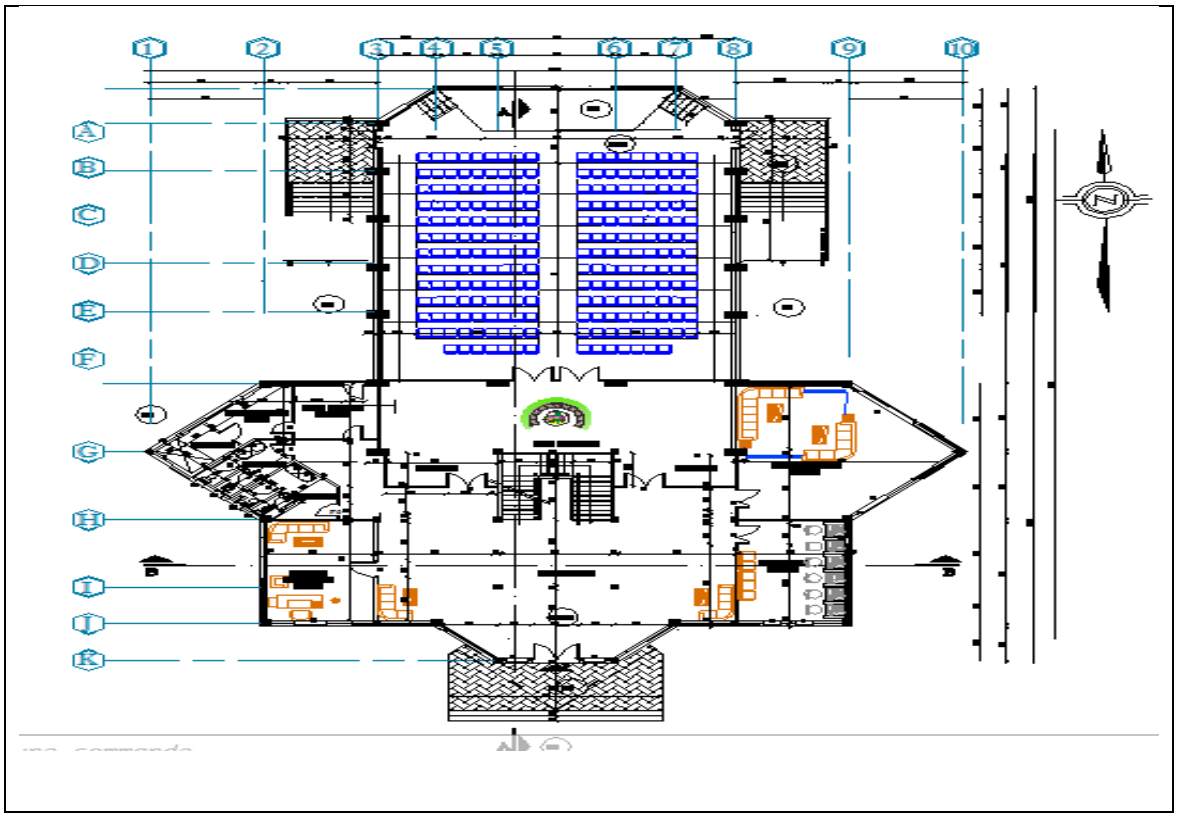


Figure I.4: Vue en plan de centre culturelle RDC

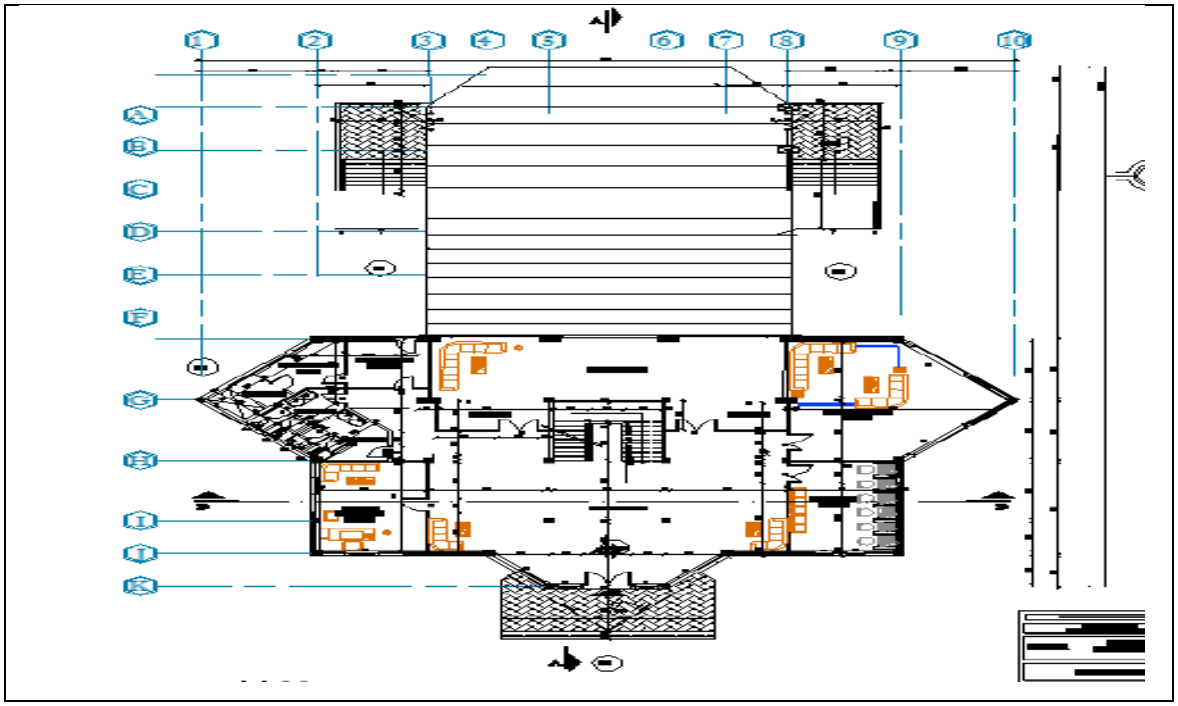


Figure I.5: Vue en plan de centre culturel étage courant

I.3.5.Maçonneries

On a deux types

I.3.5.a. Murs extérieur :

(Le mur-rideau) **:** C'est un mur de façade qui assure la fermeture de l'enveloppe du bâtiment sans participer à sa stabilité (les charges étant transférées à la fondation principale par des raccordements aux planchers ou aux colonnes du bâtiment).

Les panneaux sont donc appuyés, étage par étage, sur un squelette fixe.

I.3.5.b.Murs intérieure :

sont des cloisons de séparation de 10 cm d'épaisseur

I.3.6.Revêtement

Le revêtement de la structure est constitués par

- ❖ Carrelage de 2 cm pour les salles, les couloirs et les escaliers.
- ❖ Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- ❖ Enduits de plâtre pour les murs intérieur et les plafonds.

I.3.7.L'acrotère

Au niveau de la terrasse (inaccessible), les blocs (bloc A ,bloc B) est entourée d'un acrotère réalisé en béton armé.

I.3.8.Les escaliers

Notre structure comporte deux types d'escalier :

- escalier droit à trois volées.
- escalier droit à deux volées .

I.3.9.Système de contreventement

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

I.3.10.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 choisies conformément au rapport du sol

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire, il permet de choisir les dimensions des éléments de la structure selon les règlements **RPA99 version 2003** et **CBA93**. Il convient de dimensionner les éléments de centre de culture.

Les éléments résistants de la structure du projet à savoir :

- Les planchers
- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles

II.2.Pré dimensionnement des planchers :

Ce sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur, leur fonction principale est de résister et supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitations afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Pour notre projet, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher corps creux

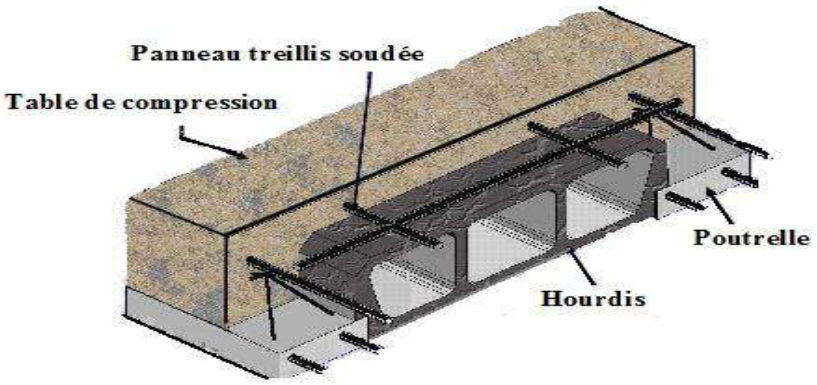


Figure. II.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- Plancher dalle pleine

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des charges d'exploitations importantes ($Q \geq 2{,}5$ kN/m²) .Ce plancher est constitués par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaire et principale, les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres.

II.2.1.Planchers corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

- **BLOC A :**

Tableau II.1 : Pré dimensionnement des planchers corps creux(bloc A).

Plancher corps creux			
L_{max}	$L_{max}/25 \leq$	e_p	$\leq L_{max}/20$
425	17	20	21.25

Avec:

L: longueur maximale de la poutrelle

e_p: L'épaisseur de plancher

Conclusion: On prend pour le bloc A: h_t= 20 cm

Ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4) telle que :h_t= d + e

- **BLOC B**

Tableau II.2 : Pré dimensionnement des planchers corps creux (bloc B).

Plancher corps creux			
L_{max}	$L_{max}/25 \leq$	e_p	$\leq L_{max}/20$
450	18	20	20

Avec:
L: longueur maximale de la poutrelle
e_p: L'épaisseur de plancher

Conclusion: On prend pour le bloc B:
h_t= 20 cm
ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4) telle que :
h_t= d + e

- **BLOC B**

Tableau II.3 : Pré dimensionnement des planchers dalle pleine

Plancher corps creux			
L_{max}	L_{max} /45 (cm)	e_p (cm)	$\leq L_{max}$/40 (cm)
425	9.44	15	10.62

Avec :

L : longueur maximale de la dalle

e_p : L'épaisseur de la dalle

Conclusion:

Pour la dalle pleine on adoptera :e_p = 15cm

II.3.Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation [3]

II.3.1.Plancher terrasse inaccessible (corps creux16+4)

a)Charges permanentes

Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes des planchers terrasse (corps creux 16+4)

N	COMPOSANTS	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m)	Référence
1	Protection en gravier roulé 8/15	0.04	0.80	DTR B.C.2.2 C.5-toitures
2	Etanchéité multicouches	0.02	0.12	DTR B.C.2.2 C.5-toitures
3	Papier kraft	_	0.05	DTR B.C.2.2 C.5-toitures
4	Forme de pente en béton armé dosé	0.10	2.20	DTR B.C.2.2 C.5-toitures
5	Plaque de liège	0.04	0.03	DTR B.C.2.2 B-poids volumique
6	Pare vapeur	0.01	0.06	DTR B.C.2.2 C.5-toitures
7	Filme polygame	_	0.01	DTR B.C.2.2 C.5-toitures
8	Plancher corps creux	(16+4)	2.85	DTR B.C.2.2 C.5-toitures
9	Enduit de plâtre	0.02	0.20	DTR B.C.2.2 C.3-plancher
		Total	6.32	DTR B.C.2.2 C.2-Enduits

II.3.2.Plancher terrasse inaccessible [3] :

Tableau II.5: Evaluation des charges permanentes des planchers terrasse (Dalle pleine)

N	COMPOSANTS	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m)	Référence
1	Protection en gravier roulé 8/15	0.04	0.80	DTR B.C.2.2 C.5-toitures
2	Etanchéité multicouches	0.02	0.12	DTR B.C.2.2 C.5-toitures
3	Papier kraft	_	0.05	DTR B.C.2.2 C.5-toitures
4	Forme de pente en béton armé dosé	0.10	2.20	DTR B.C.2.2 C.5-toitures
5	Plaque de liège	0.04	0.03	DTR B.C.2.2 B-poids volumique
6	Pare vapeur	0.01	0.06	DTR B.C.2.2 C.5-toitures
7	Filme polyane	_	0.01	DTR B.C.2.2 C.5-toitures
8	PLANCHER EN DALLE PLEINE	15	3.75	DTR B.C.2.2 C.3-plancher
9	Enduit de plâtre	0.02	0.20	DTR B.C.2.2 C.2-Enduits
		Total	7.22	

b. Surcharge d'exploitation [3]

Terrasse inaccessible Q=1 kN/m

II.3.3.Planchers étages courants (corps creux16+4) [3]

a. Charges permanentes

Tableau II.6: Evaluation des charges permanentes des planchers courants (corps creux 16+4)

N	COMPOSANTS	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m)	Référence
1	Carrelage	0.02	0.40	DTR B.C.2.2 C.4 revêtement du plancher
2	Lit de sable	0.03	0.54	DTR B.C.2.2 ANEXES-A
3	Mortier de pose	0.02	0.40	DTRB.C.2.2 C.4 revêtement du plancher
4	Plancher corps creux	16+4	2.85	DTRB.C.2.2 C.3-plancher
5	Enduit de plâtre	0.02	0.20	DTRB.C.2.2 C.2 ENDUITS
6	Les murs simples cloison	0.10	1.62	DTRB.C.2.2 C.1- MACONNERIE
		TOTALE	6.01	

II.3.4.Planchers étages courants (dalle pleine)[3] :

Tableau II.7: Evaluation des charges permanentes des planchers courants (Dalle pleine)

N	COMPOSANTS	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m)	Référence
1	Carrelage	0.02	0.40	DTR B.C.2.2 C.4 revêtement du plancher
2	Lit de sable	0.03	0.54	DTR B.C.2.2 ANEXES-A
3	Mortier de pose	0.02	0.40	DTRB.C.2.2 C.4 revêtement du plancher
4	Plancher en dalle pleine	15	3.75	DTRB.C.2.2 C.3-plancher
5	Enduit de plâtre	0.02	0.20	DTRB.C.2.2 C.2 ENDUITS
6	Les murs simples cloison	0.10	1.62	DTRB.C.2.2 C.1- MACONNERIE
		TOTALE	6.91	

b. Surcharges d'exploitation [3]

Usage administratif : Q=2.5kN/

II.3.5.Maçonneries [3]

a-Murs simple cloison

Tableau II.8 : Charge permanente du mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Référence
1	Enduit en ciment	0.18	0.36	0.36	DTR B.C.2.2 C.2-ENDUITS
2	Brique creuse	0.90	0.90	0.90	DTR B.C.2.2 C.1-MACONNERIE
3	Enduit en ciment	0.18	0.36	0.36	DTR B.C.2.2 C.2-ENDUITS
		Total		1.62	

b-Murs double cloison

Tableau II.9 : Charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/$\boldsymbol{m^3}$)	Poids surfaciques (KN/$\boldsymbol{m^2}$)	Référence
1	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	DTR B.C.2.2 C.2-ENDUITS
2	Brique creuse	0.10	0.90	0.90	DTR B.C.2.2 C.1-MACONNERIE
3	Lame d'Aire	_	_	_	
4	Brique creuse	0.10	0.90	0.90	DTR B.C.2.2 C.1-MACONNERIE
5	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	DTR B.C.2.2 C.2-ENDUITS
			TOTAL	2.52	

II.4.Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

D'après la formule empirique, les dimensions des poutres doivent respecter la condition suivante :

II.4.1. les poutres principales

- **Bloc A**

Tableau II.10: Pré dimensionnement des poutres principales (BLOC A)

POUTRE PRINCIPALE			
L_{max}=13.4	$\boldsymbol{L_{max}}$**/15(cm)**	h (cm)	$\boldsymbol{L_{max}}$**/10(cm)**
	89.33	120	134
	0.3h	b (cm)	0.7h
	28.5	40	66.5
L_{max}=4.40	29.33	35	44
	0.3h	b (cm)	0.7h
	10.5	30	24.5

II.4.2. Les goussets

Les goussets sont utilisés dans les portiques de grande travée pour

- Minimiser la flèche
- Augmenter la hauteur libre
- Réduire la longueur des poutres (portée)
- Minimiser la longueur de travée et minimiser la flèche en travée.
- Minimiser les contraintes de cisaillement au niveau des appuis

Tableau II.11 : Pré dimensionnement des goussets et des poutres

$\frac{3h}{2}=\frac{3*120}{2}$=180cm		
l=L-2($\boldsymbol{l_1}$)=980		
L/15(cm)	h (cm)	L/10(cm)
65.33	80	**98**

II.4.3. la poutre principale (E ,4)

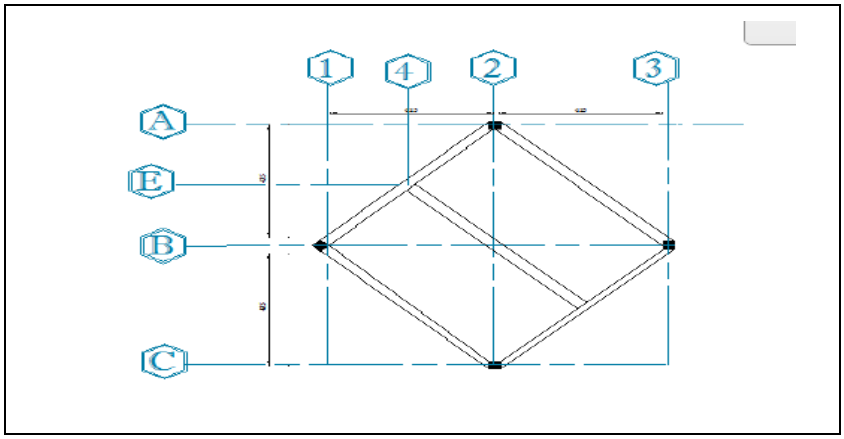


Figure. II.2. Position de la poutre(4.E)

Tableau II.12 : Pré dimensionnement de poutres (E4) (BLOC B)

POUTRE PRINCIPALE			
L_{max}=600	L_{max}/15(cm)	h (cm)	L_{max}/10(cm)
	40	50	60
	0.3h	b (cm)	0.7h
	15	30	35

- **Bloc B**

Tableau II.13: Pré dimensionnement des poutres principales (BLOC B)

POUTRE PRINCIPALE			
L_{max}=650	L_{max}/15(cm)	h (cm)	L_{max}/10(cm)
	43.33	50	65.00
	0.3h	b (cm)	0.7h
	15	30	35

II.4.4. Les poutres secondaires

- **Bloc A**

Tableau II.14: pré dimensionnement des poutres secondaires (BLOC A)

Poutre secondaire			
L_{max}=425	L_{max}/15(cm)	h (cm)	L_{max}/10(cm)
	28.33	30	42.5
	0.3h	b(cm)	0.7h
	9	30	21

- **Bloc B**

Tableau II.15pré dimensionnement des poutres secondaires (BLOC B)

Poutre secondaire			
L_{max}=450	L_{max}/15(cm)	h (cm)	L_{max}/10(cm)
	30	30	45
	0.3h	b (cm)	0.7h
	12	30	28

Avec :
L : la plus grande portée dans le sens considéré entre axes

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

II.4.4.Vérification selon RPA99 version 2003 Art [7.5.1]

D'après le RPA99 version 2003, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes

- Bloc A

Tableau II.16 : Vérification selon RPA99 version 2003(BLOC A)

	POUTRE PRINCIPALE			POUTRE SECONDAIRE	
	40× 80	30× 35		30	Vérifier
h≥30cm	80	35	Vérifiée		
b≥20cm	40	30	Vérifier	30	Vérifier
$\frac{h}{b} \leq 4$	2.28	1.16	Vérifier	1	Vérifier

- Bloc B

Tableau II.17 : Vérification selon RPA99 version 2003(BLOC B)

	POUTRE PRINCIPALE		POUTRE SECONDAIRE	
h≥30cm	50	Vérifier	30	Vérifier
b≥20cm	30	Vérifier	30	Vérifier
$\frac{h}{b} \leq 4$	1.66	Vérifier	1	Vérifier

Toutes les vérifications du RPA99 version 2003 sont satisfaites.

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.

Tableau II.18: Pré dimensionnement des voiles

Les voiles	h_1=h_e-h_{ps}	a≥ $\frac{h_e}{25}$	$a_{adoptée}$
BLOC A	3.1	21.96	22
BLOCB	3.95	15.8	16

Avec :

h_e: la hauteur libre

h : la hauteur d'étage

h_s ; La hauteur de la poutre

II.6.pré dimensionnement des poteaux [2]

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitations à l'état limite ultime (Nu = 1.35 G+1.5Q), selon le CBA93 Art [B.8.4.1].

II.6.1. Etapes de pré dimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité
- Calcule de la surface reprise par le poteau le plus sollicite
- Evaluation de l'effort normale
- La section de poteau est alors calculée à l'état limite ultime(ELU) vis-à-vis de la compression simple de poteau
- La section de poteau obtenue doit vérifier les conditions minimale imposée par le

RPA VERSION2003

Pour les poteaux rectangulaires ou carrées :

Min (b, h)≥30 cm en zoneIIb

Min d ≥35 en zone IIb

$\overline{N_U}$=$\left[\frac{B_r \ f_{c8}}{\gamma_b} + A_S \frac{f_e}{\gamma_s}\right] \alpha$ [2]

Avec:

Nu: l'effort normal admissible à L'ELU

B_r: Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle

- B_r = (b-2cm) x (h-2cm). (Section rectangulaire)

- B_r= (D-2)²/4 (section circulaire).

γ_b: Coefficient de sécurité du béton (situation durable).

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier (situation durable).

f_{c28}et Fe: résistance caractéristiques du béton et de l'acier.

As: section d'armature dans le poteau prise égale à 0.1% de la section réelle du poteau

- As= $\frac{B}{1000}$

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

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

$\alpha = 0.6\ (\frac{50}{\lambda})^2$Pour $50 \leq \lambda \leq 70$

Avec: $\lambda=\frac{l_f}{i}$et $i=\sqrt{\frac{I}{A}}$

l_f: longueur de flambement l_f = 0.7 l_0

i : rayant de giration

- : l'élancement géométrique

II.6.2.Calcul l'effort normal ultime Nu [2]

On calcul les charges permanente et les surcharges d'exploitations reprisent par le poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

- Bloc A

L**a Surface reprise par les poteaux**

Tableau II.19 : Surface reprise par le poteau (bloc A)

Poteau	niveau	SURFACE PARTEILLE	SURFACE TOTAL
7	5,79	2,6589	3,6575
6	5,79	15,2818	18,2188
5	5,69	17,685	20,55
4	5,39	17,685	20,55
3	5,09	17,685	20,55
2	4,79	21,7785	24,8312
1	4,25	12,936	15,5838

➢ Calcul l'effort normal ultime de chaque niveau

Tableau II.20: l'effort normal ultime de chaque niveau (bloc A)

Niveau	a(cm)	b(cm)	l_f(m)	I=$\frac{b}{\sqrt{12}}$(m)	λ	fc28 (Mpa)	B (mm^2)	B (mm^2)	A_S mm^2	α	N_U(kN)
5,79	30	30	4,05	0,09	46,80	25	90000	78400	90	0,63	837,716
5,79	40	80	4,05	0,23	17,55	25	320000	78400	320	0,81	1147,569
5,69	40	80	3,98	0,23	17,25	25	320000	78400	320	0,81	1149,453
5,39	40	80	3,77	0,23	16,34	25	320000	78400	320	0,81	1154,945
5,09	40	80	3,56	0,23	15,43	25	320000	78400	320	0,82	1160,188
4,79	40	80	3,35	0,23	14,52	25	320000	78400	320	0,82	1165,175
4,25	30	30	2,98	0,09	34,35	25	90000	78400	90	0,71	953,557

- Bloc B

Dans notre cas le poteau le plus sollicité est

L**a Surface reprise par le poteau plus sollicité**

Tableau II.21 : Surface reprise par le poteau bloc B

La surface partielle	19.42 m²
La surface totale	23.1094m²

➢ **Calcul l'effort normal ultime de chaque niveau**

Tableau II.22 : l'effort normal ultime de chaque niveau bloc B

n étage	**a (cm)**	**b (cm)**	**Lf (m)**	**I (m)**		**B (mm^2)**	**B_r (mm^2)**	**As (mm^2)**	**A**	**Nu (KN)**
1	30	30	2,38	0,09	27,482	90000	78400	90	0,757	1012.44
2	30	30	2,38	0,09	27,482	90000	78400	90	0,757	1012.44
3	35	35	2,38	0,10	23,556	122500	108900	122,5	0,779	1447.81
4	40	40	2,38	0,12	20,611	160000	144400	160	0,795	1957.22
RDC	40	40	2,975	0,12	25,764	160000	144400	160	0,767	1888.32

II.6.3.Descente des charges [DTR charge et surcharge B.C.22] [3]

. II.6.3.1.Surcharges d'exploitation

Comme il est rare que toutes les surcharges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q.

$$Q0+\frac{3+n}{2n}(Q1+Q2+\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots+Qn).$$

Avec :

n : nombre d'étage en démarre de haut en bas.

Q0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

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

- BLOC A

Tableau II.23 : surcharges d'exploitation Bloc A

Etage	Q (kN/m^2)	Surface	Q (kN /m^2)	Q_{cum}(kN/m^2)
7	1	3.6575	3,6575	3,6575
6	1	18.219	18,219	18,2188
5	1	20.55	20,55	20,55
4	1	20.55	20,55	20,55
3	1	20.55	20,55	20,55
2	1	24.831	24,831	24,8312
1	1	15.584	15,584	15,5838

- BLOC B

Tableau II.24 : surcharges d'exploitation Bloc B

Etage	Q (KN/m^2)	S_t(m)	Q (KN/m^2)	3+n/n	Q_{cum}(KN/m^2)
4	1	23,11	23,1094		23,1094
3	2,5	23,11	57,7735	1	80,8829
2	2,5	23,11	57,7735	0,95	132,8791
1	2,5	23,11	57,7735	0,9	179,0979
RDC	2,5	23,11	57,7735	0,85	219,5393

II.6.3.2.Charges permanentes

Calcul des charges de chèque niveau

$G_{pp/ps}$ = L x b x h x ρ_b

G_{pot} = H x b x h x ρ_b

$G_{plancher\ EC/Terrasse}$ = poids p

- BLOC A

Tableau II.25 : charges permanentes de chaque niveau (bloc A).

bloc A	ELEMENT	G(KN)	G_{NIV}(KN)
7	pp	7.94	44.00
	ps	6.23	
	pt	13.03	
	plancher	16.80	
6	pp	17.19	166.33
	ps	6.23	
	pt	46.32	
	plancher	96.58	
5	pp	52.40	213.51
	ps	3.83	
	pt	45.52	
	plancher	111.77	
4	pp	52.40	211.11
	ps	3.83	
	pt	43.12	
	plancher	111.77	
3	pp	52.40	208.71
	ps	3.83	
	pt	40.72	
	plancher	111.77	
2	pp	52.40	235.84
	ps	7.48	
	pt	38.32	
	plancher	137.64	
1	pp	52.40	151.20
	ps	7.48	
	pt	9.56	
	plancher	81.76	

- BLOC B

Tableau II.26 : charges permanentes de chaque niveau (bloc B).

bloc B	ELEMENT	G(KN)	G_{NIV}(KN)	G_{cum}(KN)
4	PP	37,313	172.409	172,4088
	PS	4,725		
	PT	7,65		
	PLANCHER	122,72		
3	PP	37,313	178,411	344,8177
	PS	4,725		
	PT	7,65		
	PLANCER	128,72		
2	PP	37,313	181,174	525,9917
	PS	4,725		
	PT	10,413		
	PLANCHER	128,72		
1	PP	37,313	184,361	710,3531
	PS	4,725		
	PT	13,6		
	PLANCHER	128,72		
RDC	PP	37,313	187,761	898,1146
	PS	4,725		
	PT	17		
	PLANCHER	128,72		

- **Vérification de l'effort normal de chaque niveau**
- BLOC A

Tableau II.27 : Vérification de 1.1Nu≤ Nu (blocA).

étage	Gcum (KN)	Qcum (KN)	Nu (KN)	1,1Nu	Nadm (KN)	1.11N ≤ Nu
7	44	3.6575	64.89	71.38	837.72	vérifie
6	166	18.2188	251.87	277.06	1147.57	vérifie
5	214	20.55	319.07	350.98	1149.45	vérifie
4	211	20.55	315.83	347.41	1154.94	vérifie
3	209	20.55	312.59	343.85	1160.19	vérifie
2	236	24.8312	355.63	391.20	1165.17	vérifie
1	151	15.5838	227.49	250.24	953.56	vérifie

- BLOC B

Tableau II.28: Vérification de 1.1Nu≤ Nu (blocB).

V	Gcum (KN)	Qcum (KN)	Nu (KN)	1,1NU	Nadm (KN)	1,1NU<NU
4	172.409	23.1094	267.416029	294.16	1012.44	vérifie
3	344.818	80.8829	586.828207	645.51	1012.44	vérifie
2	525.992	132.8791	909.407316	1000.35	1012.44	vérifie
1	710.353	179.0979	1227.62352	1350.39	1957.22	vérifie
RDC	898.115	219.5393	1541.76371	1695.94	1888.32	vérifie

Conclusion

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent faire l'objet d'un changement de dimensionnement après le calcul dynamique

- BLOC A

Tableau II.29: les sections des éléments résistances (bloc A)

Section (cm)							
Niveau	Poteaux		Poutre principale		Poutre secondaire	gousset	Voile
RDC	30× 30	40× 80	30× 35	40× 80	30×30	40× 180	22

Tableau II.30 : les sections des éléments résistances (bloc B)

Section (cm)					
Niveau	Poteaux	Poutre principale	Poutre secondaire	Plancher Dalle pleine	Voile
4	30× 30	30× 50	30×30	15	17
3	30× 30	30× 50	30×30	15	17
2	35× 35	30× 50	30×30	15	17
1	40× 40	30× 50	30×30	15	17

III.1.Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme tels ; dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ses efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. L'acrotère :

Son calcul est en flexion composée.

III.2.1.Evaluation des charges permanentes et d'exploitations :

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

G=1.875KN/ml	ELU	
	Effort normale	Nu=1.35G=1.35×1.875=2.53KN
	moment	Mu=1.5×h×Q=1.5× $1 \times 0.6 = 0.9KN.m$
	Effort tranchant	Tu=1.5×Q=1.5× $1 = 1.5KN$
Q=1KN/ml	ELS	
	Effort normale	Nser=G=1.875KN
	moment	Mser=h× $Q = 0.6 \times 1 = 0.6KN.m$
	Effort tranchant	Tser=Q=1KN

III.2.2.Calcul du ferraillage l'acrotère :

Le calcul du ferraillage se fait pour une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée

Tableau.III.2 : La section d'armature

F_{C28}=25Mpa	F_{tj}=2.1Mpa	F_e =400MPA	σ_{badm}=15Mpa	σ_{sadm}=201.6
A=4.4cm^2	$A_{choisie}$=6 HA1 0 = 4.71cm^2			S_t=15cm
A_{rep}=1.17cm^2	$A_{rep\ choisie}$=3 HA 8 = 1.51cm^2			S_t=15cm

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

Tableau .III.3 : Vérification des contraintes

Vérification des contraintes à L'ELS				Vérification au cisaillement		
σ_b= 14.2 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	vérifiée		τ=0.02Mpa	τadm=4 Mpa	vérifiée
σs = 2.19 Mpa	σs'= 2.69Mpa	σ_{adm}=201.6Mpa	vérifiée			

III.4.dalles pleines :

III.4.1.METHODE DE CALCUL :

III.4.1.1.Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\Sigma \text{ des Travaux Externes} - \Sigma \text{ des Travaux Internes} = 0$$

- **Travail externe**

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement

Text= P.f

Pour le cas particulier de la charge répartie :

Text= charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

- **Travail interne**

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

Tint = M.l.θ

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

Tableau III.26 : le charge de la dalle plainer

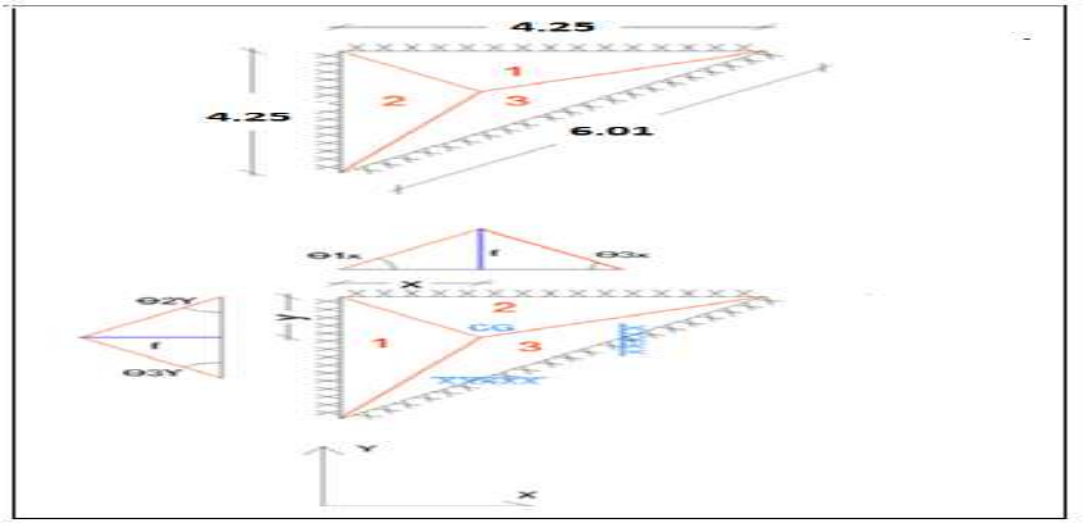
	Q (KN/m²)	G (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser}(KN/m²)
Etage courant	2.5	6.91	13.08	9.41

III.4.2.Calcul des dalles plaine :

- **Dalla triangulaires A :**

Calcul des dalles triangulaires : Pour les dalles de forme triangulaire, il est préférable d'utilisé la méthode des lignes de rupture.

III.4.2.1..Détermination de M :



Figer III. 2: la line de rupture A

Principe de travaille :

$$\text{Tint} = \text{Text} \qquad \text{avec} \quad \begin{cases} \text{Tint} = M \times l \times \theta \\ \text{Text} = P \times f \end{cases}$$

- Travail externes

$$\text{Text} = \sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i)$$

$$\text{Text} = \quad Pu \times \left(\frac{L_x \times L_y}{2}\right) \times \frac{f}{3} = Pu \times \left(\frac{4.25 \times 4.25}{2}\right) \times \frac{f}{3} = 3.01 \times \ Pu \times f$$

$$\text{Text} = 3.01 \times \ Pu \times f$$

- Travail interne

$$\text{Tint} = \sum_{i=1}^{3} T_{int}$$

$$\text{Tint} \ = M \times f \times (1.5\frac{Lx}{y} + 2\frac{Ly}{x} + 2\frac{Ly}{lx-2x} + 2\frac{Lx}{ly-2y})$$

par l'application de principe du travail virtuel :

$$\sum \text{Tint} = \sum \text{Text}$$

On obtient : $$\text{Pu} = \frac{\text{M}\times(1.5\frac{\text{Lx}}{\text{y}}+2\frac{\text{Ly}}{\text{x}}+2\frac{\text{Ly}}{\text{lx}-2\text{x}}+2\frac{\text{Lx}}{\text{ly}-2\text{y}})}{3.01}$$

$$\text{Pu} = \text{f}(\text{x},\text{y})\,\text{dx}\begin{cases}\frac{\text{dp}}{\text{dx}} \rightarrow \frac{-8.5}{\text{x}^2}+\frac{17}{(4.25-2\text{x})^2}\\ \frac{\text{dp}}{\text{dy}} \rightarrow \frac{-6.37}{\text{y}^2}+\frac{7.80}{(4.25-2\text{y})^2}\end{cases} \Rightarrow \begin{cases}\text{x} = 1.24\ \text{m}\\ \text{y} = 1.17\ \text{m}\end{cases}$$

III.4.2.2.Calcule ferraillage de dalle plainer

Tableau III.27 : ferraillage de dalle plainer

f_{c28}=25MPa		M_u (kN.m)	f_e=400MPa	σ_{badm}=14.2 MPa	f_{tj}=2.1 MPa	σ_{sadm}=348 MPa	S_t (cm)
Sens X	En appui	1.37	A=0.21cm^2	$A_{choiseie}$=5HA10=3.93 cm^2		A_{min} =1.5	25
	En travées	0.91	A=0.32cm^2	$A_{choiseie}$=5HA10=3.93 cm^2		A_{min} = 1.5	25
Sens Y	En appui	1.37	A=0.21cm^2	$A_{choiseie}$=5HA10=3.93 cm^2		A_{min} = 1.5	25
	En travées	0.91	A=0.32cm^2	$A_{choiseie}$=5HA10=3.92 cm^2		A_{min}=1.5	25

III.4.2.3.Vérification de contraints

Tableau III.28: la vérification de contraints

	vérification de contraints à LELS			Vérification au cisaillement			
Sens x	En appui	σ_b=0.35MPa	σ_{badm}=15 MPa	Verifies	$\tau = 0.148$ MPa	$\tau_{adm} = 1.17$MPa	verifies
	En travées	σ_b=0.52MPa		Verifies			
Sens Y	En appui	σ_b=0.35MPa	σ_{badm}=15 MPa	Verifies	$\tau = 0.148$ MPa		verifies
	En travées	σ_b=0.52MPa		Verifies			

Donc le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires

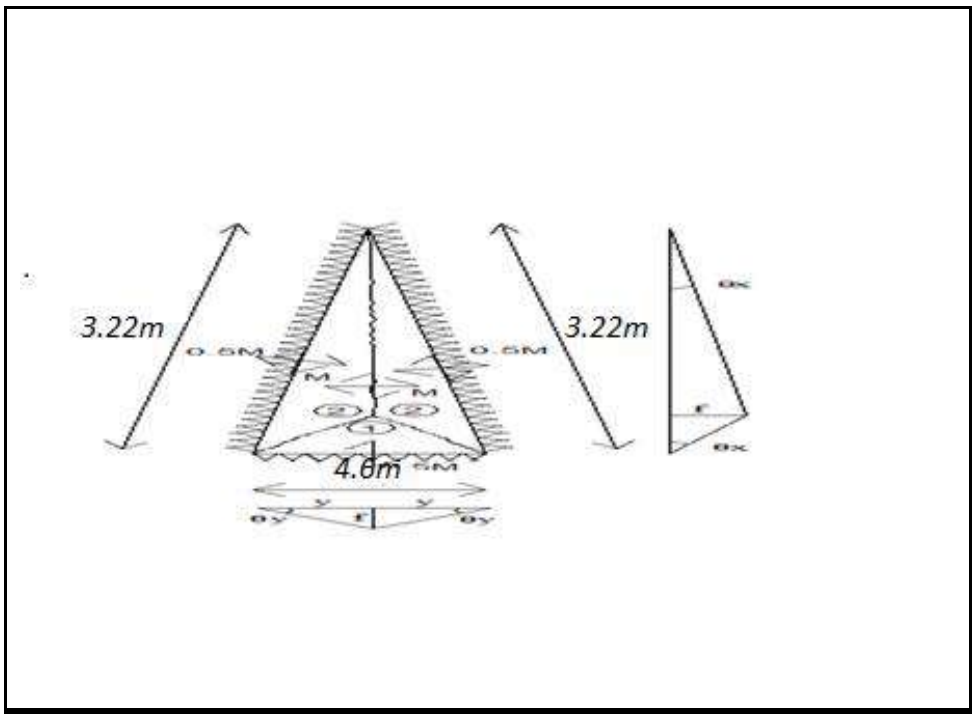
III.4.2.4.Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{H}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \quad \Rightarrow \frac{0.15}{4.25} = 0.0352 > \frac{1}{10} \times \frac{0.98}{21.24} = 0.004 \ldots\ldots\ldots CV$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{3.93}{100\times12.5} = 0.0031 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

III.4.3. Calcul des dalles plaine (triangulaires A)



Figer III.3 : la line de rupture B.

III.4.3. 1. Détermination de M :

Principe de travail :

$$Tint = Text \qquad \text{avec} \quad \begin{cases} Tint = M \times l \times \theta \\ Text = P \times f \end{cases}$$

- Travaille externe

$$\text{Text} = \sum_{i=1}^{3} T_{ext}\,(i$$

$$\text{Text} = \text{Pu} \times \left(\frac{L_x \times L_y}{2}\right) \times \frac{f}{3} = \text{Pu} \times \left(\frac{4.6 \times 3.22}{2}\right) \times \frac{f}{3} = 2.46 \times \text{Pu} \times f$$

$$\text{Text} = 2.46 \times \text{Pu} \times f$$

- Travail interne

$$\text{Tint} = M \times f \times \left(1.5\frac{Lx}{y} + 2\frac{Ly}{x} + 2\frac{Ly}{lx-2x} + 2\frac{Lx}{ly-2y}\right)\cos 45$$

$$\text{Tint} = \sum_{i=1}^{3} T_{int}\,(i)$$

par l'application de principe du travail virtuel :

$$\sum \text{Tint} = \sum \text{Text}$$

On obtient :

$$\text{Pu} = \frac{M \times \left(1.5\frac{Lx}{y} + 2\frac{Ly}{x} + 2\frac{Ly}{lx-2x} + 2\frac{Lx}{ly-2y}\right)\cos 45}{2.46}$$

$$\text{Pu} = f(x,y)\,dx \begin{cases} \frac{dp}{dx} \rightarrow \frac{-6.44}{x^2} + \frac{12.88}{(4.6-2x)^2} \\ \frac{dp}{dy} \rightarrow \frac{-6.9}{y^2} + \frac{18.4}{(3.22-2y)^2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 1.34\ m \\ y = 0.88\ m \end{cases}$$

III.4.3.2.Calcule ferraillage de dalle plainer

Tableau III.29: ferraillage de la dalle plainer

f_{c28}=25Map		M_u (kN.m)	f_e=400Map	σ_{badm}=14.2 Map	f_{tj}=2.1M ap	σ_{sadm} =348Map	S_t (cm)
Sens X	En appui	0.74	A=0.21cm^2	$A_{choiseie}$=5HA10=3.93 cm^2		A_{min} =1.5	25
	En travées	1.53	A=0.35cm^2	$A_{choiseie}$=5HA10=3.93 cm^2		A_{min} = 1.5	25
Sens Y	En appui	0.74	A=0.21cm^2	$A_{choiseie}$=5HA10=3.92 cm^2		A_{min} = 1.5	25
	En travées	1.53	A=0.35cm^2	$A_{choiseie}$=5HA10=3.93 cm^2		A_{min}=1.5	25

III.4.3.3.Vérification de contraints

Tableau III.30: verification de constraints

vérification de contraints à LELS				Vérification au cisaillement			
Sens X	En appui	σ_b=0.39MPa	σ_{badm}=15 Map	verifies	$\tau = 0.148$ MPA	$\tau_{adm} = 1.17$MP	verifies
	En travées	σ_b=0.58MPa		verifies			
Sens Y	En appui	σ_b=0.39MPa	σ_{badm}=15 Map	verifies	$\tau = 0.148$ MPA		verifies
	En travées	σ_b=0.58MPa		verifies			

III.4.3.4.Vérification de la flèche

$$\frac{H}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \quad \Rightarrow \frac{0.15}{4.6} = 0.032 > \frac{1}{10} \times \frac{1.10}{24.88} = 0.004 \ldots\ldots\ldots CV$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{3.93}{100\times12.5} = 0.0031 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \ldots\ldots\ldots CV$$

III.3. Les escaliers:

III.3.1. Evaluation des charges et surcharges

III.3.1.a. Charges permanents:

- **Palier :**

Tableau III. 15 : Evaluation de la Charge permanente du palier

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)	Refinance
Carrelage	0.02	20	0.4	DTR.B.C.2.2.C.4-du Revêtement du plancher
Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR.B.2.2 ANEXES VI-A
Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR.B.C.2.2. C2-ENDUITS
Poids propre du palier	0.15	25	3.75	DTR.B.C.2.2 B-POIDS VOULIMIQUES
Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	DTR.B.C.2.2 C2-Enduits
G=5.54 KN/m^2				

- **Paillasse**

Tableau III.16 : Evaluation de la Charge permanente du palier

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)	Refinance
Carrelage	0.02	20	0.4	DTR.B.C.2.2.C.4-du Revêtement du plancher
Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR.B.2.2 ANEXES VI-A
Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR.B.C.2.2. C2-ENDUITS
Poids propre du paillasse	0.15/cosα	25	4.3	DTR.B.C.2.2 B-POIDS VOULIMIQUES
Poids propre de la marche	017/2	25	2.13	DTR.B.C.2.2 B-POIDS VOULIMIQUES
Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	DTR.B.C.2.2. C2-ENDUITS
G=8.13 KN/m^2				

III.3.1.b. Surcharge d'exploitation:

Pour les deux bloc A et B on a :

- Le palier : **Q =2.5 KN/m^2**
- La paillas **:** **Q =2.5KN/m^2**

III.3.2.Schéma statique de l'escalier

Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire

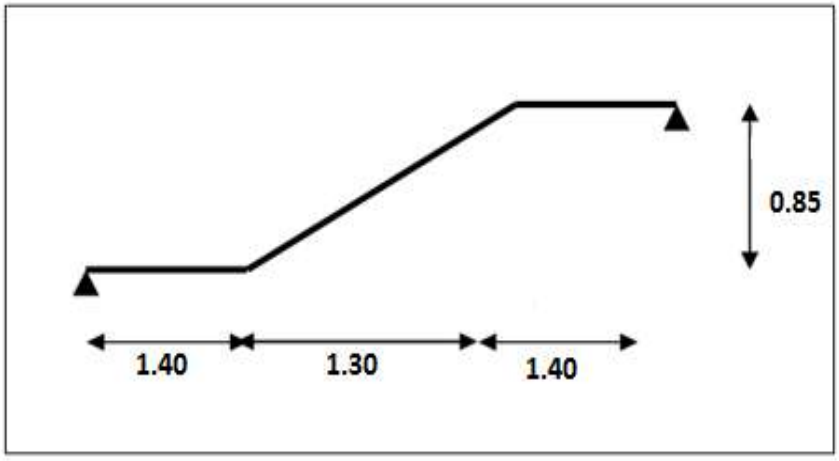


Figure III.1 :.Dimensions de l'escalier

$L_{max}(cm)$	$n_{contre\ marche}$	n−1 $marche$	h (cm)	g(cm)	e_p
461	10	9	17	30	15

Tableau III.17 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	p_u(kN/ml)	p_{ser}(kN/ml)
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95
Paillasse	8.13	2.5	14.72	10.63

Tableau III.18 : Moment à L'ELU et L'ELS

ELU	
M_t=31.28KN.m	M_a=19.55KN.m
ELS	
M_t= 22.59 KN.m	M_a=14.12KN.m

III.3.3.. Ferraillage de l'escalier :

Tableau III.19 : La section d'armatures

^{2}	f_{tj}=2.1MPa	f_e=400Map	σ_{badm}=14.2 MPa	σ_{sadm}=348 Mpa	e=2.5cm
En travées	A=6.73cm^2	$A_{choiseie}$=7HA12=7.92cm^2/ml		A_{rep}=1.98cm^2	S_t=15cm
En appui	A=4.16cm^2	$A_{choiseie}$=4HA12=4.52cm^2		A_{rep}=1.13cm^2	S_t=25cm
$A_{rep\ choiseie}$=5HA10=3.93cm^2					S_t=20cm

II.3.4. Vérification à l'E.L.S :

Tableau III.20 : Vérification à l'E.L.S

Vérification de contraint e à l'E.L.S			
En travées	σ_b=7.92Map	σ_{badm}=15Map	Verifies
En appui	σ_b=6.07Map	σ_{badm}=15Map	Verifies
Vérification au cisaillement	$\tau = 0.245$ MPA	$\tau_{adm} = 5$MPA	Verifies
Vérification de flèche	f =8.6mm	$\overline{f}$ =9.22mm	Verifies

III.3.5. Vérification non fragilité

$A_s \geq A_{smin}$=0.23bd $\frac{f_{tj}}{f_e}$=2.38cm^2

III. 3.6.la poutre brisée :

est un poutre de le ’escalier est composé de trois volées (deux volées droit et troisième volée est brisée).

III.3.7.Pré dimensionnement :

Tableau III .21 : pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	L_{max}= 4.65 m ⇒ 31.02 cm ≤ h ≤46.53cm on adopte h = 35 cm 10.5cm ≤ b ≤24.5cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.16
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.109) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 35cm ; b = 30 cm

III.3.8. Evaluation des charges :

✓ Poids propre de la poutre : P_P=(0,3*0.35)*25=2.62KN/m➔P_P=2.62KN/m

✓ Réaction d’escalier : R_u=25.83KN R_s=18.48KN

✓ Poids du demi-mur : Pm= 0.25×0.5×3.4×15= 6.37 KN/m

P_u=1.35 (P_p+ P_m) +R_u➔ P_u=37.96KN/m

P_s = (P_p+ P_m+R_u) ➔ P_s = 27.47KN/m

III.3.9. Calcul des efforts:

✓ $R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$

$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$

✓

✓ $M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$

III.3.10. Ferraillage de la poutre palière:

Tableau III. 22 : les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 3 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 30 cm	h= 35cm	d=32 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.23 : des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	μ	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{ch}(cm²)
En travée	31.28	0.072	0.963	2.91	0.00	3HA12=3.39
En appuis	19.55	0.044	0.978	1.79	0.00	3HA12=3.39

III.3.11. Condition de non fragilité :

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

En travées: A=3.39cm $>A_{min} = \frac{30*35}{1000} = 1.05$ (c.v)

En appuis : A=3.39 cm $>A_{min} = \frac{30*35}{1000} = 1.05$ (c.v)

III.3.12. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$\tau_u = \frac{Vu}{b0*d} = \frac{71.90\times10^3}{300*320} = 0.75KN$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right] = 3.33\,\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.28\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$ (c.v)

III.3.13. Armatures transversales:

φ_t =min [$\frac{h}{35}$=1 ;12mm ; $\frac{b0}{10}$=3]

φ_t =0.8cm<1cm

$A_t=\frac{\pi*\varphi t^2}{4}$=0.5cm^2

Donc on adopter: A_t = 4HA8 = 2.01cm².

On doit vérifier :

$S_t \leq \overline{S_t}$=min[0.9d ; 40cm]=28.8cm

$S_t \leq \frac{0.9A_t.(f_e/\gamma_S)}{b(\tau_u-0.3f_{t28})}=\frac{0.9\times2.01(400/1.15)}{30(0.75-0.3\times2.1)}$=-174.78cm

Donc on prend $S_t=\overline{S_t}$=28.8cm

III.3.14.Vérification du R.P.A 99: [2]

$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$

$S_t \leq \overline{S}_t = Min\left[\frac{h}{4} = 8.75\,cm\,;12\,\varphi_t = 9.6\,cm\right]$

$\begin{cases}\overline{S}_t = 8.75\,cm & (zone\,nodale)\\ \overline{S}_t = 17.5\,cm & (zone\,courante)\end{cases}$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases}S_t = 10\,cm & (zone\,nodale)\\ S_t = 20cm & (zone\,courante)\end{cases}$

On a A_t= 2.01 cm².

$S_t = 10cm \Rightarrow A_t = 2.01cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.9cm^2$

$S_t = 20\,cm \Rightarrow A_t = 2.01\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.8\,cm^2$

$S_t < \overline{S}_t$ …….cv

III.3.15 . Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,\text{MPa}$

Tableau III .24 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	3.39	3.39
M_{ser} (KN.m)	22.59	14.12
Y (cm)	$12.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 9.19$	$12.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 9.19$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 29782.41$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 29782.41$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 6.97$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 4.35$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

III.3.16. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites

Tableau III .25: vérifications préliminaires de la flèche de la poutre

1^{ere} condition	2^{eme} condition
$h/L \geq Mt/(10\,Mo)$	$\rho \leq 4.2/fe$
h/ L = 0.35 / 4.65 = 0.075 Mt/(10Mo)= 22.59/(10* 36.94)=0.061	ρ=A/(bo*d)=3.39/(30*32)=0.003 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01
Condition vérifiée	Condition vérifiée

III.3.Les poutrelles :

Le calcul des poutrelles s'effectue selon deux étapes :

- Etape 1 : avant coulage
- Etape 2 : après coulage

a. Etape 1 : Avant coulage

BLOC A

Tableau III.4 : Détermination du nombre d'étaiements (blocA)

N° Etais	L poutrelle	G (KN)	Q (KN)	MG (MPa)	MQ (MPa)	MU (MPa)	μ	μ_l	Vérif
0	4.25	0.72	2.13	1.63	2.26	5.58	8.19	0.39	Non vérifier
1	2.13	0.72	1.06	0.41	0.56	1.40	0.91	0.39	Non vérifier
2	1.42	0.72	1.00	0.18	0.35	0.78	0.51	0.39	Non vérifier
3	1.06	0.72	1.00	0.10	0.27	0.54	0.35	0.39	vérifiée

Tableau III.5 : vérification de la flèche des poutrelles (bloc A)

etaiment	G (KN)	Q (KN)	fc28 (MPA)	E (MPA)	L (mm)	I (mm4)	Fmax cm	F barr cm	F<F baar
0	0.72	2.13	25	32164.20	4250.00	640000.00	14.86	0.85	Non vérifier
1	0.72	1.06	25	32164.20	2125.00	640000.00	0.93	0.43	Non vérifier
2	0.72	1.00	25	32164.20	1416.67	640000.00	0.18	0.28	vérifiée
3	0.72	1.00	25	32164.20	1062.50	640000.00	0.06	0.21	vérifiée

- On doit disposer 3 étaiements.

BLOC B:

Tableau III.6: Détermination du nombre d'étaiements (bloc B)

N° Etais	L poutrelle	G (KN)	Q (KN)	MG (MPa)	MQ (MPa)	MU (MPa)	U	Umax	Vérif
0.00	4.50	0.72	2.25	1.82	2.53	6.26	9.18	0.39	Non vérifier
1.00	2.25	0.72	1.13	0.46	0.63	1.56	1.02	0.39	Non vérifier
2.00	1.50	0.72	1.00	0.20	0.38	0.84	0.55	0.39	Non vérifier
3.00	1.13	0.72	1.00	0.11	0.28	0.58	0.38	0.39	vérifiée

Tableau III.7 : vérification de la flèche des poutrelles (bloc B)

etaiment	G (KN)	Q (KN)	fc28 (MPa)	E (MPA)	L (mm)	I (mm4)	Fmax (cm)	F barr (cm)	F<F baar
0	0.72	1.9	25	32164.19	3800	640000	9.50	0.76	Non vérifier
1	0.72	1	25	32164.19	1900	640000	0.59	0.38	Non vérifier
2	0.72	1	25	32164.19	1266.67	640000	0.12	0.25	vérifiée
3	0.72	1	25	32164.19	950	640000	0.04	0.19	vérifiée
4	0.72	1	25	32164.19	760	640000	0.02	0.15	vérifiée

- On doit disposer 3 étaiements.

b.Etape 2 :Apreé coulage

BLOC A

La poutrelle est considérée comme une poutre continuée.

➢ 1 types de poutres continues sont à envisager :

- Type 1 : poutrelle à 6 travées

III.3.2.Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles

III.3.2.1.Calcul du ferraillage de la poutrelle:

BLOC A

Tableau III.8 : les sollicitations max en travée et aux appuis(blocA).

niveau	ELU			ELS	
	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
RDC	9.56	-6.8	13.75	7.53	-5.37

Tableau .III.9 : La section d'armatures(blocA)

f_{c28} = 25Mpa	f_{tj}= 2.2 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
En travée	A=1.55cm^2	$A_{choisir}$= 3HA10 = 2.36 cm^2		
En appui	A= 1.21 cm^2	$A_{choisie}$=1HA10+1ch HA10 = 1.92 cm^2		

Tableau .III.10: Vérification des contraintes a ELS(blocA).

Vérification dse contraintes à LELS				Vérification au cisaillement		
En travée	σ_b= 4.50 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	vérifie	τ= 0.95 Mpa	τ_{adm}= 3.3 Mpa	Vérifiée
En appui	σ_b= 8.02 Mpa	σ_{badm}= 15Mpa	vérifie			
Vérification de la flèche			f = 6.9 mm	f_{adm} = 8.5 mm		Vérifiée

BLOC B

La poutrelle est considérée comme une poutre continuée.

➢ 4 types de poutres continues sont à envisager :

- Type 1 : poutrelle à 5 travées
- Type 2 : poutrelle à 3 travées
- Type 3 : poutrelle à 2travées
- Type 4 : poutrelle à un seulle travéetravées

Etage courant

Tableau .III.11: La section d'armatures(BLOCB)

f_{c28} = 25Mpa	f_{tj}= 2.2 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
En travée	A=2.18cm^2	$A_{choisir}$= 3HA12 = 3.39 cm^2		
En appui	A= 1.58cm^2	$A_{choisie}$=1HA10+1ch HA12 = 1.92 cm^2		

Tableau .III.12 : Vérification des contraintes a ELS(blocB).

Vérification des contraintes à L'ELS				Vérification au cisaillement		
En travée	σ_b= 5.58 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	vérifie	τ= 1.19 Mpa	τ_{adm}= 3.3 Mpa	Vérifiée
En appui	σ_b= 8.56 Mpa	σ_{badm}= 15Mpa	vérifie			
Vérification de la flèche			f = 7mm	f_{adm} = 9 mm		Vérifiée

- **TERRASSE:**

Tableau .III.13: La section d'armatures(bloc B)

f_{c28} = 25Mpa	f_{tj}= 2.2 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
En travée	A=2.18cm^2	$A_{choisir}$= 3HA12 = 3.39 cm^2		
En appui	A= 1.58cm^2	$A_{choisie}$=1HA10+1ch HA12 = 1.92 cm^2		

Tableau .III.14 : Vérification des contraintes a ELS(blocB).

Vérification dse contraintes à LELS				Vérification au cisaillement		
En travée	σ_b= 5.42 Mpa	σ_{badm}= 15 Mpa	vérifie	τ= 1.03 Mpa	τ_{adm}= 3.3 Mpa	Vérifiée
En appui	σ_b= 8.69 Mpa	σ_{badm}= 15Mpa	vérifie			
Vérification de la flèche			f = 8.6mm	f_{adm} =9 mm		Vérifiée

III .5.Calcul de la voute

III .5.1.Généralités:

Il existe de très nombreuses méthodes de calcul de la voute symétrique cylindrique : aucune n'est satisfaisante complètement.

On peut considérer le problème dans toute sa généralité et cherche à mettre en évidence par les procédés de l'élasticité :les moments de flexion, les efforts normaux ,les efforts e de torsion et les efforts tranchant dus aux charges verticales (charge permanente), C'est la méthode élastique malheureusement fort complexe et à peu prés inacaplicable pratiqument.

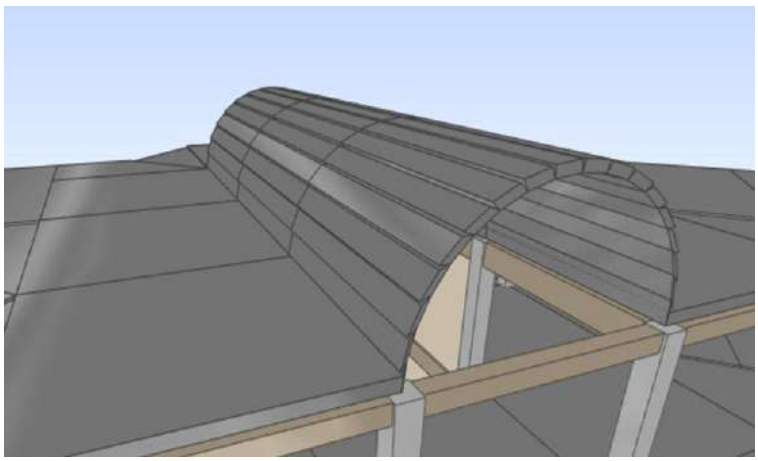


Figure III.4 : .Vue en 3Dde la voute

III 5.2.Le chargement sur voute:

Vou**te** est constituée d'une dalle en béton armé, isolation et étanchéité

Tabelle III.31 : Le chargement sur voute

	Epaisseur(m)	Poids surfacique G (KN/m²)
Dalle en béton armé	0.15	3.75
Isolation	0.05	0.16
Etanchéité	0.02	0.12
		G=4.03

III. 5.3.poids total de la voute :

Pt=S.G ; S=.$\frac{h}{2}$R=2.20× $\frac{12.70}{2}$=13.97m²

Pt=13.97x4.03=56.30KN

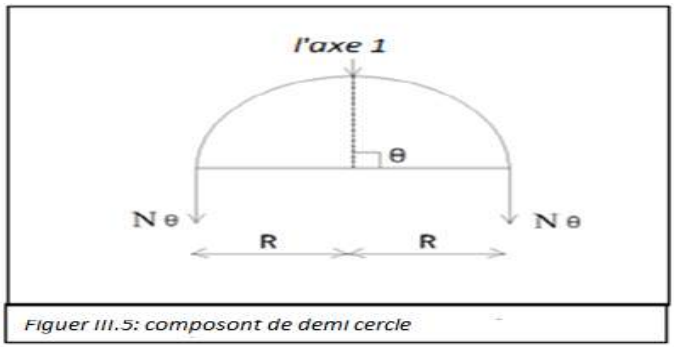
III .5.4.Méthode de calcul des coques :[Traité en Béton Armé]

Il faut distinguer les méthodes pratiques applicables seulement dans certains cas particuliers, la méthode de la membrane et un calcul rigoureux tenant compte des flexions

III .5.4.1.Méthode de la membrane :

Nous avons selon Timochenko pour une coque chargé symétriquement par rapport à l'axe (1), on a plusieurs cas, on ' intéresse par d'une coque cylindrique d'épaisseur constante (voir Timochenko) :

Soit P le poids propre par mètre carré



Figuer III.5: composont de demi cercle

- **Détermination des efforts :**

$Nq = \frac{-g}{-4r}\cos\varphi[l^2 - 4x^2]$

Sous le poids de voute 'g'

$N\emptyset g = \frac{-4.03}{4\times2.2} \times 1[12.70^2 - 4 \times 3.17^2]$

Sous la charge d'exploitation 'q' :

$N\emptyset q = Nq = \frac{-1}{4\times2.2} * 1[12.70^2 - 4 \times 3.17^2]$

ELU : $N\emptyset u = 55.45KN$.

ELS : $N\emptyset S = 13.76KN$.

On a : H=NØxcosØ avec H : efforts suivant le méridien.

On aura dons l'effort de traction des la ceinture :

N=H×R=NØxcosØxR $\Longrightarrow$ ELU: Nu =55.45x2.2x1=121.99KN/ml

$$Au = \frac{\text{Nu}}{\sigma sc} = \frac{121.99}{348} = 0.35cm^2$$

Une poutre à plan moyen (x o y) ; à section droite constante (S) ; a pour ligne moyenne un demi cercle de rayon a. Elle est située dans plan vertical (oy verticale ascendante) ; soumis à son propre poids P et repose en sens extrémités sur des appuis simples situés sur l'axe x'x.

Calculer sur la section droite courante, repérée par 'O', l'effet normale 'N', l'effort tranchant. T= et le moment de flexion M=Mz.

- ✓ **Solution** :

Le problème est plan : M_X =0 ; My= 0 ; Mz=0

Les équations de l'équilibre local s'écrivent ; avec ;

R=a : N'-T=a×p× cosθ ; N-T=-a× p× sinθ ;

Les conditions aux limites s'écrivent : d'autre part :

$\text{N}(0) = -\frac{\pi}{2} \times \text{a} \times \text{p}$; $\text{T}(0) = 0$; $\text{M}(0) = 0$

L'intégration donne alors, compte tenu de ces de C.L :

$$\begin{cases} \text{N} = -a \times p\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \times \cos\theta; \\ \text{T} = a \times p \times \left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \times \sin\theta; \\ \text{M} = a^2 \times p \times [\left(\frac{\pi}{2} + \theta\right) \times \cos\theta + \sin\theta - \frac{\pi}{2}] \end{cases}$$

Soit 'P' le poids propre carré de voute si 'a' le rayon cylindrique :

r1=r2=a ; r0=a. sino.

R=2π.a.p. (1-cos o) ;

Avec :

Pvoute= S.G; S=.$\frac{h}{2}$ R=2.20× $\frac{12.70}{2}$=13.97m² G=4.03KN/m²

$p_{propredevout}$= 56.30KN/m

Et les équations (3)et(4) donnent :

$N\varphi = -\frac{axp}{1+cos\varphi} = \frac{4.4x4.03}{1+cos\varphi}$

On a:φ=π/2 Nφ⇒17.73KN

Nφ= 17.73KN.

On appelle‘H’ le composant horizontal de Nφ :

H=1.88.a².p=512.28KN.

Le point de vérifications des efforts est le point qui vérifier l’équation H=0 dans l’intervalle : φ=43°/48°.

III .5.5.Détermination des armateurs longitudinaux

- ✓ **ELU de résistance** :

Du point de vue résistance, les deux matériaux béton et acier doivent équilibre l’effort de compression externe :

$A = \frac{Nu-\sigma bc.B}{\sigma s} = \frac{17.73-14.2.1}{1.15} = 3.08cm^2$

A_{choise}= $8HA8 = 4.01cm^2/ml$

- ✓ ***Espacement*** :

St=12.5cm≤$\overline{S_t}$=[3h=38.1 ;33cm]……$conditionvérifier$

III .5.6.Détermination de l’armature transversal

$Arép = \frac{Apri}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2$⇒ Arép=4HA8=2.01cm²

- ✓ ***Espacement*** :

$St = 25cm \leq \overline{S_t} = 38.1cm$ …… $condition\ vérifier$

III .5.7.Vérification de l’effort tranchant :

$$\text{Tu} = \frac{\text{Vu}}{\text{b0.d}} = \frac{69.22\text{x}10}{1000\text{x}12.2} = 5.67\text{cm}^2 \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\text{fc}28}{\gamma} = 1.16\text{Mpa}$$

Donc : le béton qui supporter tout seul de cisaillement , donc les armatures transversale ne sont pas nécessaire .

III .5.8 .Vérification de la section min :

On de va disposer une section min :

$$Amin = \frac{\text{B}}{1000} = \frac{1000\text{x}15}{1000} = 1.5\text{cm}^2 \ldots\ldots \text{C.V}$$

III .5.9.Vérification des contraintes :

$$\sigma b = \frac{\text{Nser}}{\text{B}+15\text{A}} \text{ et } \sigma\text{s} = 15\sigma b$$

On a :N_{ser}=13.76KN.

A comparer ces contraintes avec les contraintes admissibles

Si : $\sigma\text{b} \leq \sigma b = 0.6fc28$ â $l'ELS$.

Et $\sigma\text{s} \leq \sigma s = Min\left[\frac{2}{3}.\text{fe}\,;110\sqrt{\text{n.ftj}}\right] = 201.63Mpa.$

Tableau III.32 : Vérification des contraintes

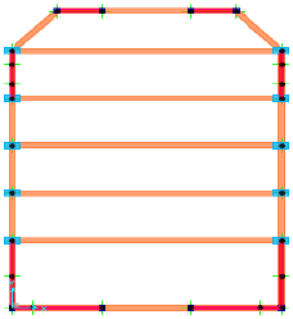
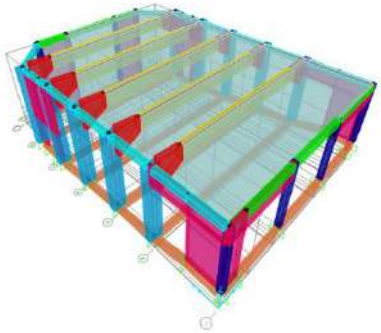
	Béton	Acier
Σ	σb = 3.06	Σs=15.10.01=150.15
Σadm	σb_ = 15	σs_=201.63
Vérification	Oui	Oui

IV.1.Introduction :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait L'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure .Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2.DEPOSITION DES VOILES

Bloc A

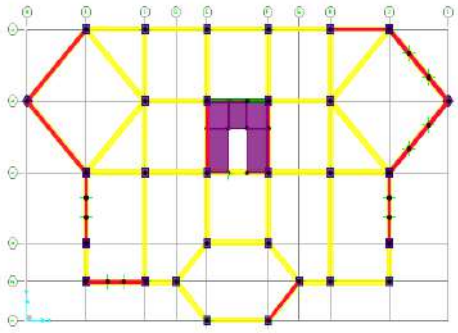
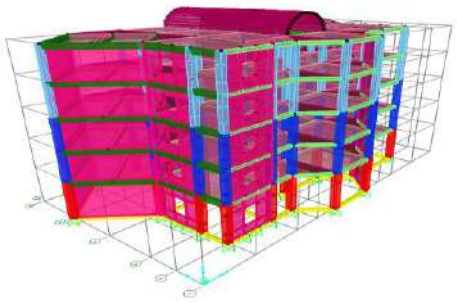
	
Vue 2D :	Vue 3D :

Figures IV.1.disposition des voiles aux RDC (bloc A)

L_X =13.4m

L_y =18.75m

BLOC B

	
Vue 2D :	Vue 3D :

Figures IV.2: disposition des voiles aux , RDC et étages (bloc B)

L_X =30.4m

$L_y = 17.30m$

IV.3.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 Torsion (R).

IV.3.1.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 :

$$\begin{cases} X_G = \dfrac{\sum W_i * X_i}{W_i} \\ Y_G = \dfrac{\sum W_i * Y_i}{W_i} \end{cases}$$

Avec :

- ✓ Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- ✓ Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère globale
- ✓ XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère

Tableau IV.1. Calcul de centre de masse (bloc A)

Diaphragme N°	Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)
A_ DIAPH_ 5.79	5.79	3943.982	6.7	10.016

Tableau IV.2 : Calcul de centre de masse (bloc B)

Diaphragme N°	Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)
E_ DIAPH_ 4.25	4.25	4276.166	14.552	9.696
D_ DIAPH_ 7.65	7.65	4039.898	15.245	9.924
C_ DIAPH_ 11.05	11.05	4178.994	14.867	9.745
B_ DIAPH_ 14.45	14.45	4047.564	14.832	9.817
A_ DIAPH_ 17.85	17.85	3447.539	14.983	9.764

IV.3.2.Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point {travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

NB : Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical.

Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_R = \dfrac{\sum I_{Yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \\ Y_R = \dfrac{\sum I_{Xi} * Y_i}{I_{xi}} \end{cases}$$

Avec :

- ✓ Ix et I y : 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.
- ❖ Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

➢ Pour les poteaux '1' : $I_X=\frac{bh^3}{12}$ $I_Y=\frac{hb^3}{12}$

➢ Pour les poteaux '2' : IX= Iy = (a2/12). (a2 .cos²α + a2 .sin²α)

➢ pour les voiles plein : $I_X=\frac{Le^3}{12}$ $I_Y=\frac{el^3}{12}$

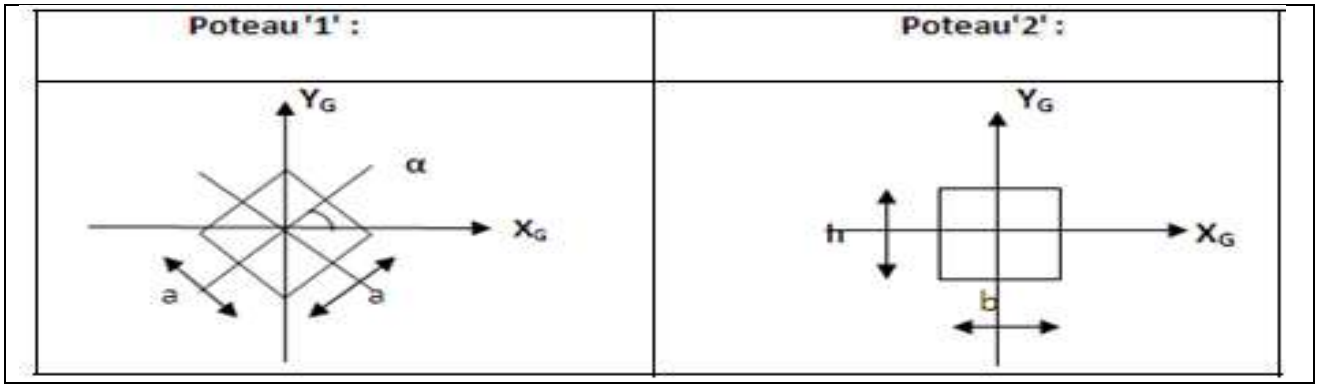


Figure IV3..dimension des poteaux

Bloc A:

Tableau IV.3.Calcul du centre de torsion (bloc A)

Diaphragme N	Niveau (m)	XR (m)	YR (m)
A_ DIAPH_ 5.79	5.79	6.7	10.872

Bloc B:

Tableau IV.4.Calcul du centre de torsion (bloc B)

Diaphragme N°	Niveau (m)	XR (m)	YR (m)
E_ DIAPH_ 4.25	4.25	15.123	10.427
D_ DIAPH_ 7.65	7.65	15.122	10.019
C_ DIAPH_ 11.05	11.05	15.205	9.757
B_ DIAPH_ 14.45	14.45	15.349	9.504
A_ DIAPH_ 17.85	17.85	15.496	9.251

IV.3.3.Excentricité :

IV.3.3.A. Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ :

a2. À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

$$\begin{cases} e\,x = |XG - Xt| \\ e\,y = |YG - Yt| \end{cases}$$

IV.3.3.B. Excentricité admissible :

BLOC A :

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 13.40 m
Largeur du bâtiment = 18.75 m
Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 2.01 m
Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.81 m

BLOC B :

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 30.40 m
Largeur du bâtiment = 17.30 m

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.56 m
Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.60 m

IV.3.3.C. Excentricité statique :

Bloc A

Tableau IV.5. Calcul de l'excentricité statique (bloc B)

Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)
A_ DIAPH_ 5.79	5.79	0.000	0.856

Bloc B

Tableau IV.6.Calcul de l'excentricité statique (bloc B)

Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)
E_ DIAPH_ 4.25	4.25	0.571	0.731
D_ DIAPH_ 7.65	7.65	0.123	0.095
C_ DIAPH_ 11.05	11.05	0.338	0.012
B_ DIAPH_ 14.45	14.45	0.517	0.313
A_ DIAPH_ 17.85	17.85	0.513	0.513

IV.3.3.D. Excentricité accidentelle : [1] ►► [Art 4.2.7] ◄◄

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a 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 théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} Ex = 0{,}05.Lx \\ Ey = 0{,}05.Ly \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Bloc A:

Tableau IV.7. Calcul d'excentricité accidentelle (bloc A)

NIVEAU	LX(m)	LY(m)	Ex(m)	Ey(m)
5.79	13.4	18.75	0.67	0.9375

Bloc B:

Tableau IV.8.Calcul d'excentricité accidentelle (bloc B)

NIVEAU	**Lx(m)**	**Ly(m)**	**Ex(m)**	**Ey(m)**
17.85	30.4	17.3	1.52	0.865
14.45	30.4	17.3	1.52	0.865
11.05	30.4	17.3	1.52	0.865
7.65	30.4	17.3	1.52	0.865
4.25	30.4	17.3	1.52	0.865

IV.4.Choix de la méthode de calcul :

IV.4.1.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 accélérogrammes.

IV.4.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

Selon [1]: ►► [Art 4.1.2] ◄◄, les conditions d'application de la Méthode Statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées dans les deux blocs (bloc A, bloc B) et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené. La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures' SAP2000V19'.

IV.4.3.Méthode dynamique modale spectrale :

IV.4.3.1.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.4.3.2.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.4.3.3.Le spectre de réponse de calcul : [1]

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A.\left[1+\frac{T}{T_1}\left(1.25\eta.\frac{Q}{R}-1\right)\right] & 0\le T\le T_1\\ 1.25\eta.(1.25A).\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1\le T\le T_2\\ 1.25\eta.(1.25A).\left(\frac{Q}{R}\right).\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3s\\ 1.25\eta.(1.25A).\left(\frac{Q}{R}\right).\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}.\left(\frac{3}{T_2}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3s\end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : [1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone IIb, groupe d'usage B1) A = 0.20

b. facteur de correction d'amortissement : ———

$\eta = 7/(2+\xi)$ ξ 7 % [1] ►► [Tab4.2] ◄◄

Avec remplissage dense → η 0,882

c. coefficient de comportement R : [1]

A partir des résultats ci-dessus on est dans le cas de système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé et ce conformément

Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques.
- ✓ Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de20 % des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation verticale est reprise uniquement par les voiles.

Donc : **R=3.5**

BLOCA

Suivant x :

Tableau IV .9: Vérification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
A_ DIAPH_	344.064	238.517	105.547	399.241	0.000	399.241

Tableau IV.10 : vérification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage

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
A_ DIAPH_	100	69.323	30.677	100	0.000	100.000

Suivant y :

Tableau IV .11 : vérification du coefficient de comportement R suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
A_ DIAPH_	477.266	238.517	238.749	614.862	0.000	614.862

Tableau IV.12: vérification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage

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
A_ DIAPH_	100	49.976	50.024	100	0.000	100.000

Bloc B :

Suivant x :

Tableau IV .13 : Vérification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles (kN)
C_ DIAPH_	16091.168	11659.151	4432.017	1338.102	0.000	1338.102
D_ DIAPH_	21149.098	15761.002	5388.096	1648.602	0.000	1648.602
E_ DIAPH_	29171.905	21347.020	7824.885	2305.203	0.000	2305.203
A_ DIAPH_	4746.345	3245.867	1500.478	563.953	0.000	563.953
B_ DIAPH_	10149.268	7050.850	3098.418	956.841	0.000	956.841

Tableau IV .14 : vérification du coefficient de comportement R suivant X en

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
A_ DIAPH_	100	68.387	31.613	100	0.000	100.000
B_ DIAPH_	100	69.472	30.528	100	0.000	100.000
C_ DIAPH_	100	72.457	27.543	100	0.000	100.000
D_ DIAPH_	100	74.523	25.477	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_	100	73.177	26.823	100	0.000	100.000

Suivant y :

Tableau IV .15 : vérification du coefficient de comportement R suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
A_ DIAPH_	5705.462	3245.867	2459.595	612.717	0.000	612.717
B_ DIAPH_	12036.430	7050.850	4985.580	1209.655	0.000	1209.655
C_ DIAPH_	18852.372	11659.151	7193.221	1661.570	0.000	1661.570
D_ DIAPH_	24851.107	15761.002	9090.105	1940.429	0.000	1940.429
E_ DIAPH_	33442.565	21347.020	12095.545	2481.003	0.000	2481.003

Tableau IV .16 : vérification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage

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
A_ DIAPH_	100	56.891	43.109	100	0.000	100.000
B_ DIAPH_	100	58.579	41.421	100	0.000	100.000
C_ DIAPH_	100	61.844	38.156	100	0.000	100.000
D_ DIAPH_	100	63.422	36.578	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_	100	63.832	36.168	100	0.000	100.000

d. facteur de qualité Q : [1] ►► [Tab4.4] ◄◄

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 :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Bloc A

- En récapitulant les résultats on trouve

Q_x=1.20 et Q_y=1.10

Bloc B

- En récapitulant les résultats on trouve

Q_x=1.05 et Q_y=1.05

e. Période caractéristique :

T1= 0.15 s ; T2 = 0.5 s pour un site S3

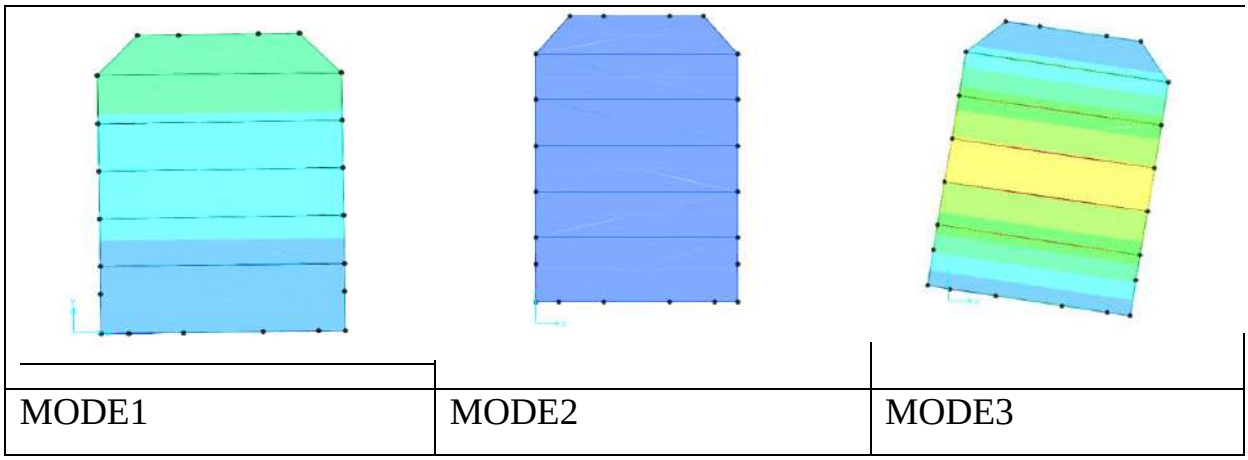
IV.5. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis a vis de l'effet P-Δ
- Vérification des sollicitations normales.
- Justification de la largeur du joint sismique.

IV5.1.Vérification de comportement des trois premiers modes:

Bloc A



MODE1	MODE2	MODE3

Figure IV.8.Le comportement des trois premiers modes (Bloc A)

Tableau IV .17 : Le comportement des trois premiers modes (bloc A)

Modes	Périodes (S)	Cumele Ux (%)	Cumele Uy (%)	CumeleRz (%)	cas
1	0.128	95.149	0	1.494	Translation suivant X
2	0.092	95.149	94.139	1.494	Translation suivant Y
3	0.079	96.424	94.139	88.436	Rotation autour de Z

Bloc B :

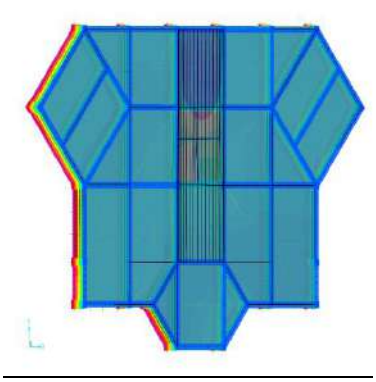
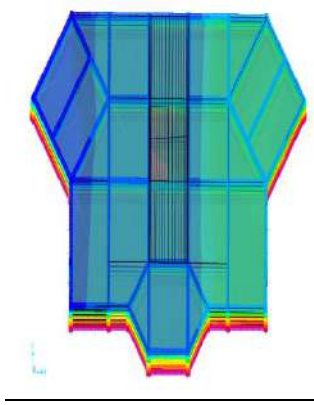
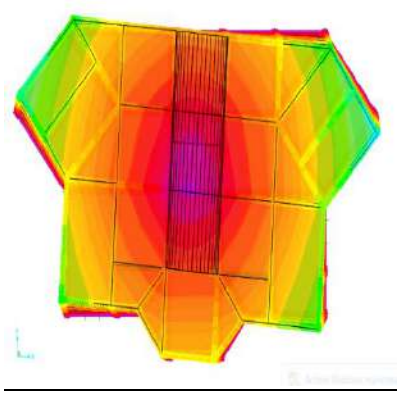
		
MODE1	MODE2	MODE3

Figure IV.9 : Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV.18 : Le comportement des trois premiers modes (bloc B)

Modes	Périodes (S)	Cumele Ux (%)	Cumele Uy (%)	Cumele Rz (%)	cas
1	0.263	72.109	1.12	0.122	Translation suivant X
2	0.174	73.583	77.611	0.169	Translation suivant Y
3	0.125	73.613	77.629	77.759	Rotation autour de Z

IV.5.2.vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration { retenir dans chacune des deux directions d'excitation doitêtre 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 d'après: [1] ►► [Art4.3.4.a] ◄◄

Bloc A:

Tableau IV.19 : Coefficient de participation massique

Modes	Périodes (S)	Cumele Ux (%)	Cumele Uy (%)	CumeleRz (%)
1	0.128	95.194	0	1.494
2	0.092	95.194	94.139	1.494
6	0.076	98.389	97.476	93.557

Bloc B:

Tableau IV.20 : Coefficient de participation massique (bloc B)

Modes	Périodes (S)	Cumele Ux (%)	Cumele Uy (%)	CumeleRz (%)
14	0.071	91.552	77.839	77.976
21	0.052	93.111	91.859	78.106
40	0.04	94.087	94.414	94.39

Constatation :

- La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 6éme mode pour le bloc A.

- La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 40éme mode pour le bloc B.

IV.5.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

[1] ►► [Art4.2.6] ◄◄

La résultante des forces sismiques à la base V_t 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.

Donc il faut vérifier que $V_t / V > 0.8$

Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.DX.QX}{R} W$$

$$V_Y = \frac{A.DX.Qy}{R} W$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T2 \\ 2.5\,\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T2 \leq T \leq 3.0\ s \\ 2.5\,\eta & \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} + \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} T \geq 3.0\ s \end{cases}$$

Bloc A:

$W = G + \beta Q$

$\beta = 0.6$ [1]: ►► [Tab4.5] ◄◄

W=3999.988kN

Tableau IV.21 : Calcul de la force sismique du bloc A

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	$\sum W.$	Vsx(KN)	Vsy(KN)
0.2	2.2	2.2	3.5	1.2	1.1	3999.988	604.798	554.398

Calcul de la force sismique par la méthode dynamique spectrale :

Vdx= 829.725 KN.

Vdy= 881.946KN

Tableau IV.22.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (bloc B)

	Vsx	Vd	Vd/Vs	vd/vs>0.8
X	604.798	829.725	1.372	vérefier
Y	554.398	881.946	1.591	vérefier

- La force dynamique Ed représente plus que 80% de la force sismique statique Dans les deux directions.

Bloc B:

W=G+ βQ

β = 0. 2 [1]: ►► [Tab4.5] ◄◄

W=23810.416kN

Tableau IV.23 : Calcul de la force sismique du bloc B

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	$\sum W.$	Vsx(KN)	Vsy(KN)
0.2	2.205	2.205	3.5	1.05	1.05	23810.416	3150.118	3150.118

Calcul de la force sismique par la méthode dynamique spectrale :

Vdx= 2619.447 KN.

Vdy= 2720.491 KN.

Tableau IV.24.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul du bloc B

	Vsx	Vd	Vd/Vs	vd/vs>0.8
X	3150.118	2619.447	0.832	vérifier
Y	3150.118	2720.491	0.864	vérifier

- La force dynamique Ed représente plus que 80% de la force sismique statique dans les deux directions

IV-5-4- Vérification de la stabilité au renversement:

La stabilité au renversement est assurée si le rapport du moment stabilisant au moment renversant est au moins égal à 1.5.

Le moment stabilisant est dû au poids de al structure.

- ✓ Suivant (x): $\mathbf{M_{stab} = \Sigma W_j . X_{Gj}}$
- ✓ Suivant (y): $\mathbf{M_{stab} = \Sigma W_j . Y_{Gj}}$

$\mathbf{W_j}$: poids total de l'étage " j ".

$\mathbf{X_{Gj}}$, $\mathbf{Y_{Gj}}$: centre de gravité de chaque étage " j ".

Le moment renversant est causé par l'action sismique, il est donné par l'expression suivante:

$$M_{renvt} = \Sigma F_i . h_i$$

$\mathbf{F_i}$: effort sismique au niveau " i", il est donné par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) w_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^{n} w_j \cdot h_j}$$

$\mathbf{F_t}$**:** Force concentrée au sommet de la structure, permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration; sa valeur ne dépassera en aucun cas 0.25 V, et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0.7 secondes.

$\mathbf{h_i}$: niveau du plancher où s'exerce la force F_i.

$\mathbf{h_j}$: niveau d'un plancher quelconque.

$\mathbf{w_i}$, $\mathbf{w_j}$ **:** poids revenant aux planchers i, j .

Donc, on a :

BLOC A

- ✓ Suivant l'axe (x) :

$$Mstab = 38671.77 KN.m$$

Mrenv=4953.59KN.m

$$\frac{Mstab}{Mrenv} = 7.8 > 1.5$$

- ✓ Suivant l'axe (y):

$$Mstab = 26799.92 KN.m$$

Mrenv= 4652.81KN.m

$\frac{Mstab}{Mrenv} = 5.76>1.5$

Donc, la structure est stable vis-à-vis du renversement.

BLOC B

- ✓ Suivant l'axe (x):

Mstab = 233099.7656KN. m

Mrenv= 35591.1524KN.m

$\frac{Mstab}{Mrenv} = 6.55>1.5$

- ✓ Suivant l'axe (y):

Mstab =360840.41KN. m

Mrenv=33866.6451 KN.m

$\frac{Mstab}{Mrenv} = 10.65>1.5$

Donc, la structure est stable vis-à-vis du renversement.

V.5.5. Vérification des déplacements :

- **Vérification du déplacement en tête du bâtiment RPA version 2003**

Déplacement réel= R .déplacement théorique. RPA version2003 [Art4.43]

Coefficient de comportement R=3.5.

Bloc A :

Déplacement suivant x sous la force E_{dx} :

$$\delta r.x = R.\delta x$$

$\delta x = 0.09cm$

$\delta r.x = 0.32cm$

$\delta r.x$< H/250

0.32cm<.2.31cm

Déplacement suivant y sous la force E_{dy} :

$$\delta r.y = R.\delta y$$

$\delta y = 0.04cm$

$\delta r.y = 0.14cm$

$\delta r.y$< H/250

0.14cm<.2.31cm

Bloc B :

Déplacement suivant x sous la force E_{dx} :

$$\delta r.x = R.\delta x$$

$\delta x = 0.35cm$

$\delta r.x = 1.225cm$

$\delta r.x$< H/250

1.225cm<7.14cm

Déplacement suivant y sous la force E_{dy} :

$$\delta r.y = R.\delta y$$

$\delta y = 0.15cm$

$\delta r.y = 0525cm$

$\delta r.y$< H/250

0.525cm<7.14cm

Le déplacement en tête Sant inferieure a déplacement admissible dans les deux directions et les deux blocs.

- **Calcul du joint RPA version2003 [Art5.8]**

d_{min}=(d1+15mm+d2) ≥40mm

$$d_{min} = 0.3 + 0.4 + 15$$

$$d_{min} = 15.7mm$$

d min≥40 mm

$$\boldsymbol{d_{choisie}}\textbf{=40mm}$$

- **Vérification du déplacement inter-étage du bâtiment RPA version 2003[Art5.10]**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R\delta ek$$

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 : Δk= 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 : Δk limite ≤ 0.01 he

Avec : he : la hauteur de l'étage k.

Bloc A

Suivant (X) :

Tableau IV .25 : Vérification des déplacements inter-étages sens x-x (BLOC A)

Diaphragme N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 5.79	5.79	0.09	0.32	0.32	5.79	Ok	0.55	3.5

Suivant(y) :

Tableau IV .26 : Vérification des déplacements inter-étages sens y-y (BLOC A)

Diaphragme N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 5.79	5.79	0.04	0.14	0.14	5.79	Ok	0.24	3.5

Bloc B

Suivant (X) :

Tableau IV.27 : Vérification des déplacements inter-étages sens x-x (BLOC B)

Diaphragm N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 17.85	17.85	0.38	1.33	0.31	3.4	Ok	0.91	3.5
B_ DIAPH_ 14.45	14.45	0.29	1.02	0.28	3.4	Ok	0.82	3.5
C_ DIAPH_ 11.05	11.05	0.21	0.74	0.32	3.4	Ok	0.94	3.5
D_ DIAPH_ 7.65	7.65	0.12	0.42	0.24	3.4	Ok	0.71	3.5
E_ DIAPH_ 4.25	4.25	0.05	0.18	0.18	4.25	Ok	0.42	3.5

Suivant(y) :

Tableau IV .28: Vérification des déplacements inter-étages sens y-y (BLOC B)

Diaphragm N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 17.85	17.85	0.18	0.63	0.1	3.4	Ok	0.29	3.5
B_ DIAPH_ 14.45	14.45	0.15	0.53	0.14	3.4	Ok	0.41	3.5
C_ DIAPH_ 11.05	11.05	0.11	0.39	0.14	3.4	Ok	0.41	3.5
D_ DIAPH_ 7.65	7.65	0.07	0.25	0.14	3.4	Ok	0.41	3.5
E_ DIAPH_ 4.25	4.25	0.03	0.11	0.11	4.25	Ok	0.26	3.5

Dans les deux blocs les déplacements inter-étage sont inferieure aux d admissible Δk limite ≤ 0.01 he dans tous les étages et dans les deux directions.

V.5.6.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 [0.15 fc28γb, 4 MPa] Fissuration très préjudiciable ou préjudiciable.

Min [0.2 fc28γb, 5 MPa] Fissuration Peu nuisible.

V.5.6.a. Les poteaux :

Le système de contreventement dans notre structure est constitué par des voiles porteurs reprenant plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, mais reprenant la totalité de l'effort tranchant dues aux charges horizontales, donc le système choisi R=3.5.

- Donc, il n'y a pas de risque de cisaillement dans les poteaux (l'effort tranchant dans les poteaux est nulle théoriquement)

V.5.6.b. Les poutres

BLOC A

Tableau IV.29 : Vérification au cisaillement des poutres (BLOC A)

section	T(v2) (KN)	Combinaison	Situation	ϒb	Position	τ (mpa)	τ adm (mpa)	Verification
pp30x35	59.09	ELU	durable	1.5	rive	0.606	2.50	vérifier
PP40 x 80	230.09	ELU	durable	1.5	intermediare	0.742	3.33	vérifier
PS30 x 30	49.557	ELU	durable	1.5	rive	0.601	2.50	vérifier
long30x30	25.022	ELU	durable	1.5	intermediare	0.222	3.33	vérifier

BLOC B

Tableau IV.30: Vérification au cisaillement des poutres (BLOC B)

section	T(v2) (kN)	Combinaison	Situation	ϒb	position	T (mpa)	τ adm (mpa)	vérification
pp30x40	118.046	ELU	durable	1.5	intermédiaire	0.828	3.33	vérifier
ps30x35	41.389	ACC	accidentelle	1.15	intermédiaire	0.502	4.35	vérifier
Ppalier30×30	28.336	ACC	accidentelle	1.15	intermédiaire	0.291	4.35	vérifier
long30x30	16.52	ELU	durable	1.5	rive	0.200	2.50	vérifier

- Donc, il n'y a pas de risque de cisaillement dans les poutres.

V.5.7.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 :

$\upsilon = Nd.Bc.fc28 \leq 0.3$

Avec :

υ : effort normal réduit.

Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.

fc28 : la résistance caractéristique de béton.

Bloc A :

Tableau IV.31: Vérification de l'effort normal (BLOC A)

section	N (kN)	Bc (mm²)	combinaison	fc28 (MPA°	γ (mpa)		vérification
pot 40x80	271.296	296400	G+Q+Edx	25	0.037	0.3	vérifier
pot 40x80	273.543	184900	G+Q+Edy	25	0.059	0.3	vérifier

BLOC B :

Tableau IV.32: Vérification de l'effort normal (BLOC B)

section	N (kN)	Bc (mm²)	combinaison	fc28 (MPA°	γ (mpa)		vérification
pot 50x50	1284.377	230400	G+Q+Edx	25	0.223	0.3	vérifier
pot 50x50	1266.177	230400	G+Q+Edy	25	0.220	0.3	vérifier

Remarque :

Sur la base de ces résultats, nous avons opté pour une résistance de 25MPa

dont la composition est la suivante :

- Ciment 550kg/m3
- Eau 165kg/m3
- Gravier (3/8) 128.30 kg/m3
- Gravier (8/15) 780 kg/m3

➢ D'après les résultats de l'analyse dynamique, les sections finales adoptées sont mentionnées ci-dessous

BLOC A

Tableau IV.33: Dimensionnement final des éléments (BLOC A)

	section			
NIVEAU	POTEAUX (cm²)	POUTRE PRINCIPALE (cm²)	POUTRE SECONDAIRE (cm²)	Voile (cm)
RDC	40×80	40×80	30×30	22

BLOC B

Tableau IV .34: Dimensionnement final des éléments (BLOC B)

	SECTION			
NIVEAU	POTEAUX (cm^2)	POUTRE PRINCIPALE (cm^2)	POUTRE SECONDAIRE (cm^2)	Voile (cm)
2 NIVEAU	40×40	30× 50	30× 30	17
2NIVEAU	45×45			
RDC	50×50			

V.5.8.Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

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 :

$$\theta = Pk\ \Delta k / Vk \times hk \leq 0.10$$

Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k".

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

hk : hauteur de l'étage ≪ k ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, 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 : $\frac{1}{1-\theta_X}$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

BLOCA

Suivant x :

Tableau IV .35 : Vérification de l'effet P-Δ sens x (BLOC A)

Niveau	Pk (kN)	dx	dx*R	Δkx (cm)	WIHI (KN.m)	Vkx (kN)	Hk (cm)	θkx	Vérification
579	3723.710	0.09	0.32	0.32	2156028.09	829.73	579	0.0025	Vérifiée

Suivant y :

Tableau IV .36 : Vérification de l'effet P-Δ sens y (BLOC A)

Niveau	Pk (kN)	dy	dy*R	Δky (cm)	WIHI (KN.m)	Vky (kN)	Hk (cm)	θky	Vérificaion
5.79	3723.710	0.04	0.14	0.14	2156028.09	881.95	579	0.001	Vérifiée

BLOC B

Suivant x :

Tableau IV.37 : Vérification de l'effet P-Δ sens x (BLOC B)

Niv	Pk (kN)	dx	dx*R	Δkx (cm)	WIHI	Vkx (kN)	hk (cm)	θkx	Vérification
17.9	3447.54	0.38	1.33	0.31	6153858.9	748.77	340	0.0042	Vérifiée
14.5	4047.56	0.29	1.02	0.28	5848724.2	711.64	340	0.0047	Vérifiée
11.1	4178.99	0.21	0.74	0.32	4617783.95	561.87	340	0.007	Vérifiée
7.65	4039.9	0.12	0.42	0.24	3090523.5	376.04	340	0.0076	Vérifiée
425	4276.17	0.05	0.18	0.18	1817372.25	221.13	425	0.0082	Vérifiée

Suivant y :

Tableau IV.38 : Vérification de l'effet P-Δ sens Y (BLOC B)

Niv	Pk (kN)	dy	dy*R	Δky (cm)	WIHI	Vky (kN)	hk (cm)	θky	Vérification
17.9	3447.54	0.18	0.63	0.1	6153858.9	777.65	340	0.0013	Vérifiée
14.5	4047.56	0.15	0.53	0.14	5848724.2	739.09	340	0.0023	Vérifiée
11.1	4178.99	0.11	0.39	0.14	4617783.95	583.54	340	0.0029	Vérifiée
7.65	4039.9	0.07	0.25	0.14	3090523.5	390.54	340	0.0043	Vérifiée
4.25	4276.17	0.03	0.11	0.11	1817372.25	229.66	425	0.0048	Vérifiée

Conclusion général :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique des deux blocs.

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

Tableau VI.1 : Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5	γ_s=1.15	γ_b=1.15	$\gamma_s = 1$
f_{c28}=25Mpa	FeE400	FeE400	f_{c28}=25Mpa
σ_b=15Mpa	σ_s=201.63Mpa	σ_b=18.75	σ_s=400

V.3.2.Recommandation du RPA99 version 2003

V.3.2.1.Les armatures longitudinales [RPA] Art [7.5.2.1]

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - ✓ 4% en Zone courante.
  - ✓ 6% en Zone nodale.

Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone IIb.

V.3.2.2.Les armatures transversales [RPA] Art [7.5.2.2]

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003 ;St et b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- ✓ St ≤ h/2 en Zone courante.
- ✓ St ≤min (h/4 ; 12ϕl) en zone nodale.

V.3.3.Ferraillage des poutres principales

- ➢ BLOCA

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (Bloc A)

NIVEAU	POUTRE	POSITION	Mu (KN.m)	N°	Combinaison	A' (cm^2)	Acalcul (cm^2)
RDC	30×35	Travée	22.241	12	1.35G+1.5Q	0	2.025
		Appui	38.074	78	G+Q+Edx	0	3.524
	40×80	Travée	380.52		1.35G+1.5Q	0	15.008
		appui	183..19		G+Q+Edx	0	6.98

- Bloc B :

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (Bloc B)

NIVEAU	poutre	POSITION	Mu (KN.m)	N°	Combinaison	A' (cm²)	Acalcul (cm²)
TERASSE	30× 50	Travée	121.310	492	1.35G+1.5Q	0	7.87
		Appui	-140.771	492	1.35G+1.5Q	0	9.27
Etage courront	30× 50	Travée	138.732	229	1.35G+1.5Q	0	9.11
		Appui	-168.186	372	1.35G+1.5Q	0	11.27

V.3.3.1.Vérification sections minimale des poutres principales

Tableau V.4 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres principales (bloc A).

Niveau	Poutre	position	Acalcul (cm²)	A' (cm²)	Amin CBA	Amin RPA	Achoisée (cm²)
RDC	30×35	Travée	2.025	0	1.05	5.25	3HA12+2HA14=6.47
		Appui	3.524	0	1.05	5.25	3HA12+2HA14=6.47
	40×80	Travée	15.008	0	3.2	16	8HA16=16.02
		Appui	6.98	0	3.2	16	8HA16=16.02

Tableau V.5 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres principales (bloc B).

Niveau	poutre	position	A calcul (cm²)	A' (cm²)	Amin CBA	Amin RPA	A chosée (cm²)
Terrasse	30×50	Travée	7.87	0	1.5	7.5	3HA12+3HA14=8.01
		Appui	9.27	0	1.5	7.5	3HA12+4HA14=9.55
Etage courront	30×50	Travée	9.11	0	1.5	7.5	3HA12+4HA14=9.55
		Appui	11.27	0	1.5	7.5	3HA12+6HA14=12.63

V.3.3.2.Vérification des contraintes à ELS des poutres principales

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous sollicitationsM_{ser}, N_{ser} selon les règles CBA93.

σ_b, $=N_{ser}B$ +15.A

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible $\sigma_b, \leq \sigma_b,$ = 0.6 fc28 = 15 Mpa
- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma_b, \leq \sigma_b,$ = 15 MPa et $\sigma_S, \leq \sigma_S,$ =201.63Mpa

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants

Tableau I.6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (bloc A).

niveau	poutre	position	Mser (KN.m)	A_{Calcul} (cm²)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ_s' (Mpa)	$\overline{\sigma_b} \leq \sigma_b$	$\overline{\sigma_s} \leq \sigma_s$
RDC	30*35	Travée	16.207	6.47	2.769	85.924	32.105	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-27.38	6.47	4.75	147.365	55.062	Vérifiée	Vérifiée
	40*80	Travée	278.629	16.02	6.91	/	/	Vérifiée	Vérifiée
		appui	134.1	16.02	3.32	/	/	Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.7 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (bloc B)

Niveau	poutre	position	Mser (KN.m)	A_{Calcul} (cm²)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ_s' (Mpa)	$\overline{\sigma_b} \leq \sigma_b$	$\overline{\sigma_s} \leq \sigma_s$
Terrasse		Travée	88.613	8.01	7.79	0	0	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-102.97	9.55	8.55	0	0	Vérifiée	Vérifiée
Etage courront		Travée	99.817	9.55	8.40	0	0	Vérifiée	Vérifiée
		appui	134.1	12.63	9.21	0	0	Vérifiée	Vérifiée

V.3.3.3.Vérification au cisaillement des poutres principales

Tableau V.8. : Calcul de la contrainte

	poutre de rive	Poutre intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciables	les fissurations est peu nuisibles
$\overline{\tau_U}$	$\min\left[\frac{0.15\times f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$	$\min\left[\frac{0.2\times f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$
Situation durable	2.5	3.33
situation accidentelle	3.26	4.34

Tableau V.9: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales (bloc A)

Niveau	poutre	combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
RDC	30×35	ELU	0.6	2.5	Vérifiée
	40×80	ELU	0.74	3.33	Vérifiée

Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales (bloc B)

Niveau	poutre	combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	30×50	ELU	0.6	3.33	Vérifiée
Etage courant	30× 50	ELU	0.74	3.33	Vérifiée

Les poutres principales sont vérifiées vis à vis au cisaillement dans les deux blocs.

V.3.4.Ferraillage des poutres secondaires

Tableau V.11 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (Bloc A).

NIVEAU	POUTRE	POSITION	Mu (KN.m)	N°	Combinaison	A' (cm²)	A calcul (cm²)
RDC	30×30	Travée	17.226	21	1.35G+1.5Q	0	1.9
		Appui	-20.23	21	G+Q+Edx	0	1.9

Tableau V.12 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (Bloc B).

NIVEAU	poutre	POSITION	Mu (KN.m)	N°	Combinaison	A' (cm²)	A calcul (cm²)
TERASSE	30×30	Travée	-29.05	258	1.35G+1.5Q	0	3.2
		Appui	-32.91	258	G+Q+Edx	0	3.6
Etage courront	30× 30	Travée	-26.16	246	1.35G+1.5Q	0	2.9
		appui	-32.14	246	G+Q+Edx	0	3.0

V.3.4.1.Vérification des sections minimales des poutres secondaires

Tableau V.13 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres secondaires (bloc A).

Niveau	poutre	position	A calcul (cm²)	A' (cm²)	Amin CBA	Amin RPA	A choisie (cm²)
RDC	30*30	Travée	1.9	0	0.9	4.5	3HA14=4.62
		Appui	1.9	0	0.9	4.5	3HA14=4.62

Tableau V.14 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres secondaires (bloc B).

Niveau	poutre	position	A calcul (cm²)	A' (cm²)	Amin CBA	Amin RPA	A choisie (cm²)
Terrasse	30× 30	Travée	3.2	0	0.9	4.5	3HA14=4.62
		Appui	3.6	0	0.9	4.5	3HA14=4.62
Etage courant	30× 30	Travée	2.9	0	0.9	4.5	3HA14=4.62
		Appui	3.0	0	0.9	4.5	3HA14=4.62

V.3.4.2.Vérification des contraintes à ELS des poutres secondaires

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous sollicitations Mser, Nser selon les règles CBA93.

σb = NSerB+15.A

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : σb ≤ σb = 0.6 fc28 = 15 Mpa
- Pour la fissuration préjudiciable : σb ≤ σb = 15 Mpa et σS ≤ σS = 201.63Mpa

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants

Tableau V.15 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire (bloc A).

niveau	poutre	Position	Mser (KN.m)	A_{Calcul} (cm²)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\sigma_s{}'$ (Mpa)	$\overline{\sigma_b} \leq \sigma_b$	$\overline{\sigma_s} \leq \sigma_s$
RDC	30*30	Travée	12.537	4.62	3.005	109.558	31.015	Vérifiée	Vérifiée
		Appui	-13.688	4.62	3.281	119.616	33.863	Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.16: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire (bloc B)

Niveau	position	Mser (KN.m)	A_{Calcul} (cm²)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\sigma_s{}'$ (Mpa)	$\overline{\sigma_b} \leq \sigma_b$	$\overline{\sigma_s} \leq \sigma_s$
Terrasse	Travée	14.16	4.62	3.38	123.217	34.972	Vérifiée	Vérifiée
	appui	-21.06	4.62	5.036	183.260	52.013	Vérifiée	Vérifiée
Etage courront	Travée	13.729	4.62	3.29	120.015	34.063	Vérifiée	Vérifiée
	appui	-18.90	4.62	4.52	164.461	46.679	Vérifiée	Vérifiée

V.3.4.3.Vérification au cisaillement des poutres secondaires

Tableau V.17. Calcul de la contrainte

	poutre de rive	Poutre intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciables	les fissurations est peu nuisibles
$\overline{\tau_U}$	$\min\left[\frac{0.15\times f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$	$\min\left[\frac{0.2\times f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$
Situation durable	2.5	3.33
situation accidentelle	3.26	4.34

Tableau V.18 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires (bloc A).

Niveau	poutre	combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
RDC	30×30	ELU	0.48	2.5	Vérifiée

Tableau V.19 : Vérification de la contrainte de cisaillement des .poutres secondaires (bloc B).

Niveau	poutre	combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	30× 30	ELU	0.40	3.26	Vérifiée
Etage courant	30× 30	G+Q+Edx	0.48	4.34	Vérifiée

Les poutres principales sont vérifiées vis à vis au cisaillement dans les deux blocs.

V.3.5.Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type haute adhérence de nuance Fe E 400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes:

- Selon le RPA 99:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003.b \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12\varphi\right) \quad (\text{zone nodale}) \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \quad (\text{zone courante}) \end{cases}$$

- Selon le CBA 93:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3f_{tj}.k\right)}{0.9f_e\left(\cos\alpha + \sin\alpha\right)} \\ S_t \leq \min\left(0.9d; 40cm\right) \\ \dfrac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armature (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant:

Bloc A

Tableau V.20 : Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement (bloc A).

		CBA93		RPA99			S_t adopte			
SECTION	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm²)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm²)	S (cm)	S' (cm)	A_t choisie (cm²)	Nombre des barres
30*30	0.48	24.75		7.5	15	0.675	8	15	2.01	4Ø8
30*35	0.	29.25	69.75	8.75	17.5	0.78	10	15	2.01	4Ø8
40*80		69.75		20	40	2.4	20	40	2.01	4Ø8

Bloc B

Tableau V.21 : Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement (bloc B).

		CBA93		RPA99			S_t adopte			
SECTION	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm²)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm²)	S (cm)	S' (cm)	A_t choisie (cm²)	Nombre des barres
30*30	0.48	24.75		7.5	15	0.675	8	15	2.01	4Ø8
30*50	0.74	42.75		12.5	25	1.125	15	25	2.01	4Ø8

V.3.6.Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$.
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$.
3. $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.75.

BLOC A

Tableau V.22 : Vérification Les conditions de la flèche des poutres (bloc A).

	1^{ier}condition			2^{ieme}condition			3^{ieme}condition		
	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\varphi = \frac{A}{b.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\varphi \leq \frac{4.2}{f_e}$
Pp40×80	0.081	0.063	Vérifiée	0.081	0.075	vérifiée	0.005	0.010	vérifiée
Pp35× 30	0.079	0.063	vérifiée	0.079	0.075	vérifiée	0.006	0.010	vérifiée
Ps30× 30	0.070	0.063	vérifiée	0.070	0.075	Non vérifiée	0.005	0.010	vérifiée

Les armatures de peau (poutre 40× 80) :

D'après le C BA93les armateurs de peau sont au membre de 6 barres de 10 (voire dessin).

BLOC B

Tableau V.23 : Vérification Les conditions de la flèche des poutres (bloc B).

	1^{ier}condition			2^{ieme}condition			3^{ieme}condition		
	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\varphi = \frac{A}{b.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\varphi \leq \frac{4.2}{f_e}$
Pp50×30	0.076	0.063	Vérifiée	0.076	0.075	vérifiée	0.006	0.010	vérifiée
Ps30× 30	0.066	0.063	vérifiée	0.066	0.075	Non vérifiée	0.005	0.010	vérifiée

- Les conditions ne sont pas vérifiées pour les poutres secondaires dans les deux blocs (bloc À, bloc B), donc le calcul de la flèche est nécessaire.

BLOC A

Tableau V.24. : Vérification de la flèche des poutres secondaires (bloc A).

Niveau	poutre	Position	M_{Ser} (KN.m)	$A_{adoptèe}$ (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)	f≤ f_{adm}
RDC	30× 30	travée	12.573	4.62	0.9	6.7	vérifié

BLOC B

Tableau V.25 : Vérification de la flèche des poutres secondaires (bloc B).

Niveau	poutre	Position	M_{Ser} (KN.m)	$A_{adoptèe}$ (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)	f≤ f_{adm}
Terrasse	30× 30	travée	14.16	4.62	0.5	4.5	vérifié
Etage courant	30× 30	travée	13.729	4.62	0.4	4.5	vérifié

V.4.Ferraillage des goussets

Tableau V.26 : Ferraillage longitudinales des goussets (bloc A).

Niveau	gousset	position	M_U (KN.m)	Combinaison	$A_{calcule}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
RDC	40× 180	travée	295.614	1.35G+1.5Q	7.1	4HA16=8.04
		appuis	-195.131	1.35G+1.5Q	7.1	4HA16=8.04

V.4.1.Verification des contraintes à ELS

Tableau V.27 : Vérification des contraintes à l'ELS des goussets (bloc A).

Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm²)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	travée	77.04	8.04	0.34	0	vérifié	vérifié
	appuis	-146.96	8.04	0.64	0	vérifié	vérifié

V.4.2.Vérification au cisaillement pour les goussets

Tableau V.28 : calcul de la contrainte τ

	poutre de rive	Poutre intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciables	les fissurations est peu nuisibles
$\overline{\tau_U}$	$\min\left[\frac{0.15\times f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$	$\min\left[\frac{0.2\times f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$
Situation durable	2.5	3.33
situation accidentelle	3.26	4.34

Tableau V.29 : Vérification de la contrainte de cisaillement des goussets (bloc A).

Niveau	poutre	combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
RDC	40× 180	1.35G+1.5Q	0.34	3.33	vérifie

V.4.3.Calcul des armatures transversales

Tableau V.30 : Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement (bloc A).

	RPA99			S_t adopte		Nombre des barres	
SECTION	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm²)	S (cm)	S' (cm)	Nb_{ZC}	Nb_{ZN}
	45	90	$2\emptyset 8 = 1.01$	10	20	9	18

V.4.4.Vérification de la flèche

Tableau VI.31: Vérification Les conditions de la flèche des Gousset (bloc A).

	1^{ier}condition			2^{ieme}condition			3^{ieme}condition		
	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\varphi = \frac{A}{b.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\varphi \leq \frac{4.2}{f_e}$
Pp50×30	0.44	0.062	Vérifier	0.44	0.075	vérifier	0.001	0.01	vérifier

V.5.Ferraillage des longrines

BLOCA

Tableau V.32: Ferraillage longitudinale de longrine (bloc A).

Niveau	longrine	N_U (KN.m)	Combinaison	$A_{calcule}$ (cm²)	A_{min} RPA	A_{min} CBA	$A_{choisie}$ (cm²)
RDC	30× 40	365.97	1.35G+1.5Q	1.05	7.2	1.2	6HA14

BLOC B

Tableau V.33 : Ferraillage longitudinale de longrine (bloc A).

Niveau	longrine	N_U (KN.m)	Combinaison	$A_{calcule}$ (cm²)	A_{min} RPA	A_{min} CBA	$A_{choisie}$ (cm²)
RDC	30× 40	1672.93	1.35G+1.5Q	4.8	5.4	0.9	6HA12

V.5.1.Verification des contraintes à ELS

Tableau V.34 : Vérification de la contrainte de cisaillement de longrine (bloc A).

Niveau longrine	$N\ ser$ (KN.m)	σ_S(MPa)	$\overline{\sigma_S}$ (MPa)	$A_{choisie}$ (cm²)	Vérifications
RDC 30× 40	268.82	39.58	201.6	9.24	vérifie

Tableau V.35 : Vérification de la contrainte de cisaillement de longrine (bloc B).

Niveau longrine	$N\ ser$ (KN.m)	σ_S(MPa)	$\overline{\sigma_S}$ (MPa)	$A_{choisie}$ (cm²)	Vérifications
RDC 30× 40	1212.5	178.57	201.6	9.24	vérifie

V.6.Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et les charges horizontales.

V.6.1. Détermination des armatures longitudinales

V.6.1.1. Recommandations des règlements :

❖ Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.4.2.1]

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIb par :

$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 4\%$ (zone courante)

$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\%$ (zone recouvrement)

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 50ϕ en zone IIb
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIb.

V.6.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage

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

- **1er cas : Influence de l'effort normal :**

Le calcul en flexion composé ce fera avec Nmax et son Mcorres.

- **2eme cas : Influence du moment :**

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant Mmax et son Ncorres.

- **3eme cas : Effort normal minimum :**

Le calcul en flexion composé ce fera pour Nmin et son Mcorr

BLOCA

Tableau V.36: Ferraillage longitudinale des poteaux (bloc A).

	Cas	Sollicitation	combinaison	N (KN)	M (KN.m)	A_{S1} (cm²)	A_{S2} (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
Pot30× 30	1	$N_{max}_M_{corres}$	G+Q+Edx	183.188	7.558	2.4	2.4	8.1	8HA12= 9.05
	2	$M_{max}_N_{corres}$	G+Q+Edx	175.597	8.460	2.4	2.4		
	3	$N_{min}_M_{corres}$	0.8G+Edx	105.364	0.541	2.4	2.4		
Pot40× 80	1	$N_{max}_M_{corres}$	G+Q+Edy	412.34	149.9	4.8	4.8	28.8	18HA16= 36.19
	2	$M_{max}_N_{corres}$	1.35G+1.5Q	182.631	399.037	12.8	12.8		
	3	$N_{min}_M_{corres}$	0.8G+Edy	105.49	13.94	4.88	4.8		

BLOCB

Tableau V.37 : Ferraillage longitudinale des poteaux (bloc B).

	Cas	Sollicitation	combinaison	N (KN)	M (KN.m)	A_{S1} (cm²)	A_{S2} (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
POT40× 40	1	$N_{max_}M_{corres}$	1.35G+1.5Q	612.01	30.487	3.2	3.2	14.4	8HA16= 16.08
	2	$M_{max_}N_{corres}$	1.35G+1.5Q	313.547	67.335	3.2	3.2		
	3	$N_{min_}M_{corres}$	0.8G+Edy	14.529	14.731	3.2	3.2		
POT45× 45	1	$N_{max_}M_{corres}$	1.35G+1.5Q	1291.35	50.43	3.6	3.6	18.22	4HA16+ 8HA14=20.36
	2	$M_{max_}N_{corres}$	1.35G+1.5Q	735.238	87.773	3.6	3.6		
	3	$N_{min_}M_{corres}$	0.8G+Edy	26.686	18.079	3.6	3.6		
POT50× 50	1	$N_{max_}M_{corres}$	1.35G+1.5Q	1659.103	21.901	4	4	22.5	12HA16= 24.13
	2	$M_{max_}N_{corres}$	1.35G+1.5Q	922.307	75.163	4	4		
	3	$N_{min_}M_{corres}$	0.8G+Edy	39.623	14.786	4	4		

V.6.1.3.Vérification des contraintes à ELS

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser selon les règles CBA93.

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma b \leq \sigma b = 0.6\ fc28 = 15Mpa$
- Pour la fissuration préjudiciable :

  $\sigma b \leq \sigma b = 0.6\ fc28 = 15MpaEt : \sigma S \leq \sigma S = 201.63Mpa$

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

BLOC A

Tableau V.38 : Vérification des contraintes à ELS (bloc A).

	Cas	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	$A_{choisie}$ (cm²)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Pot30× 30	1	$N_{max}_M_{corres}$	85.049	0.550	9.05	0.914	13.480	Vérifié	Vérifié
	2	$M_{max}_N_{corres}$	8.308	1.075		0.262	3.479	Vérifié	Vérifié
	3	$N_{min}_M_{corres}$	6.091	0.186		0.09	1.276	Vérifié	Vérifié
Pot40× 80	1	$N_{max}_M_{corres}$	268.821	120.460	32.17	2.669	38.203	Vérifié	Vérifié
	2	$M_{max}_N_{corres}$	133.813	292.202		6.367	192.863	Vérifié	Vérifié
	3	$N_{min}_M_{corres}$	133.813	292.202		6.367	192.863	Vérifié	Vérifié

BLOC B

Tableau V.39: Vérification des contraintes à ELS (bloc B).

	Cas	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	$A_{choisie}$ (cm²)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
POT40× 40	1	$N_{max}_M_{corres}$	445.309	21.889	16.08	3.943	0	Vérifié	vérifié
	2	$M_{max}_N_{corres}$	229.091	48.245		5.368	70.862	Vérifié	vérifié
	3	$N_{min}_M_{corres}$	84.13	3.814		0.723	10.34	Vérifié	vérifié
POT45× 45	1	$N_{max}_M_{corres}$	936.839	36.331	20.36	5.782	0	Vérifié	vérifié
	2	$M_{max}_N_{corres}$	534.666	63.155		5.385	75.285	Vérifié	vérifié
	3	$N_{min}_M_{corres}$	190.564	4.699		1.046	15.305	Vérifié	vérifié
POT50× 50	1	$N_{max}_M_{corres}$	1203.117	15.735	24.13	4.339	0	Vérifié	vérifié
	2	$M_{max}_N_{corres}$	669.695	54.027		2.892	42.548	Vérifié	vérifié
	3	$N_{min}_M_{corres}$	244.297	3.920		0.993	14.683	Vérifié	vérifié

V.6.1.4.Vérification des contraintes de cisaillement

La contrainte tangentielle τu dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

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

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime.
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

✓ **Selon le CBA963**

Si al fissuration est peu nuisible: $\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow$

$$\begin{cases}\overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \ \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 4.32\,\text{MPa} \ \text{(situation accidentelle)}\end{cases}$$

si al fissuration est préjudiciable: $\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.15\, f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow$

$$\begin{cases}\overline{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa} \ \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 3.26\,\text{MPa} \ \text{(situation accidentelle)}\end{cases}$$

✓**Selon le RPA99 version 2003 :**

$$\overline{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

τu = ρd x fc28

ρd = 0.075 si $\lambda \geq 5$

ρd = 0.04 si $\lambda < 5$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\lambda = \frac{\text{lf}}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

BLOC A

Tableau V.40 : Vérification de cisaillement des poteaux (bloc A).

Elément	combinaison	Vu (KN)	τ_U (Mpa)	λ	ρ_d	τ_{adm} (Mpa) RPA	τ_{adm} (MPA) CBA	$\tau_U \leq \tau_{adm}$
pot30*30	G+Q+Edx	4.675	0.057	34.35	0.075	3.26	1.875	vérifie
pot40*80	1.35G+1.5Q	125.87	0.406	14.852	0.075	2.5	1.875	vérifie

BLOC B

Tableau V.41: Vérification de cisaillement des poteaux (bloc B).

élément	Combinaison	Vu (KN)	τ_U (Mpa)	λ	ρ_d	τ_{adm} (Mpa) RPA	τ_{adm} (Mpa) CBA	$\tau_U \leq \tau_{adm}$
POT40*40	G+Q+Edx	24.843	0.166	20.61	0.075	1.875	4.32	vérifie
POT45*45	G+Q+Edx	30.476	0.159	18.321	0.075	1.875	4.32	vérifie
POT50*50	G+Q+Edx	17.603	0.074	20.61	0.075	1.875	4.32	vérifie

V.6.1.5.Vérification des armatures transversales

- **Selon le CBA93 [art A.5.1.2.2]**

Les armatures transversale doivent entourer les barres longitudinales, leurs ϕt et donnée par la relations : ϕt = ≤ Min [$\frac{h}{35}$,$\frac{b}{10}$, ϕl]

Φl : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

At = nt x at

Avec :

nt : est le nombre des barres transversales.

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

St ≤ 0.9$\frac{0.9A_t\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{(\tau u - 0.3.ft28xK)}$. dans les cas de flexion composée K=1+3$\frac{N_U}{Bf_{c28}}$

St ≤ Min [0.9d, 40 cm] et$\frac{A_t f_{et}}{b.S_t}$≥0.4Mpa

- **selon RPA99 version 2003 Art [7.4.2.2]**

$St = \frac{h\, f_e A_t}{\rho\, v_u}$

Avec : At = nt. at

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λg l'élancement géométrique du poteau λg = lf/a

ρ = 2.5 st λg ≥ 5

ρ = 3.75 dans les cas contraintes

Le RPA99 version 2003 fixe l'espacement maximal comme suit :

✓ Dans la zone nodale st ≤ [10 ϕl, 15] zone IIb

✓ Dans la zone courante : st ≤ 15 ϕl zone IIb

Φl : diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armature transversale minimale At/ (Stxb) en % est donnée comme suit :

0.3% si λg ≥5

0.8% si λg ≤ 3

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Φl minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (cheminée > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux

BLOCA

Tableau V.42 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements (bloc A).

ELEMENT	V_u (KN)	A_t (cm²)	λ_g	ρ_d	zone	S_t (cm) CBA	S_t (cm) RPA	S_t (cm) Finale	A_t (cm²) choisi
Pot (30× 30)	4.675	2.01	9.91	2.5	ZN	24.75	12	10	4Ø8
					ZC	24.75	18	15	4Ø8
Pot (40× 80)	125.87	3.14	8.38	2.5	ZN	40	16	5	4Ø10
					ZC	40	24	10	4Ø10

BLOC B

Tableau V.43: Calcul des armatures transversales et leurs espacements (bloc B).

ELEMENT	Combinaison	V_u (KN)	A_t (cm²)	λ_g	ρ_d	zone	S_t (cm) CBA	S_t (cm) RPA	S_t (cm) Finale	A_t (cm²) choisi
Pot (40× 40)	G+Q+Edx	24.843	2.01	5.95	2.5	ZN	36	16	10	4Ø8
						ZC	36	24	15	4Ø8
Pot (45× 45)	G+Q+Edx	30.476	3.14	5.28	2.5	ZN	38.25	16	10	4Ø10
						ZC	38.25	24	15	4Ø10
Pot (50× 50)	G+Q+Edx	17.603	3.14	5.95	2.5	ZN	40	16	10	4Ø10
						ZC	40	24	15	4Ø10

V.7.Ferraillage des voiles

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

❖ Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité

❖ Assure une transmission directe des forces aux fondations.

❖ Minimiser les effets de torsion.

V.7.1.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.7.2.les voiles avec ouvertures

Les trumeaux

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversale.

- Les linteaux

Les linteaux sont calculés en flexion simple on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion
- Des aciers transversaux
- Des aciers en partie courante (aciers de peau)

V.7.3.Recommandations réglementaires

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

- Armatures verticales:

➢ Selon le CBA 93 :

$A_{ver} \leq 0.4$ cm2 pour un mètre de parement

$0.1\% \leq \frac{A_V}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

a : l'épaisseur du voile

b : la largeur de la zone tendue

➢Selon le RPA99 version 2003 [Art 7.7.4]

- Av = 0.20% B dans la section tendue du voile.
- Av = 0.15% B dans la section globale du voile.
- Av = 0.10% B dans la section courante.

Avec :

B : section du voile.

a : épaisseur du voile

ϕ_{ver}: diamètre vertical.

- Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle supporter l'effort tranchant V.

➢ Selon CBA93

Diamètre maximale des armatures horizontales $\phi h \leq$ Min $[\frac{h}{35}, \frac{a}{10}, \phi v]$.

- **Espacement des armatures horizontales**

Sh ≤ Min [0.9d ; 40 cm]

$\frac{A_h f_e}{a S_h} \geq 0.4$ Mpa

$S_h \leq \frac{A_h 0.9 \frac{f_z}{\gamma}}{a\tau_b - 0.3 f_{c28}}$

D'après le BEAL 91 :

$$A_t = \frac{A_h}{4}$$

- **La contrainte limites de cisaillement**

τb ≤ τ

Où : $\tau b = \frac{v}{bd}$ avec : V=1.4 $V_{u\ calculé}$

τ = 0.2 fc28

Avec :

τb : contrainte de cisaillement

τ : contrainte de cisaillement admissible

Ab : section d'armature horizontale

d= 0.9h : hauteur utile

➢ **Selon le RPA99 version 2003**

Φh ≤ $\frac{1}{10}$.a

Sh ≤ $\frac{A.h}{0.003}$

Sh ≤ Min [1.5a ; 30cm]

- **Armatures transversales**

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance FeE 400, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.7.4. Recommandations pour les voiles (RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale :

- 40 Φ : pour les barres situées dans les zones ou le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$S_V \leq$ Min [1.8a ; 30cm]

$S_V = S_V$ zone courante)

$S_V = \frac{S_V}{2}$ (zone d'extrémité)$\frac{L}{10}$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

V.7.5.Ferraillage des voiles pleins (trumeau)

V.7.5.1.Les armatures vertical

BLOC A

Tableau I.44 : Ferraillage verticales des voiles pleins (bloc A)

	Sens	voile	M (KN.M)	N (KN)	situation	Section	A (cm²)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	A_{CH} (cm²)	S_t
RDC	x	1	770.832	131.328	ACC	SPC	9.94	3.31	4.97	2(13HA10)= 10.21	15
		2	269.140	135.342	ACC	SPC	7.86	1.44	2.16	2(11HA10)= 8.64	8
	y	3	564.027	102.026 124.015	ACC	SPC	8.28	3.14	4.71	2(13ha10)=10.21	15
		4	31.111		ACC	SPC	3.58	2.92	4.38	2(5HA10)=3.93	15

BLOC B

Tableau VI.45 : Ferraillage verticales des voiles pleins (bloc B).

Etage	Sens	voile	M (kN.m)	N (kN)	Situation	Section	A (cm²)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	A_{CH} (cm²)	S_t
RDC	x	V1	1840.96	93.132	ACC	SPC	15.7	6.37	12.37	2(20HA10)= 19.63	20
	x	V2	231.54	11.606	ACC	SPC	5.8	2.17	4.19	2(9HA10= 7.07	15
	y	V3	175.31	38.153	ACC	SPC	5.7	2.125	4.12	2(9HA10)= 7.07	15
	y	V4	1330.722	1526.176	ACC	SPC	15.7	6.37	12.37	2(20HA10)= 19.63	20
	x-y	V5	3454.92	812.836	ACC	SPC	22.7	9.35	18.15	2(37HA10)= 29.06	15
1et 2	x	V1	1246.93	38.526	ACC	SPC	15.9	6.88	12.54	2(20HA10)= 19.63	20
	x	V2	143.655	72.258	ACC	SPC	5.9	2.25	4.29	2(9HA10= 7.07	15
	y	V3	116.88	10.041	ACC	SPC	5.8	2.21	4.19	2(9HA10)= 7.07	15
	y	V4	647.973	1288.23	ACC	SPC	15.9	6.88	12.54	2(20HA10)= 19.63	20
	x-y	V5	292.24	432.692	ACC	SPC	22.9	9.43	18.31	2(37HA10)= 29.06	15
3	x	²	587.500	63.639	ACC	SPC	16.1	6.54	12.70	2(20HA10)= 19.63	20
	x	V2	67.255	205.749	ACC	SPC	6	2.22	4.35	2(9HA10= 7.07	15
	y	V3	72.615	86.292	ACC	SPC	5.9	2.21	4.29	2(9HA10)= 7.07	15
	y	V4	646.114	237.122	ACC	SPC	16.1	6.54	12.7	2(20HA10)= 19.63	20
	x-y	V5	187.21	203.73	ACC	SPC	23.1	9.52	18.48	2(37HA10)= 29.06	15

V.7.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS

BLOC A

Tableau VI.46 : Vérification des contraintes à l'ELS (bloc A).

Etage	Sens	voile	L (m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s1} (cm²)	σ_b (MPA)	σ_s (MPA)	$\sigma_{s'}$ (MPA)	Vérification
RDC	x	V1	1.95	129.54	30.17	10.21	10.21	0.46	0	6.85	cv
	x	V2	0.85	72.8	34.12	8.64	8.64	1.28	8.16	18.41	cv
	y	V3	1.85	138.59	42.12	10.21	10.21	0.59	0	8.79	cv
	y	V4	1.72	70.18	25.44	3.93	3.93	0.39	0.43	5..81	cv

BLOC B

Tableau VI.47 : Vérification des contraintes à l'ELS (bloc B).

Etage	Sens	voile	L (m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s1} (cm²)	σ_b (MPA)	σ_s (MPA)	$\sigma_{s'}$ (MPA)	Vérification
RDC	x	V1	3.75	882.08	198.45	16.49	16.49	1.69	0	25.27	cv
	x	V2	1.27	316.21	10.03	6.28	6.28	1.518	0	22.663	cv
	y	V3	1.25	334.66	11.76	6.28	6.28	1.66	0	24.77	cv
	y	V4	3.75	1571.45	79.93	16.49	16.49	2.45	0	0	cv
	x-y	V5	5.5	1209.71	131.38	23.59	23.59	1.33	0	19.90	cv
1et 2	x	V1	3.8	728.15	174.59	16.49	16.49	1.39	0	20.87	cv
	x	V2	1.30	276.25	9.41	6.28	6.28	1.311	0	19.57	cv
	y	V3	1.27	282.50	11.03	6.28	6.28	1.39	0	20.77	cv
	y	V4	3.8	1327.57	120.63	16.49	16.49	2.15	0	0	cv
	x-y	V5	5.55	1008.94	41.09	23.59	23.59	1.15	0	2.18	cv
3et 4	x	V1	3.85	198.80	157.64	16.49	16.49	0.59	0	8.78	cv
	x	V2	1.32	59.84	8.91	6.28	6.28	0.4	0	5.77	cv
	y	V3	1.3	71.63	3.76	6.28	6.28	0.36	0	5.39	cv
	y	V4	3.85	355.60	13.78	16.49	16.49	0.53	0	0	cv
	x-y	V5	5.60	253.27	129.35	23.59	23.59	0.36	0	5.49	cv

V.7.5.3 Vérification des contraintes de cisaillements

Bloc A

Tableau VI. 48: Vérification des contraintes des cisaillements (bloc A).

Etage	Sens	voile	L (m)	T (KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau \leq \bar{\tau}$
RDC	x	V1	1.95	187.67	0.48	3.26	Vérifie
	x	V2	0.85	186.65	1.10	3.26	Vérifie
	y	V3	1.85	262.07	0.71	3.26	Vérifie
	y	V4	1.72	51.71	0.15	3.26	Vérifie

BLOC B

Tableau VI. 49: Vérification des contraintes des cisaillements (bloc B).

Etage	Sens	voile	L (m)	T (KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau \leq \bar{\tau}$
RDC	x	V1	3.75	440.90	0.768	3.26	Vérifie
	x	V2	1.27	190.42	0.979	3.26	Vérifie
	y	V3	1.25	162.03	0.847	3.26	Vérifie
	y	V4	3.75	412.97	0.719	3.26	Vérifie
	x-y	V5	5.5	502.918	0.597	3.26	Vérifie
1^{ier} et 2^{eme}	x	V1	3.8	446.86	0.768	3.26	Vérifie
	x	V2	1.3	169.92	0.854	3.26	Vérifie
	y	V3	1.27	166.06	0.854	3.26	Vérifie
	y	V4	3.8	252.14	0.433	3.26	Vérifie
	x-y	V5	5.55	461.25	0.543	3.26	Vérifie
3^{eme} et 4^{eme}	x	V1	3.85	265.45	0.450	3.26	Vérifie
	x	V2	1.32	103.23	0.511	3.26	Vérifie
	y	V3	1.30	112.25	0.555	3.26	Vérifie
	y	V4	3.85	147.37	0.250	3.26	Vérifie
	x-y	V5	5.60	335.56	0.391	3.26	Vérifie

V.7.5.4 Calcul des armatures horizontales

BLOC A

Tableau VI. 50: Détermination des armatures horizontales.(bloc A)

Etage	Sens	voile	L (m)	τ (MPA)	S_h (CBA)	S_h (RBA)	$S_{choisée}$	A_{CH} (cm²)
RDC	x	V1	1.95	0.768	29.61	27	15	2(40HA10)=31.42
	x	V2	0.85	0.979	15.75	27	15	2(29HA10)=22.78
	y	V3	1.85	0.847	15.75	27	15	2(29HA10)=22.78
	y	V4	1.72	0.719	29.61	27	15	2(40HA10)=31.48

BLOC B

Tableau VI. 51: Détermination des armatures horizontales.(bloc A)

Etage	Sens	voile	L (m)	τ (MPA)	S_h (CBA)	S_h (RBA)	S_h (cm)	A_{CH} (cm²)
RDC	x	V1	3.75	0.768	15.75	27	20	2(20HA10)=15.71
	x	V2	1.27	0.979	15.75	27	15	2(29HA10)=22.78
	y	V3	1.25	0.847	15.75	27	15	2(29HA10)=22.78
	y	V4	3.75	0.719	15.75	27	20	2(20HA10)=15.71
	x-y	V5	5.5	0.597	15.75	27	15	2(29HA10)=22.78
1^{ier} et 2^{eme}	x	V1	3.8	0.768	28.35	27	20	2(18HA10)=14.14
	x	V2	1.3	0.854	28.35	27	15	2(23HA10)=18.06
	y	V3	1.27	0.854	28.35	27	15	2(23HA10)=18.06
	y	V4	3.8	0.433	28.35	27	20	2(18HA10)=14.14
	x-y	V5	5.55	0.543	28.35	27	15	2(23HA10)=18.06
3^{eme} et 4^{eme}	x	V1	3.85	0.450	28.35	27	20	2(18HA10)=14.14
	x	V2	1.32	0.511	28.35	27	15	2(23HA10)=18.06
	y	V3	1.30	0.555	28.35	27	15	2(23HA10)=18.06
	y	V4	3.85	0.250	28.35	27	20	2(18HA10)=14.14
	x-y	V5	5.60	0.391	28.35	27	15	2(23HA10)=18.06

VI.8.6.Ferraillage des voiles (linteaux)

Les voiles avec files d'ouverture sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplage (linteaux).

BLOC A

Tableau VI.52 : Détermination de sollicitation des linteaux (bloc A).

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (MA)	0.06Fc28	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
RDC - 1ère	V1	22	110	350	405.354	2.6056	1.5	Traction/compression
	V2	22	110	225	313.526	2.0153	1.5	Traction/compression

Tableau VI.53 : calcul des armatures des linteaux (bloc A).

	A calculé (cm²)				A choisie (cm²)				
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC	6.75	3.63	0.825	4.84	15	2x[4HA12]	2x[2HA12]	2[2HA10]	2x[5HA10]
	9.65	3.63	0.825	4.84	15	2x[4HA14]	2x[2HA12]	2[2HA10]	2x[5HA10]

BLOC B

Tableau VI.54 : Détermination de sollicitation des linteaux (bloc b).

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	V (KN)	τ_b (Mpa)	0.06Fc28	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
RDC - 1ère	V1	17	205	200	428.71	428.71	1.9136	1.5	Traction/compression
1ère-2ème	V1	17	140	200	393.24	393.24	2.5702	1.5	Traction/compression
2ème-3ème	V1	17	140	200	317.68	317.68	2.0763	1.5	Traction/compression
3ème-4ème	V1	17	140	200	239.51	239.51	1.5654	1.5	Traction/compression
4ème-5ème	V1	17	70	200	231.1	231.1	3.0209	1.5	Traction/compression

Tableau VI.55 : calcul des armatures des linteaux (bloc b).

Niveau	A calculé (cm²)				A choisie (cm²)				
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At.	AP
RDC - 1ère	7.6801	6.16	0.64	6.97	15	2x[4AH12]	2x[2HA14]	2HA10	2(5HA10)
1ère-2ème	9.0193	3.57	0.64	4.76	15	2x[4AH12]	2x[2HA12]	2HA11	2(8HA10)
2ème-3ème	7.2862	3.57	0.64	4.76	15	2x[4AH12]	2x[2HA12]	2HA12	2(8HA10)
3ème-4ème	5.4933	3.57	0.64	4.76	15	2x[4AH12]	2x[2HA12]	2HA13	2(8HA10)
4ème	10.0653	1.785	0.64	2.38	15	2x[4AH14]	2x[2HA10]	2HA14	2(2HA10)

VI.1. Introduction :

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses 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).

Le dimensionnent de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ✓ Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- ✓ Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes **conditions, de façon**

VI.2. Type de la fondation :

Pour les fondations, on distingue :

- ✓ les fondations superficie
- ✓ les fondations peu profondes (puits),
- ✓ les fondations profondes (pieux).

VI.3. Caractéristiques du sol:

La reconnaissance de l'état des lieux de la structure est nécessaire pour connaitre les caractéristiques du sol (surtout les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain) et prévoir les fondations nécessaires a fin d'assurer la stabilité de l'ouvrage et la stabilité de ces occupants.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à (σsol = 2 bars) avec un ancrage de 2m .

VI.4. Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.

- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

D'après les caractéristiques du sol, sur le quel est implanté notre ouvrage, nous a conduit dans un premier temps à considérer des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification :

Vérification du chevauchement entre les semelles :

Chevauchement entre semelles isolées : $\mathbf{L} \geq \frac{\boldsymbol{C1+C2}}{\mathbf{2}} \times \mathbf{1.5}$

Avec :

L : distance entre deux semelles.

C : largeur de la semelle

VI.6.Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{A}{B}=\frac{a}{b}$

VI.6.1.Dimensionnement des semelles isolées:

- Bloc A

Tableau VI .1 :Dimensionnement des semelles isolées l'ELS du bloc A

	$N_{ser}(kN)$	A_{CH} (m)	B_{CH}(m)	h(cm)	$\frac{1.5A\times 1.5A''}{2}$< L
$S_{1\mapsto 2}$	62.23	0.7	1.4	30	CV
	268.82	0.9	1..8	30	
$S_{2\mapsto 3}$	268.82	0.9	1.8	40	CV
	266.84	0.9	1.8	40	

Tableau VI .2 :Vérification l'excentricité des semelles isolées l'ELS du bloc A

Semelle	N_u (KN/ml)	M_u (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{A}{6}$ (cm)	$e_0 < \frac{A}{6}$
$S_{1\Rightarrow2}$	365.93	1.07	0.29	15	Vérifiée

- **Bloc B**

Tableau VI .3 : Dimensionnement des semelles isolées l'ELS du bloc B

	$N_{ser}(kN)$	A_{CH} (m)	B_{CH}(m)	h (cm)	$\frac{1.5A\times1.5A''}{2} <$ L
$S_{1\Rightarrow2}$	1240.69	2.8	2.8	65	Cv
	238.54	1.2	1.2	30	
$S_{2\Rightarrow3}$	1240.69	2.8	2.8	65	CV
	1143.87	2.7	2.7	60	
$S_{3\Rightarrow4}$	1143.69	2.7	2.7	60	CV
	165.34	1.5	1.5	30	
$S_{5\Rightarrow6}$	887.65	2.1	2.1	50	CV
	828.57	2	2	45	

Tableau VI .4.Vérification l'excentricité des semelles isolées l'ELS du bloc A

Semelle	N_u (KN/ml)	M_u (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{A}{6}$ (cm)	$e_0 < \frac{A}{6}$
$S_{2\Rightarrow3}$	1712.23	1.9	0.11	46.6	Vérifiée
$S_{3\Rightarrow4}$	1579.91	15.26	0.96	45	Vérifiée
$S_{5\Rightarrow6}$	1224.77	0.30	0.02	35	Vérifiée

Tableau VI .5.Vérification l'excentricité des semelles isolées l'ELS du bloc A

Semelle	N_u(KN)	M_u (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$(cm)	$e_0 < \frac{B}{6}$
$S_{1\Rightarrow 2}$	1712.23	21.90	1.2	46.6	Vérifiée
$S_{3\Rightarrow 4}$	1579.91	0.71	0.04	45	Vérifiée
$S_{5\Rightarrow 6}$	1224.77	0.30	0.02	35	Vérifiée

VI.7.Ferraillage des semelles isolées :

calcul se fait par la méthode des bielles et méthode de moment

- Méthode des bielles :

$$\begin{cases} A_b = P_u \times (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$$

- Méthode des moments:

$$\begin{cases} \sigma_{2b} = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \\ \sigma_{3b} = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{4.2 \times e_0 \times b}{B^2}\right) \\ M = A \times \left(\frac{B}{2} + 0.35\,b\right)^2 \left(\frac{\sigma_{3b} + 2\sigma_{2b}}{6}\right) \\ A_b = \frac{M}{\beta \times d_b \times \sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$$

➢ Bloc A

Tableau VI.6..Calcul du ferraillage des semelles isolées l'ELU du Bloc A

	N_U(KN)	Méthode des Moments	Méthode des bielles	$A_a(cm^2)$	$A_b(cm^2)$
		$e_{0b} \geq \frac{A}{18}$	$e_{0b} \leq \frac{B}{18}$		
$S_{2\Rightarrow 3}$	365.93	0.41 ≥0.035	0.002 ≤0.1	4.41	10.13

Tableau VI. 7..Ferraillage final des semelles isolées et leur espacement du bloc A

	$A_{a\,ch}(cm^2)$	$A_{b\,ch}(cm^2)$	S_a (cm)	S_b(cm)
$S_{2\Rightarrow3}$	5HA12=5.65	10HA12=11.31	20	18

VI.8.Armatures de répartition :

$$\text{A rép} = \frac{\text{A(cm}^2\text{)} \cdot \text{B(m)}}{4} \quad ; \quad \text{Esp} = \frac{\text{B}-2\text{e}-\text{n}\phi}{(\text{n}-1)}$$

Tableau VI. 8. Armature répartition des semelles isolées et le espacement du bloc A

	$A_{\text{a répartition}}$(cm²)	$A_{\text{b répartition}}$(cm²)	S_a (cm)	S_b(cm)
$S_{2\Rightarrow3}$	5HA10=3.926	6HA10=4.71	20	34

- **Bloc B**

Tableau VI.9.Calcul du ferraillage des semelles isolées l'ELU du Bloc B

	N_U(KN)	Méthode des bielles		$A_a(cm^2)$	$A_b(cm^2)$
		$e_{0b} \leq \frac{A}{18}$	$e_{0b} \leq \frac{B}{18}$		
$S_{1\Rightarrow2}$	1712.03	0.001≤0.15	0.012≤0.15	24.62	24.70
$S_{2\Rightarrow3}$	1579.91	0.009≤0.15	0.013≤0.15	22.92	23.02
$S_{3\Rightarrow4}$	1224.77	0.0002≤0.13	0.0002≤0.13	17.60	17..60
$S_{5\Rightarrow6}$	881.19	0.041≤0.11	0.0002≤0.11	13.77	12.66

Tableau VI.10. .Ferraillage final des semelles isolées et le espacement du bloc B

	$A_{a\,ch}(cm^2)$	$A_{b\,ch}(cm^2)$	S_a (cm)	S_b(cm)
$S_{1\Rightarrow2}$	22HA12=24.88	22HA12=24.88	11	11
$S_{2\Rightarrow3}$	21HA12=23.75	21HA12=23.75	12	12
$S_{5\Rightarrow6}$	16HA12=18.1	16HA12=18.1	12	12

Tableau VI. 11. Armature répartition des semelles isolées et le espacement du bloc

	$A_{\text{a répartition}}$(cm²)	S_a (cm)
$S_{1\Rightarrow2}$	16HA12=18.1	17
$S_{2\Rightarrow3}$	15HA12=16.97	18
$S_{5\Rightarrow6}$	10HA12=11.31	25

VI.9.longueur de scellement "ls" :

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement "ls" avec la largeur de la semelle " B ".

La contrainte admissible d'adhérence τs = 2.28 MPa

La longueur de scellement est égale à :

$$ls = \frac{\emptyset . f_e}{4 . \tau_s}$$

$ls \geq \frac{B}{4}$ ... ancrage courbe.

$\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne. $ls \leq \frac{B}{8}$:

on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau VI .12 .Vérification longueur de scellement des semelles

Semelle	Ø(mm)	L_s(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
$S_{3 \Mapsto 5}$	12	52.5	35	70	Ancrage courbe ou rectiligne

VI.10.Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

VI.10.1 Dimensionnement des semelles filantes :

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \quad \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \implies \frac{\sum N_{ser}}{L . B} \leq [\sigma_{sol}] \implies B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L . [\sigma_{sol}]}$$

$$h \geq \frac{B - b}{4} + c$$

Tableau VI .13..Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS

Semelle	L (m)	N (KN)	σ_{sol} (MPA)	$B_{calculé}$ (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{calculé}$ (m)	$h_{adopté}$ (m)
Sf-1	6.5	1024.41	0.20	1.2	1.4	25	30

VI.11.Ferraillage :

Tableau VI.14. Ferraillages des semelles filantes sous poteaux (armatures principales)

Semelle	N_u (KN)	Mu (KN.m)	A (m)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF	881.19	36.22	3.25	1.4	13.02	13HA12=14.7	13.46

VI.12.Armatures de répartition :

TableauVI.15..Ferraillage final des semelles filantes et leur espacement du bloc B

	$A_{répartition}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF	5HA12=5.65	32

VI.13.Semelle filante sous un voile :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle a

- **Bloc A**

Tableau VI .16 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS

Semelle	L (m)	N_{ser} (KN)	σ_{sol} (MPA)	$B_{calculé}$ (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{calculé}$ (m)	$h_{adopté}$ (m)
Sf-1	4.25	26.86	0.20	0.6	1.4	15	25
Sf-2	0.875	127.861	0.20	0.7	1.5	15	25
Sf-3	0.875	124.467	0.20	0.7	1	15	25

Tableau VI .17.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile

Semelle	N_u(KN)	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	179.163	41.21	22.88	23.33	Vérifiée	7.77	Non. Vérifiée
SF_3	169.77	41.04	24.17	25	Vérifiée	8.33	Non. Vérifiée
SF_4	171.366	13.03	7.60	16.66	Vérifiée	5.55	Non. Vérifiée

Tableau VI.18. Ferraillages des semelles filantes sous un voile

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	e_0(cm)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
SF_1	42.15	6.69	22.88	1.4	5.10	5HA12=5.65.
SF_2	194.02	46.90	24.17	1.5	4.78	5HA12=5.65
SF_3	195.84	46.90	24.17	1.5	4.75	5HA12=5.65

Tableau VI.19..Ferraillage final des semelles sous voile et leur espacement

	$A_{répartition}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF1	4HA10=3.14	44
SF2	4HA10=3.14	55

- **Bloc B**

Tableau VI.20. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS

Semelle	L (m)	N_{ser} (KN)	σ_{sol} (MPA)	$B_{calculé}$ (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{calculé}$ (m)	$h_{adopté}$ (m)
Sf-1	5.25	866.70	0.20	1	1.6	20	40
Sf-2	6.01	882.80	0.20				
Sf-3	6.01	949.42	0.20				
Sf-4	4.25	694.07	0.20				
Sf-5	3.21	625.16	0.20				
Sf-6	4.25	612.35	0.20				
Sf-7	4.25	1577.96	0.20				

Tableau VI .21.Vérification l'excentricité des semelles filantes

Semelle	N_u(KN)	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	1185.4	298.72	25.19	26.66	Vérifiée	8.88	Non. Vérifiée
SF_3	783.61	11.75	1.49		Vérifiée		Vérifiée
SF_4	1299.51	119.83	9.22		Vérifiée		Non. Vérifiée
SF_5	950.356	30.84	3.24		Vérifiée		Vérifiée
SF_6	855.100	36.07	4.21		Vérifiée		Vérifiée
SF7	2169.993	7.10	0.327		Vérifiée		Vérifiée
SF8	837.72	56.99	6.80		Vérifiée		Vérifiée

Tableau VI.22..Ferraillages des semelles filantes sous un voile

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	e_0(cm)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
SF_1	225.79	56.89	25.19	1.6	4.88	5HA12=5.65
SF_2	130.38	1.94	1.49		1.92	3HA12=3.39
SF_3	216.22	19.93	9.22		3.66	4HA12=4.52
SF4	223.61	7.25	3.24		3.56	5HA12=5.65
SF5	266.38	11.23	4..21		4.12	5HA12=5.65
SF6	510.58	1.67	0.327		7.38	6HA12=6.78
SF7	197.11	13.40	6.80		3.19	5HA12=5.65

VI.14.Longueur de scellement "ls"

$\tau s = 1.93MPa.$ $ls = 62.17cm$

Tableau VI .23. Vérification longueur de scellement des semelles

Semelle	Ø(mm)	L_s(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
Sous poteau	12	62.17	80	40	Ancrage courbe ou rectiligne
Sous voile	12	62.17			

VI.15.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 hp 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.

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de raideur du sol (K = 4 kg/cm^3).
- I : Moment d'inertie de la poutre de libage I
- H p : la hauteur de la poutre de libage

Tableau VI .24. Dimensionnement poutre de la poutre de libage

	B (m)	Lmax (m)	$hp_{calculé}$ (m)	$hp_{adopté}$ (m)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
Poutre de libage	1.4	6.5	0.50	0.9	9.5	Vérifiée

Donc la section de la poutre de libage : 50x90 cm²

VI.16.Détermination des moments de la poutre de libage

Tableau VI .25. Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU			ELS	
	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	T (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
PL1	689.81	628.95	1069.74	325.23	296.54

- **La poutre de libage travaille en flexion simple**.

Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L

Tableau VI .26. le armatures longitudinales de la poutre de libage

Élément		Mu (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL1	Travée	628.95	22.2	0.00	5HA16+7HA16=24.13 cm²
	Appui	689.81	24.5	0.00	5HA16+8HA16=26.14 cm²

VI.16.Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

[σb]= 15Mpa

[σs]= 201.6Mpa

Tableau VI .26. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

Section	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_b(Mpa)	σ_s(Mpa)	σ_s'(Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$,σ_s' (Mpa)	Vérification
PL1	Travée	296.54	6.3	201.63	78.8	15	201.63	Vérifier
	Appui	325.23	6.9	201.63	86.2	15	201.63	Vérifier

- Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 90cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3*0.9= 2.7cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

- Armatures transversales :

$$\tau u = \frac{T_u}{b.d}$$

Tableau VI .27. les armatures transversales de la poutre de libage

	V_u	τ_u	[τ]	Vérification	$A_t(cm^2)$	ZN	ZC
PL1	1069.74	2.37	2.5	Vérifier	6HA8=3 .01	10	30

:

CONCLUSION :

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99.

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 exigée par le 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

- Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.
- Cour béton armé Mr.O.BOUKENDAKDJI

Logiciels

- SAP2000
- Expert 2010
- Auto CAD