République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. Yahia Farés de MEDEA
Faculté de la Technologie
Département du Génie civil

Projet de Fin d'études
Présenté pour l'obtention du diplôme de Master LMD
Spécialité : Génie Civil

Option : Construction & Matériaux

Conception et étude d'une Tour(RDC+16+2SS) à usage multiple

Etudié par :

BENCHOUAF Amina

SOUIHEL Amina

Dirigé par :

Prof .KHELLADI Mohamed

2016 - 2017

Remerciements

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

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

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

Encore des remerciements au directeur et aux ingénieures de la SETAM et du CTC Centre surtout Monsieur DHOUIFI, MOHRI.A et Kribi Kamel pour de multiples raisons :
leur accueil au CTC Centre et leur disponibilité, puis leur sympathie malgré l'importance de leurs responsabilités .Ce fut un réel plaisir de travailler à leurs côtés.

Aussi, aux ingénieures et architectes des bureaux d'études CUAT et GC plus sans exception surtout SAFAR ZITOUN Djafar, OUL TURKI Benaissa et Shemseddin.

Nos remerciements vont aussi à nos chèrs camarades de groupe qui nous ont été d'une grande aide « B.Houria, R.Aboubaker ,O.Younes, et T.Walid».

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

Dédicace

Enfin le jour tant attendu par ceux qui m'ont donné la vie est arrivé.

C'est avec honneur et fierté que je dédie ce labeur, je le nomme labeur car Dieu ainsi que mes parents savent combien je me suis investie depuis ma maternelle jusqu'à ce jour merci bon Dieu.

A vous mes chers parents :

Tous les mots de cet univers ne sauront exprimer mes remerciements, ma gratitude. Pour ta tendresse, ta bonté, ton sacrifice, ton dévouement symbole de la maman أمي livre de ton cœur par excellence. J'insiste également maman, ce sont tes prières par leur lumières qui ont guidé mon travail acharné et mes veillées pénibles jusqu'à l'aube durant les nuits glaciales.

Papa, ce n'est pas une dédicace insignifiante mentionnée sur une feuille qui rendra hommage à l'ampleur de ton sacrifice et ton amour mais un grand baisé sur tes mains qui ont tant faits pour moi merci papa.

A ma formidable grand-mère que j'aime tant.

L'honneur vous revient aussi à vous mon cher professeur KHELADI Med .

A mon frère Billel .

A mes sœurs : Nour El Houda, Lydia et Melissa.

Pour vos encouragements, et l'amour que vous m'avez témoigné. Je vous exprime ici, toute mon affection et mes souhaits de succès.

A toute la famille BENCHOUAF et BENKERRI.

A l'amie de ma famille F.Lydia

A mon binôme S.Amina.

A mes amis M.Wafa, B.Houria, R.Amina , L.Asma K.Wassila, B.Imene R.Aboubaker,R.Mostafa et O.younes.

A toute la promo « Genie civil». Toutes mes Accolades et un grand Merci.

B.Amina

Dédicace

Avec L'aide de dieu, le très puissant, nous avons achevé ce modeste travail que je dédie

A mon dieu Merci

Que ce travail témoigne de mes respects :

A mes parents et grand mère et ma tante

Grâce à leurs tendres encouragements et leurs grands sacrifices, ils ont pu

Créer le climat affectueux et propicer à la poursuite de mes études.

Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et

mes profonds sentiments envers eux.

A ma sœur Sarah et à mon frères Anouar et Mohamed Lamine

A la famille Bourouffalla , Ben maamar , Ben chidi

A mes amies :

B,Houria ;B,Amina ; K,Wassila ; M,Oumayma ; B,Imane ; Z,Asma ;B,Houda ; B ,Ahelam

Mes collègues d'étude

Ils vont trouver ici le témoignage d'une fidélité et d'une amitié infinie.

S.AMINA

ملخص

هذا المشروع يهدف الى:

دراسة وهيكلة بناية من الخرسانة المسلحة المكونة من (طابقين تحت الأرض+ طابق أرضي+16طابق) ذات الاستعمال المتعدد بولاية المدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (IIb)

مقاومة البناية بكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة نواة مركزية (جدران مسلحة)

قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (C.B.A93-R.P.A99 (v2003

الدراسة الديناميكية للبناية تمت وفق الطريقة العددية التي تعتمد أساسا على تقنيات حساب الهياكل واستعمال برنامج (sap2000).

وأخيرا، درسنا البنية التحتية عن طريق حساب الأساسات.

Résumé

Ce projet consiste à l'étude d'une structure en béton armé (2 S/Sols RDC +16étages) à usage multiple, qui implantée dans la wilaya de Médéa, zone sismique (IIb) de forte sismicité d'après les règles parasismiques algériennes.

La résistance de la structure aux sollicitations horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement par noyau central en béton armé.

Le dimensionnement et le ferraillage de tous les éléments résistants ont été conformes aux règlements algériens en vigueur (CBA.93 et RPA99 verion2003).

Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisée automatiquement moyennant le logiciel (SAP2000).

Et finalement, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

ABSTRACT

The purpose of this project is the study of a reinforced concrete structure (ground first floor+16floors+two undergrounds) to multiple use, which located in the province of Medea which integrated in the seismic zone (IIb) according to Algerian seismic regulation.

The resistance of the structure to horizontal and vertical force is provided by a central core sizing and reinforcement of all resistance elements were consistent with Algerian regulations (CBA.93 et RPA99)

The dynamic studies were carried out using the (SAP2000) software.

Finally we have studied the infrastructure of that structure by calculating the foundation

sommaire

Introduction Générale……...……
Résumé……...
Dédicace .....
Remerciement……
Liste de Figuré……
Liste de Tableaux……
Conclusion Générale……

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Présentation de l'ouvrage 1
I.2.Déscription de l'ouvrage 1
I.3.Caractéristiques Géométriques de la Tour 1
I.3.1.Dimensionsen plan 1
I.3.2.Dimensions en élévation 1
I.3.3.L'ossature 1
I.3.4.Planchers 1
I.3.5.Maçonnerie 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.Ascenseur 6
I.3.10.Système de contreventement 6
I.3.11.Fondation 6
I.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux 6
I.4.1.Béton 6
I.4.1.a.Caractéristique du béton 6
I.4.1.b. Ciment 6
I.4.1.c.Granulat 6
I.4.1.d. Eau de gâchage 7
I.4.1.e. adjuvant 7
I.4.1.f. La résistance de béton f_{c28} 7

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants.

II.1.Introduction 8
II.2.Pré dimensionnement des planchers 8
II.2.1.Planchers corps creux 8
II.2.2.Plancher dalle pleine 8
II.3.Evaluadtion des charges permanentes et surcharges d'exploitation 9
II.3.1.Plancher terrasse inaccessible (corps creux) 9
II.3.2.Dalle- jardins privatifs 10
II.3.3.Planchers étages courants (corps creux) 10
II.3.4.Planchers étages courants (dalle pleine) 11
II.3.5.Maçonneries 11
II.4.Prédimensionnement des poutres 13
II.4.1.les poutres principales 13
II.4.2. Les goussets 13
II.4.3.Les poutres secondaires 14
II.4.4.Vérification selon RPA99 version 2003 14
II.5.Pré dimensionnement des voiles 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
Tableau II.16 : surcharges d'exploitation 19
II.6.3.2.Charges permanentes 20
II.7.1.Calcul de l'effort normal ultime Nu pour les poteaux élancés 21
II.7.1.Charges permanentes 22
II.7.2.Charges permanentes 24
II.7.2.Descente des charges DTR charge et surcharge 25
II.7.2.1.Surcharges d'exploitation 25
II.7.3.Charges permanentes 27
II.7.4.Descente des charges DTR charge et surcharge 27
II.7.2.1.Surcharges d'exploitation 27
Conclusion 28

Chapitre III : Les éléments secondaires

III.1.Introduction 29
III.2. L'acrotère 29
III.2.1.Evaluation des charges permanentes et d'exploitations 29
III.2.2.Calcul du ferraillage l'acrotère 29
III.2.3.La vérification des contraintes à l'ELS 30
III.3.Les poutrelles 30
III.3.1. Détermination du nombre d'étaiements 31
III.3.2.Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles 32
III.3.2.1.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher terrasse 32
III.3.2.2 :Vérification des contraintes à l'ELS du plancher terrasse 32
III.3.2.3.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher habitation 33
III.3.2.4 : vérification des contraintes à l'ELS du plancher habitation 33
III.3.2.5.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher commerce 33
III.3.2.6 : vérification des contraintes à l'ELS du plancher commerce 34
III.3.2.7.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher bureau 34
III.3.2.8 : Vérification des contraintes à l'ELS du plancher bureau 34
III.3.2.9 : Calcul du ferraillage de la poutrelle de plancher du sous-sol 34
III.3.2.10 : vérification des contraintes à l'ELS de plancher de sous-sol 35
III.4.L'escalier 35
III.4.1.Evaluation des charges et surcharges 36
III.4.2.Ferraillage de l'escalier 37
III.5.La dalle pleine 38
III.5.1.Méthode de calcul 38
III.5.1.1. Calcul des sollicitations 38
III.5.2. Calcul du ferraillage : 39
II.5.3.Vérification de la flèche 40
III.6.Dalle machine 40
III.6.1.Introduction 40
III.6.2.Prédimensionnement 40
III.6.3.La charge permanente et la charge d'exploitation 41
III.6.4.calcul des sollicitations 41
III.6.5.Ferraillage de la dalle 41
III.6.6. Calcul du ferraillage 42
III.6.7. Vérification au poinçonnement 42

Chapitre IV : Etude climatique

IV.1.Etude thermique 43
IV.1.1.Introduction 43

IV.1.2. La procédure du calcul C.B.A93 43
IV.2.Etude de l'effet de la neige 44
IV.3.Etude du vent 44
IV.3.1.Introduction 44
IV.3.2.Valeur de la pression dynamique 45
IV.3.2.1.détrmination du coefficient dynamique C_d 46
IV.3.2.2.détrmination du coefficient d'exposition C_e 47
IV.3.2.3.Coefficient de rugosité 47
IV.3.2.4.Catégories de terrain 47
IV.3.2.5.Coefficient de topographie 48
IV.3.3.Détermination des coefficients de pression 49
IV.3.3.1.Détrmination des coefficients de pression extérieure C_{pe} 49
IV.2.3.2.Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} 51
IV.2.3.3.Détermination de la pression due au vent 51
Conclusion 52

Chapitre V : Etude dynamique

V.1. Introduction 52
V.2. Caractéristiques dynamiques de la structure 52
V.2.1. Centre de masse 52
V.2.2.Centre de torsion 53
V.2.3.Excentricité 60
V.2.3.a. Excentricité statique 61
V.2.3.b. Excentricité statique 62
V.2.3.c. Effet de la torsion accidentelle 62
V.3.Choix de la méthode de calcul 64
V.3.1.Introduction 64
V.3.2.Méthode dynamique modale spectrale 64
V.3.2.1.Principe 64
V.3.2.2.Modélisation 64
V.4. Résultats de l'analyse dynamique 69
V.4.1Vérification de comportement modal de la structure 69
V.2.4.b. Vérification de la participation massique 72
V.2.4.c. Résultante des forces sismiques de calcul 73
V.4.2.d.Vérification de la stabilité au renversement 73
V.2.4.e. Vérification des déplacements 76
V.2.4.f.Vérification au cisaillement des éléments 78

V.2.4.g.Vérification du l'effort normal réduit 79
V.2.4.h. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ 79
V.3.Vérification au flambement pour les poteaux élancés 79
Conclusion 79

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

VI.1.INTRODUCTION 80
VI.2.LES COMBINAISONS DES CHARGES 80
VI.3.Ferraillage des poutres 80
VI.3.1.Introduction 80
VI.3.2.Recommandation du RPA99 version 2003 81
VI.3.2.1.Les armatures longitudinales 81
VI.3.2.2.Les armatures transversales 81
VI.3.3.Ferraillage des poutres principales (45x60) 82
VI.3.3.1.Vérification sections minimale des poutres principales 84
VI.3.3.2.Verification des contraintes à ELS des poutres principales 84
VI.3.3.3.Vérification au cisaillement des poutres principales 85
VI.3.4.Ferraillage des poutres secondaires (35x45) 86
VI.3.4.1.Vérification des sections minimales des poutres secondaires (35x45) 87
VI.3.4.2.Verification des contraintes à ELS des poutres secondaires(35x45) 87
VI.3.4.3.Vérification aucisaillement des poutres secondaires 88
VI.3.5.Calcul des armatures transversales 89
VI.3.6.Vérification de la flèche 89
VI.4.Ferraillage des poutres sous l'effet du changement thermique 91
VI.4.1.Ferraillage des poutres principales sous l'effetdu changement thermique 91
VI.4.1.1. Vérification des sections minimales des poutres principales 91
VI.4.1.2.Verification des contraintes àl' ELS 92
VI.4.1.3.Vérification aucisaillement des poutres principales 92
VI.4.2.Ferraillage des poutres secondaires sous l'effet du changement thermique 93
VI.4.2.1. Vérification des sections minimales des poutres secondaires 93
VI.4.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires 94
VI.4.2.3.Vérification de la contrainte de cisaillement 94
VI.4.3.Calcul des armatures transversales 94
VI.5.Ferraillage des goussets 97
VI.5.1. Vérification des sections minimales des goussets 97
VI.5.2.Verification des contraintes à ELS 98
VI.5.3.Vérification aucisaillement pour lesgoussets 98

VI.5.4.Calcul des armatures transversales....99
VI.5.4.Vérification de la flèche....99
VI.6.Ferraillage des poteaux....99
VI.6.1. Détermination des armatures longitudinales....100
VI.6.1.1. Recommandations des règlements....100
VI.6.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage....100
VI.6.3.Vérification des contraintes à ELS....101
VI.6.5.Vérification des contraintes de cisaillement....102
VI.6.6.Vérification des armatures transversales....103
VI.7.Ferraillage des voiles....110
VI.7.1.les voiles pleins....110
VI.7.2.les voiles avec ouvertures....110
VI.7.3.Recommandations réglementaires....110
VI.7.4. Recommandations pour les voiles....112
VI.7.5.Ferraillage des voiles pleins (trumeau)....113
VI.7.5.1.Les armatures verticales....113
V.7.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS....113
VI.7.5.3. Vérification des contraintes de cisaillements....114
VI.7.5.4. Calcul des armatures horizontales....114
VI.7.6.Ferraillage des voiles (linteaux)....115
Conclusion....115

Chapitre VII Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction....116
VII.2.Reconnaissance du lieu et du Sol....116
VII.3.Choix du type de fondation....117
VII.4.Vérification du chevauchement entre les semelles....117
VII.4.1.Notion des bulbes de pression....117
VII.4.3.Semelles filantes:....118
Conclusion....119
VII.4.Le radier....119
VII.4.1.Prédimensionnement du radier....119
VII.4.2.Vérification des contraintes à ELS....120
VII.4.3. Vérification du poinçonnement du radier....120
VII.5.Nervure....121
VII.5.1.Prédimensionnement des nervures....121
VII.5.2. Vérification de non poinçonnement de nervure....121

VII.5.3. Etude du débord du radier 122
VII.5.4.Vérification des contraintes à l'ELS 122
VII.5.5.Vérfication des contraintesau cisaillement 123
VII.6. Ferraillage du radier et des nervures 123
VII.6.1. Détermination des moments par la méthode des lignesde rupture 124
VII.6.2. Calcul du ferraillage 125
VII.6.3.Vérification des contraintes à l'ELS 126
VII.7. Ferraillage des nervures 126
VII.5.1.Vérifications des contraintes 127
VII.6. Etude du voile périphérique 127
VII.6.1.Calcul de la poussée des terres 128
VII.6.1.1. Calcul des charges 128
VII.6.1.2.Calcul des moments 128
VII.6.3.Calcul ferraillage 128
VII.6.4.Vérifications des contraintes 129
Conclusion 129

Liste des tableux

Chapitre II

Tableau II.1 :Pré dimensionnement des planchers corps creux 8
Tableau II.2 :Pré dimensionnement des planchersdalle pleine 9
Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes des planchers terrasse 9
Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes des planchers courants (corps creux) 10
Tableau II.5 : évaluation des charges permanentes des planchers courants (dalle plein) 11
Tableau II.6 : Charge permanente du mur simple cloison 11
Tableau II.7 : Charge permanente de mur double cloison 12
Tableau.II.8 : Charge permanente des murs rideaux (double vitrage) 12
Tableau II.9 : Pré dimensionnement des poutresprincipales 13
Tableau II.10 :Pré dimensionnement des goussets et des poutres 13
Tableau II.11 : pré dimensionnement des poutressecondaires 13
Tableau II.12 : Vérification selon RPA99 version 2003 14
Tableau II.14 : Surface reprise par le poteau 16
Tableau II.15 : l'effort normal ultime de chaque niveau 18
Tableau II.16 : surcharges d'exploitation 18
Tableau II.17 : charges permanentes de chaque niveau 19
Tableau II.18 : Vérification de 1.1Nu≤ Nu 20
Tableau II.19 : l'effort normal ultime de chaque niveau 21
Tableau II.20 : Charges permanentes et surcharges d'exploitationde chaque niveau 22
Tableau II.21 : Vérification de 1.1Nu≤ Nu 22
Tableau II.22 : l'effort normal ultime de chaque niveau 23
Tableau II.23 : Charges permanentesde chaque niveau 23
Tableau II.24 :Surcharges d'exploitationde chaque niveau 24
Tableau II.25 :Vérification de 1.1Nu≤ Nu 24
Tableau II.26 : L'effort normal ultime de chaque niveau 25
Tableau II.27 : charges permanentesde chaque niveau 26
Tableau II.28 : surcharges d'exploitation de chaque niveau 27
Tableau II.29 :Vérification de 1.1Nu≤ Nu 27
Tableau II.30 : les sections des éléments résistances 28

Chapitre III

Tableau III.1 : Les efforts à l'ELU et l'ELS 29
Tableau III.2 : La section d'armatures 29
Tableau III.3 : Vérification des contraintes 30
Tableau III.4 :Détermination du nombre d'étaiements 31
Tableau III.5 :les sollicitations max en travée et aux appuis 32
Tableau .III.6 : La section d'armatures 32
Tableau .III.7 : Vérification des contraintes 32
Tableau .III.8 : La section d'armatures 33
Tableau .III.9 : vérification des contraintes 33
Tableau .III.10 : La section d'armatures 33
Tableau .III.11 : Vérification des contraintes 33
Tableau .III.12 : La section d'armatures 34
Tableau .III.13 : Vérification des contraintes 34
Tableau .III.14 : La section d'armature 34
Tableau .III.15 : Vérification des contraintes 34
Tableau III.16 : La section d'armatures 35
Tableau III.17 : Dimensions de l'escalier 35
Tableau III.18 : Evaluation de la charge permanente du palier 36
Tableau III.19 : Evaluation de la charge permanente de paillasse 36
Tableau III.20 : Moment à L'ELU et L'ELS 36
Tableau .III.21 : la section d'armatures 37
Tableau .III.22 : Vérification des contraintes 37
Tableau III.23 : Détermination des charges de la dalle 38
Tableau III.24 : Ferraillage de la dalle pleine 39
Tableau III.25 :Vérification descontraintes 39
Tableau III.26 : Les deux conditions 40
Tableau III.27 : Poids de la machine 40
Tableau III.28 : des charges de la dalle 40
Tableau III.29 : Ferraillage de la dalle pleine 41
Tableau III.30 :Vérificationsà L'ELS 42
Tableau III.31 : Vérification au non poinçonnement 42

Chapitre IV

Tableau IV.1 : étude thermique suivant x 44
Tableau IV.2 : étude thermique suivant Y 44
Tableau IV.3 : pression dynamique 48

Tableau IV.4 : a valeur de C_{pe} 50
Tableau IV.5 :La pression due au vent 51

Chapitre V

Tableau V.1 :Centre de masse et centre de torsion 54
Tableau V.2 :Calcul de l'excentricité statique 56
Tableau V.3 : le comportement des trois premiers modes 57
Tableau V.4 :Centre de masse et centre de torsion 58
Tableau V.5 : Calcul de l'excentricité statique 61
Tableau V.6 :Calcul de l'excentricité accidentelle 62
Tableau V.7 : Calcul de l'excentricité totale 63
Tableau V.8 :Vérification du coefficient de comportement R suivant X 65
Tableau V.9 : vérification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage 65
Tableau V.10 : vérification du coefficient de comportement R suivant Y 66
Tableau V.11 : vérification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage 66
Tableau V.12 : détermination du facteur deqaulité 67
Tableau V.13 :Le comportement dans les trois premiers modes 69
Tableau V.14 : le comportement dans les trois premiers modes 70
Tableau V.15 : le comportement des trois premiers modes 71
Tableau V.16 : Coefficient de participation massique 71
Tableau V.17 : calcul de la force sismique 72
Tableau V.18. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul 72
Tableau V.19 : Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant X, Y 73
Tableau V.20 : Calcul de moment de stabilité 73
Tableau V.21 : Vérification de la stabilité 75
Tableau V.22 : Vérification des déplacements inter-étages sens x-x 76
Tableau V.23 : Vérification des déplacements inter-étages sens y-y 76
Tableau V.24 :Vérification de cisaillement des poteaux 77
Tableau V.25 : Vérification de cisaillement des poutres 77
Tableau V.26 : Vérification de l'effort normal 78
Tableau V.27 :Vérification de l'effort normal 78
Tableau V.28 :Vérification de l'effort normal 78
Tableau V.29 :Vérification de l'effort normal 78
Tableau V.30:Dimensionnement final des éléments 79
Tableau V.31 : Vérification de l'effet P-Δ sens x, y 79
Tableau V.32 : L'effort normal ultime des poteaux élancés 79
Tableau V.33 : Vérification de 1.1Nu≤ Nu 79

Chapitre VI : Etude des éléments résistants

Tableau VI.1 : Les données de calcul.....80
Tableau VI.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (45x60).....82
Tableau VI.3 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres principales (45x60).....83
Tableau VI.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (45x60).....84
Tableau VI.5 :Calcul de de la contrainte τ.....84
Tableau VI.6 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.....85
Tableau VI.7 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires(35x45).....85
Tableau VI.8 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres secondaires (35x45).....86
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.....87
Tableau VI.10 :Calcul de la contrainte τ.....88
Tableau VI.11 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires :.....88
Tableau VI.12 : Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement.....88
Tableau VI.13 :Vérification Les conditions de la flèche des poutres.....89
Tableau VI.14 :Vérification de la flèche des poutres principales.....89
Tableau VI.15 :Vérification de la flèche des poutres secondaires.....90
Tableau VI.16 : Ferraillage des poutres principales (45x60).....91
Tableau VI.17 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres principales.....91
Tableau VI.18 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.....91
Tableau VI.19 : calcul τ.....92
Tableau VI.20 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.....92
Tableau VI.21 : Ferraillage des poutres secondaire.....93
Tableau VI.22 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres secondaires.....93
Tableau VI.23 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.....93
Tableau VI.24 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires :.....93
Tableau VI.25 :Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement.....94
Tableau VI.26 : Ferraillage longitudinales des goussets.....97
Tableau VI.27 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des goussets (45x120).....97
Tableau VI.28 : Vérification des contraintes à l'ELS des goussets.....98
Tableau VI.29 : calcul de la contrainte τ.....98
Tableau VI.30 :Vérification de la contrainte de cisaillement des goussets.....98
Tableau VI.31 : Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement.....99
Tableau VI.32 :Vérification Les conditions de la flèche des goussets.....99
Tableau VI.33 : Ferraillage longitudinale des poteaux.....100
Tableau VI.34 :Vérification des contraintes à ELS.....101
Tableau VI.35 : Vérification de cisaillement des poteaux.....103
Tableau VI.36 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements.....104

Tableau VI.37 : Les données de calcul.....113
Tableau VI.38 :Ferraillage verticales des voiles pleins, d'épaisseur35cm. 113
Tableau VI.39 :Vérification des contraintes à l'ELS 113
Tableau VI.40 : Vérification des contraintes des cisaillements.....114
Tableau VI.41 :Détermination des armatures horizontales. 114
Tableau VI.42 :Détermination de sollicitation 116
Tableau VI.43 : calcul des armatures des voiles 117

Chapitre VII

Tableau. VII.1:.Dimensionnement des semelles filantes suivant X et Y. 118
Tableau VII.2 : Dimensionnement du radier..... 119
Tableau VII.3 : Les dimensionnes du radier 119
Tableau VII4 : Vérification du poinçonnement..... 120
Tableau VII.5 : Vérification au non poinçonnement..... 121
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes des cisaillements 123
Tableau VII.7 : Moments à L'ELU et L'ELS 124
Tableau VII.8 : Ferraillage de la dalle pleine..... 125
Tableau VII.9 : vérification descontraintes 125
Tableau VII.10 : Moment à L'ELU et L'ELS..... 125
Tableau VII.11 : la section d'armature..... 126
Tableau VII.12 : vérification des contraintes 126
Tableau VII.13 : calcul de la poussée des terres..... 128
Tableau VII.14 : calcul Q_u et Q_{ser} 129
Tableau VII.15 : calcul des moments..... 129
Tableau VII.16 : la section d'armature..... 129
Tableau VII.17 :vérification des contraintes 129

Liste des Figures

Chapitre I

Figure I.1 :Vue en plan RDC et 1er étage 2
Figure I.2 :Vue en plan 2eme ,3eme et 4eme étage 2
Figure I.3 : Vue en plan 5eme étage 3
Figure I.4 : Vue en plan 6eme, 7eme et 8eme étage 3
Figure I.5 : Vue en plan 9eme, 10eme et 11eme étage 4
Figure I.6 : Vue en plan 12eme, 13eme et 14ame étage 4
Figure I.7 : Vue en plan 15eme et 16eme étage 5

Chapitre II

Figure II.1: Poteau plus sollicité 16
Figure II.2 :Poteauxélancés partie A de la façade principale 21
Figure II.3 :Poteaux élancés partie B de la façade principale 22
Figure II.4 :Poteaux élancés partie de la façade principale 25

Chapitre III

Figure III.1 : Ferraillage de l'acrotère 30
Figure III.2 : schématisation de la poutrelle avant coulage 31
Figure III.3 : Dimensions de l'escalier 35
Figure III.4 : Ferraillage de l'escalier 38
Figure III.5 : Dalle reposant sur 4 appuis. 39

Chapitre IV

Figure IV.1 : L'orientation et l'effet du vent (vu en élévation) 45
Figure IV.2 : Répartition de la pression dynamique 46
Figure IV.3: Legend pour les toirtures plates 49
Figure IV.4: Répartition de la pression du vent 49

Chapitre V

Figure V.1 : Vue en plan RDC et 1er étage 55
Figure V.2 : Vue en plan 6eme, 7eme et 8eme étage 55
Figure V.3 : Vue en plan 12eme, 13eme et 14ame étage 56
Figure V.4 : le comportement des trois premiers modes 57
Figure V.5 :Type du système de contreventement pour les IGH 58
Figure V.6 : Vue en plan 5eme étage 59
Figure V.7 : Vue en plan RDC et 1er étage 59
Figure V.8 : Vue en plan 12eme, 13eme et 14ame étage 60
Figure V.9 :Disposition des voiles 68
Figure V.10 : le comportement dans les trois premiers modes 68
Figure V.11 :Disposition des voiles 69
Figure V.12:Le comportement Dans les trois premiers modes 70
Figure V.13 :Disposition des voiles de toute lastructure 70
FigureV.14 : le comportement des trois premiers modes 71
Figure V.15 **:**Les forces agissant sur la stabilité au renversement 73

Chapitre VI

Figure VI.1 : coffrage plancher 81
Figure VI.2 : Ferraillage des poutres principales rive terrasse et étage 94
Figure VI.3 : Ferraillage des poutres principales intermédiaire terrasse et étage 94
Figure VI.4 : Ferraillage des poutres secondaires terrasse et étage 95
Figure VI.5 : Ferraillage des poutres principales sous l'effet du changement thermique du terrasse et étage 95
FigureVI.6 : Ferraillage des poutres principales sous l'effet du changement thermique du terrasse et étage 96
Figure VI.7 : diagramme de l'effort tranchant 98
Figure VI.8 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de sous-sol 104
Figure VI.9 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de RDC 105
Figure VI.10 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de 1er 2eme 3eme 4eme 5eme et6eme 105
Figure VI.11 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de 7eme 8eme et 9eme 106
Figure VI.12 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de 10eme 11eme et 12eme 106
Figure VI.13 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de 10eme 11eme et 12eme 107
Figure VI.14 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de 13eme et 14eme 107
Figure VI.15: Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de 15eme et 16eme 108
Figure VI.16:Disposition des voiles suivants X et Y 112

Chapitre VII

Figure VII.1 :Bulbes de pression dans différents types de semelle 117
Figure VII.2 : Schéma du radier 119
Figure VII.3 : Les dimensions du radier 122
Figure VII.4 : Dalle reposant sur 4 appuis. 123
Figure VII.5 :Schéma du radier et des nervures 124
Figure VII.6 : Schéma du chargement qui vient au voile périphérique 127
Figure VII.7 : Vue en 3D des voiles périphériques dans la structure 128

Notation

Majuscules romaines

A : Section d'aciers tendus.

A' : Section d'acier comprimé.

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

A_t : section d'armature transversale.

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

I : Moment d'inertie.

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

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

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

C_d : coefficient dynamique.

C_e : coefficient d'exposition au vent.

C_r : Le coefficient de rugosité.

Notation

C_t : Le coefficient de topographie.

K_t : coefficient de terrain.

Z_0 : paramètre de rugosité.

Z_{min} : hauteur minimale.

W : Pression nette exercée sur l'élément.

R : force résultante.

Δ_t : variation de la température.

Θ : gradient thermique.

S : surface de la poutre

E ; module de YOUNG

N : effort thermique

Minuscules romaines

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

c_t : coefficient de topographie.

Notation

q_{ref} : la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{dyn} : coefficient de pression dynamique.

q_j : la pression due au vent.

Majuscules grecques

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

Ɛ : Coefficient (calcul de Cd)

η: Coefficient de fissuration.

λ::Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ρ : poids volumique du béton.

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Introduction générale

La conception et l'étude d'une structure dont l'architecture est extraordinaire aux normes parasismiques est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance et l'exception du projet sans oublier le coté économique liée aux matériaux de construction, pour obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

L'ouvrage faisant objet de cette étude est une Tour (RDC+16+2SS) unique en son genre implantée dans la wilaya de Médéa classée par le Règlement Parasismique Algérien RPA99V2003, comme une région de forte sismicité (zone IIb).

Il possède une architecture peu commune du point de vue élancement, les décrochements en étages alternés, la totalité des façades vitrées et l'ancrage (2 sous-sols de 6.80m).

La complication de ce projet nous a mise face à de nombreux problèmes techniques dont :

- Le matériau utilisé à savoir le béton
- Le flambement des poteaux élancés
- La stabilité au renversement

Ce que nous allons résoudre par la suite en procédant comme suit

☞ Présentation de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et la conception du contreventement du bâtiment, est donné en chapitre I.

☞ En chapitre II, nous donnons le pré dimensionnement des éléments résistants de la structure.

☞ Le calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, …) fait l'objet du chapitre III.

☞ L’étude climatique en chapitre IV

☞ Détermination des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure pour l'étude dynamique, effectuée par le logiciel SAP2000 (version 19.0.1) comme outil de calcul, cette étape fait l’objet du chapitre V

☞ 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 en chapitre VI.

☞ Le chapitre VII est réservé au calcul des fondations et le calcul du voile périphérique

☞ En fin on terminera notre travail par une conclusion générale.



Figure 1 : Vue en 3D de la Tour

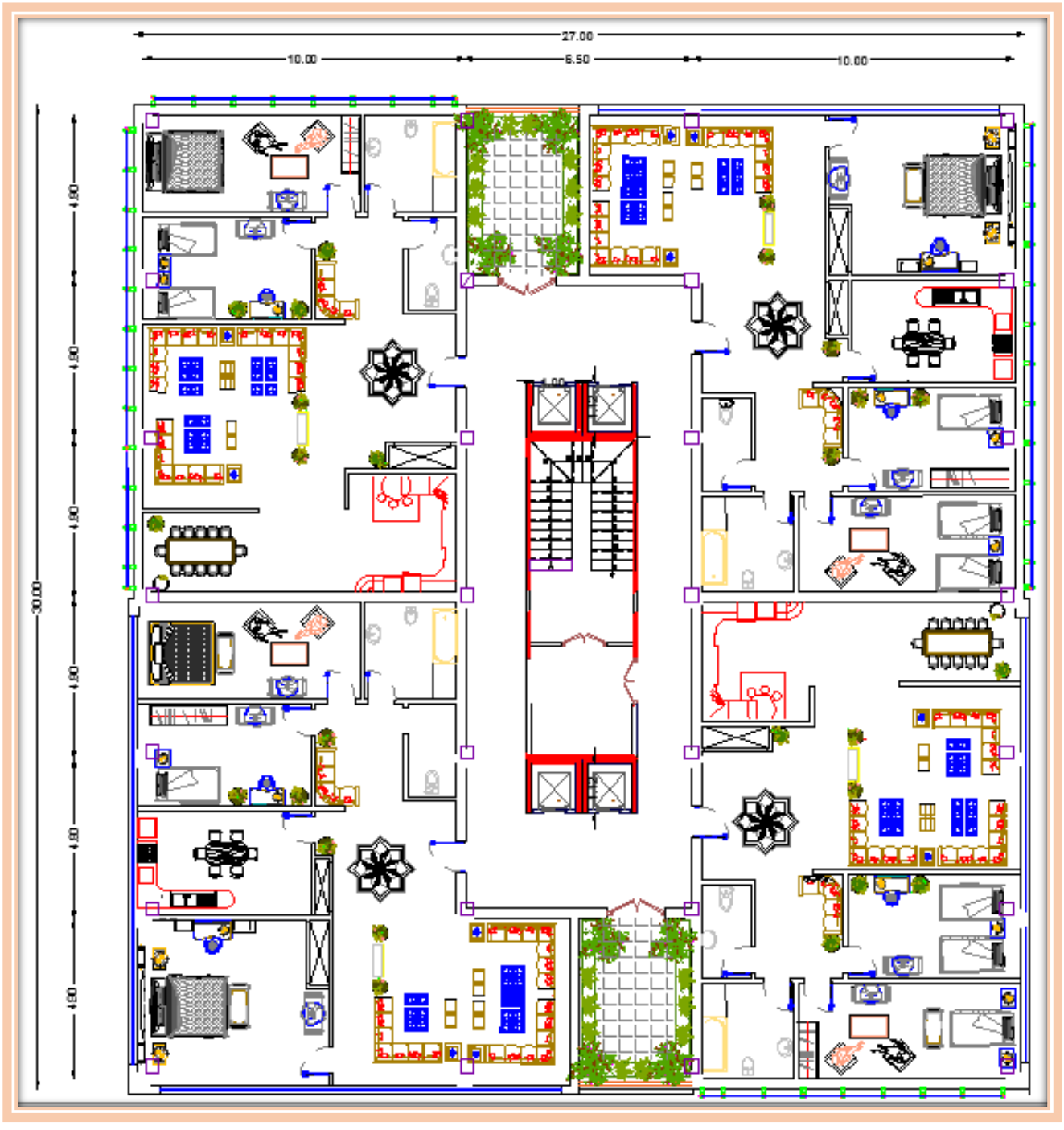


Figure.2 : Vue en plan RDC et 1er étage



Figure.3 : Vue en plan 2eme ,3eme et 4eme étage



Figure.4 : Vue en plan 5eme étage

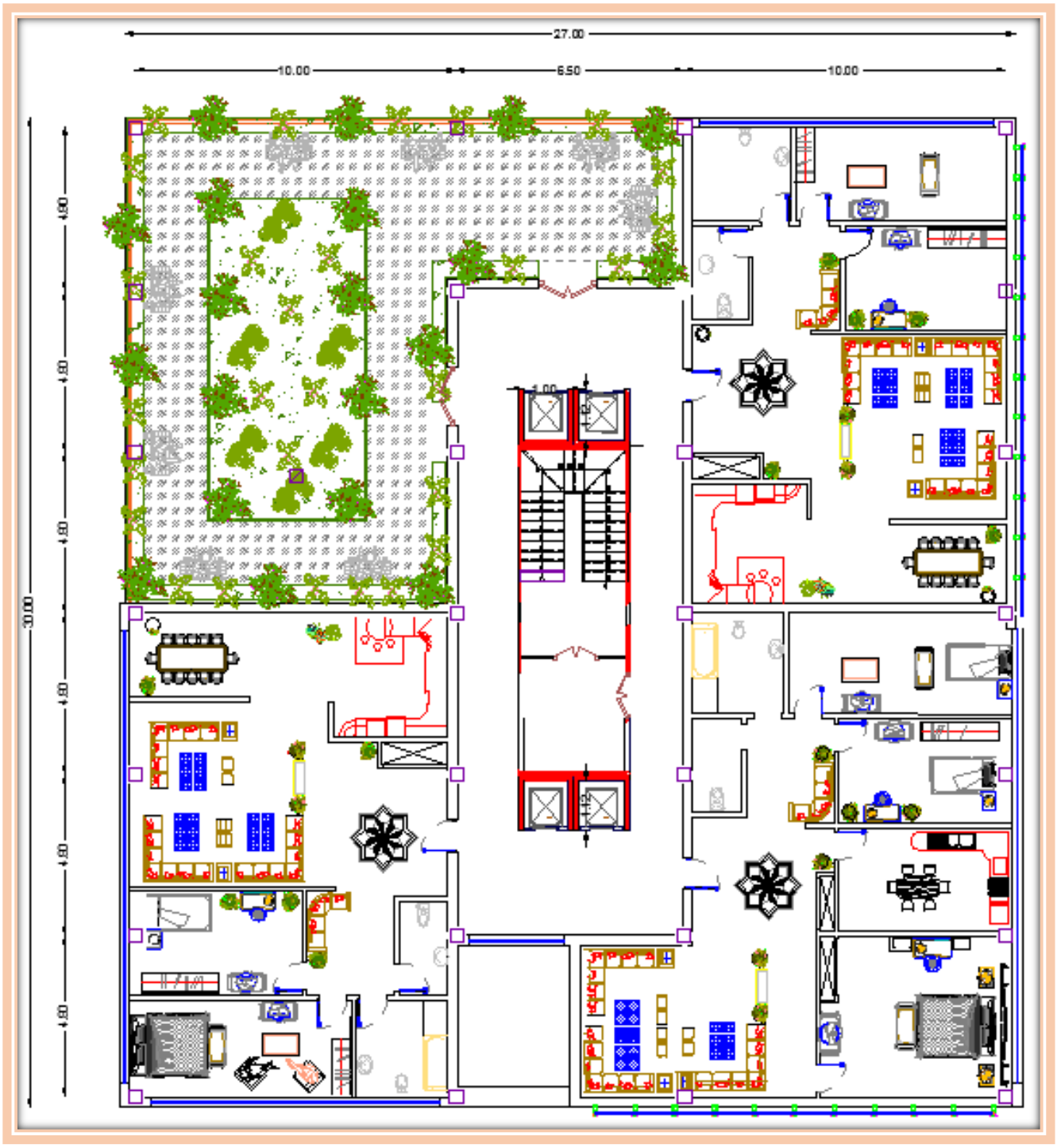


Figure.5 : Vue en plan 6eme, 7eme et 8eme étage

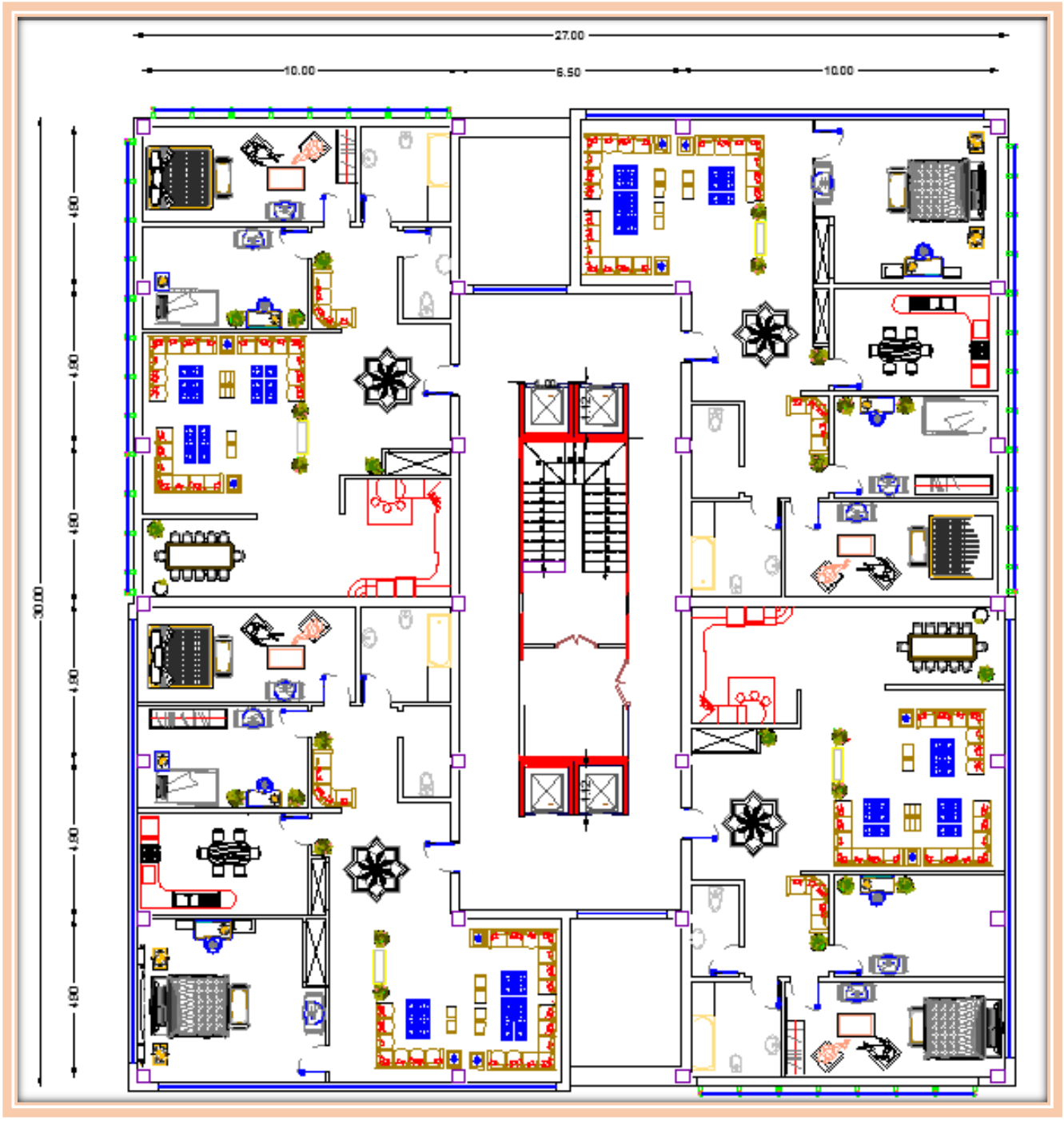


Figure.6 : Vue en plan 9eme, 10eme et 11eme étage

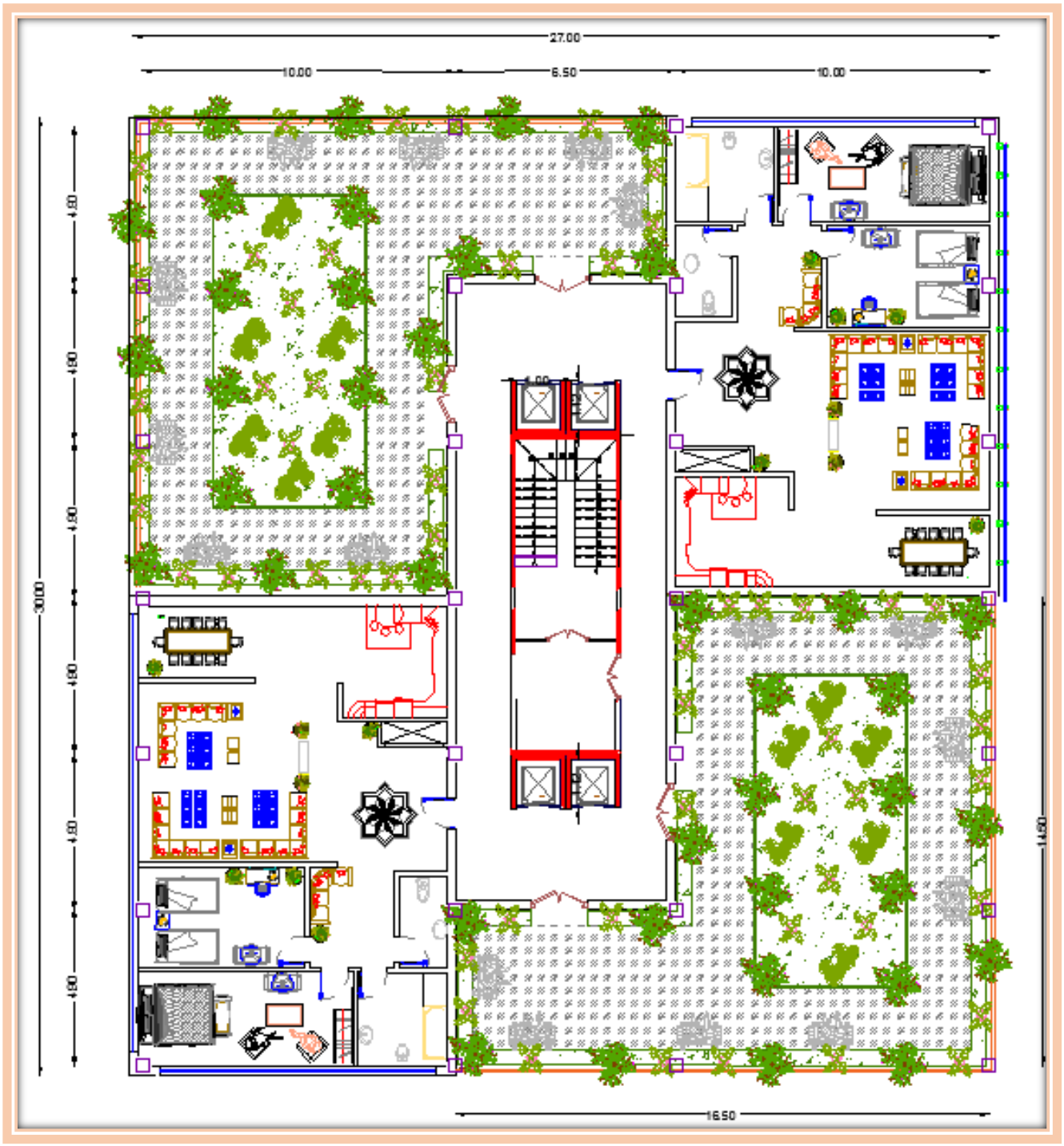


Figure.7 : Vue en plan 12eme, 13eme et 14^{ame} étage

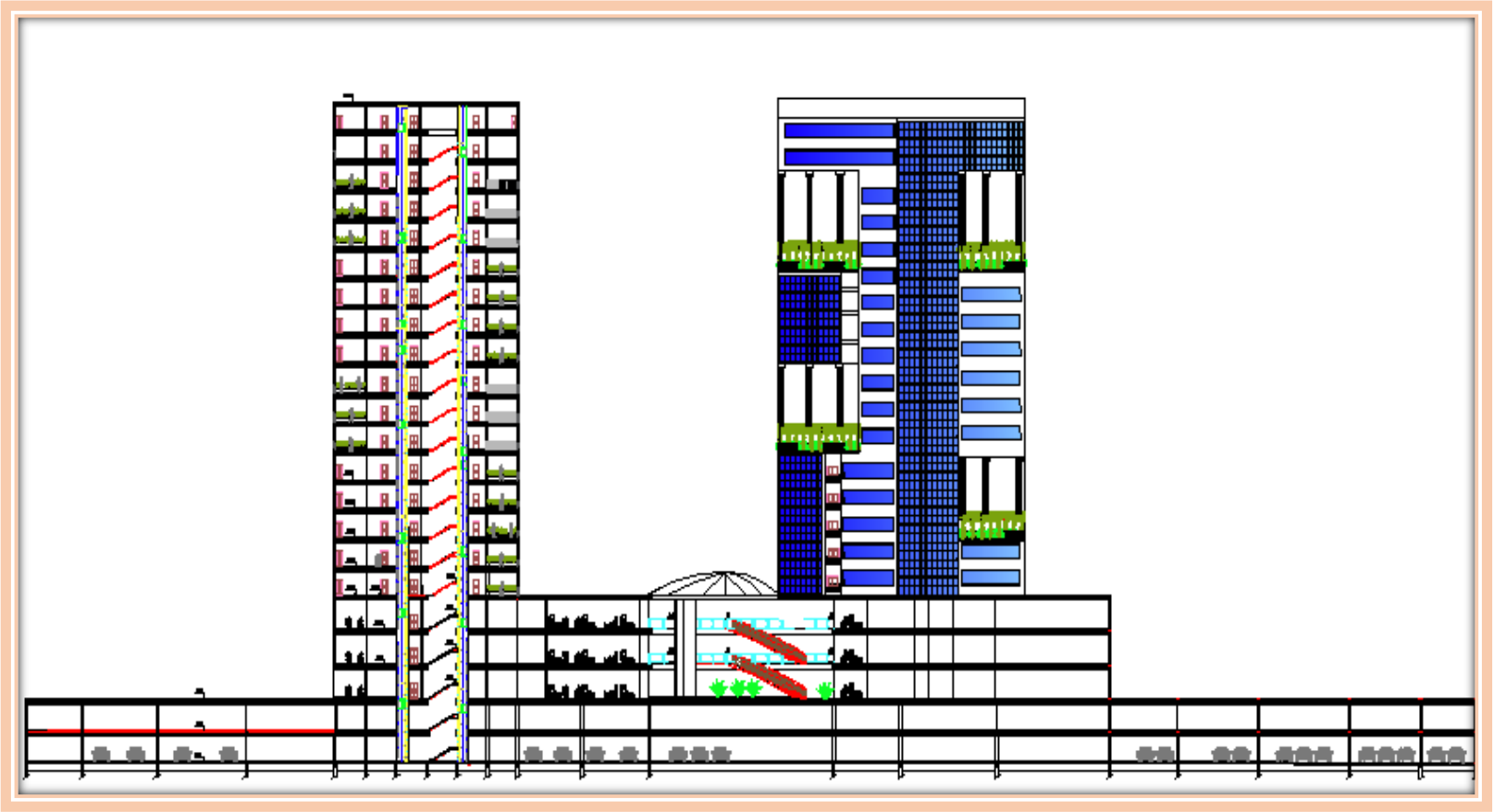


Figure.8 : Coupe A-A

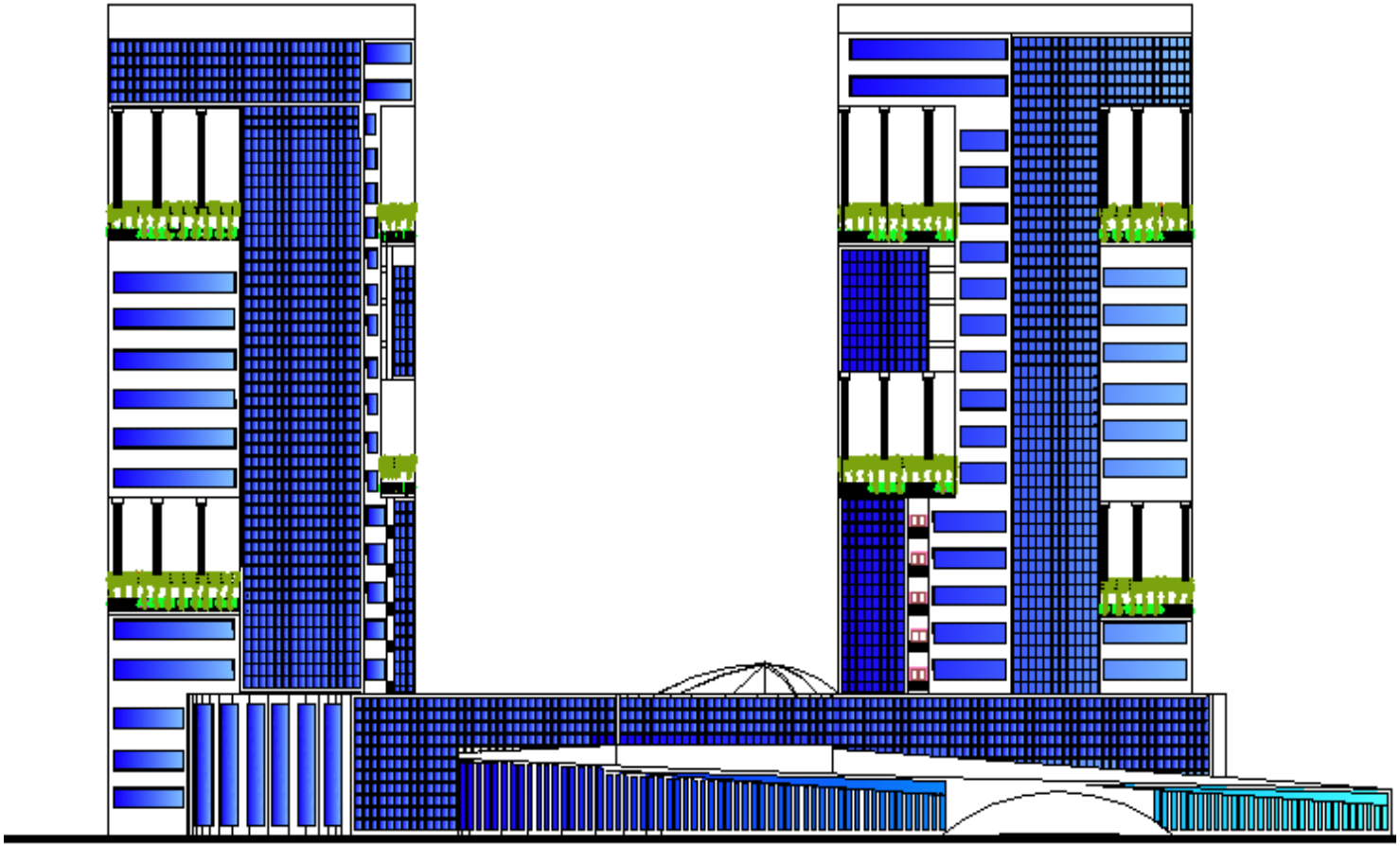


Figure.9 : Façade principale

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1.Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre étude est le calcul d'une Tour de 17 niveaux **(RDC+16)** avec deux sous-sols à usage multiple (habitation, commerce et administration) avec une terrasse inaccessible. Cette Tour, implantée dans la commune de Médéa (wilaya de Médéa), région classée par le **RPA99 version 2003** comme une zone de forte sismicité (**IIb**).

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

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

I.2.Déscription de l'ouvrage

La Tour est de forme rectangulaire, comportant 16 niveaux sur rez de chaussé (R+16).

I.3.Caractéristiques Géométriques de la Tour

I.3.1.Dimensions en plan

-Longueur totale de la Tour : 29.4 m

-Largeur totale de la Tour : 26.5 m

I.3.2.Dimensions en élévation

- ✓ Hauteur du RDC et des étages courants……...h= 3.74 m
- ✓ Hauteur totale de la Tour……. h=63.58 m
- ✓ Hauteur du 1er sous-sol …….... h = 3.4 m
- ✓ Hauteur du 2eme sous-sol ……. h = 3.4 m

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.

3-Les efforts horizontaux dus au vent.

L'ossature de la Tour 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 Tour comporte deux types de planchers.

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

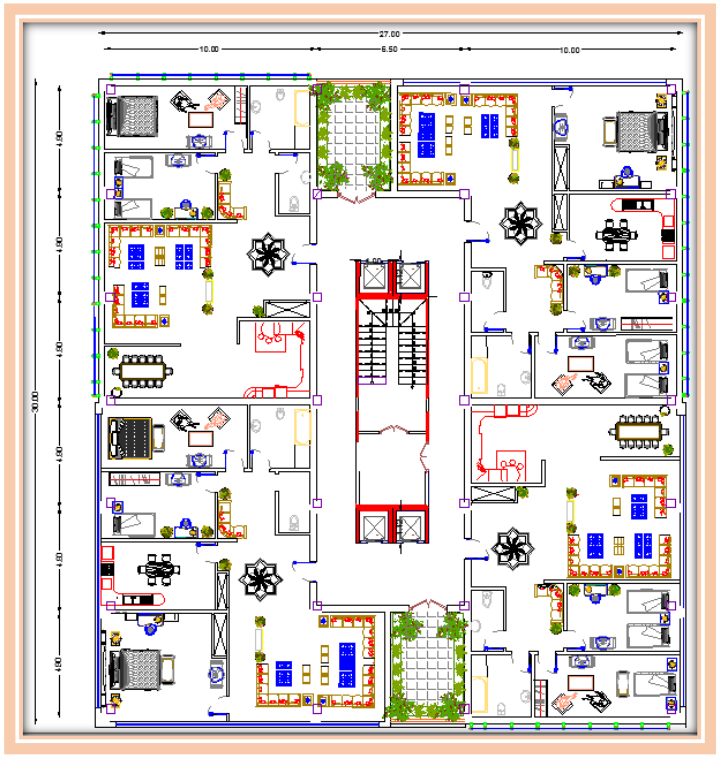


Figure I.1 : Vue en plan RDC et 1er étage



Figure I.2 : Vue en plan 2eme ,3eme et 4eme étage



Figure I.3 : Vue en plan 5eme étage

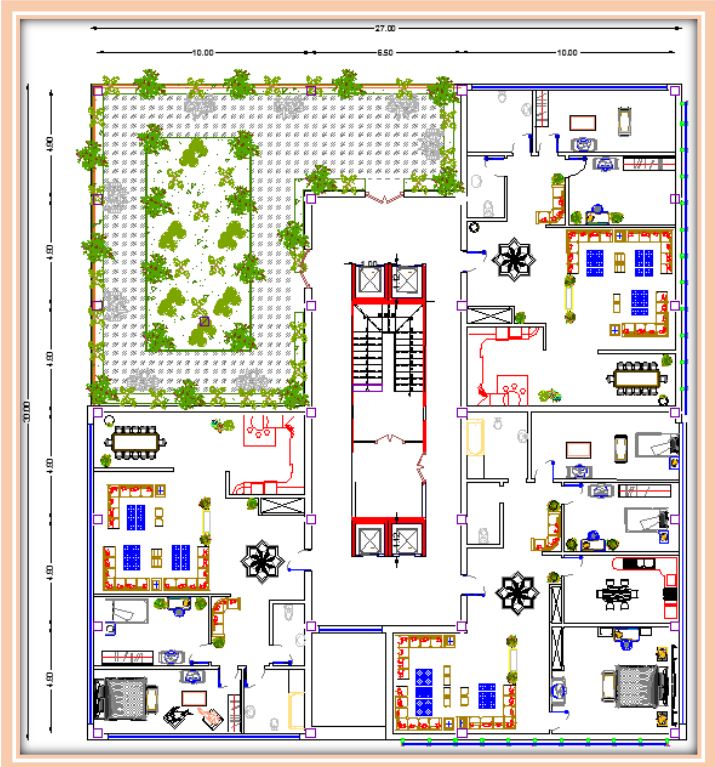


Figure I.4 : Vue en plan 6eme, 7eme et 8eme étage

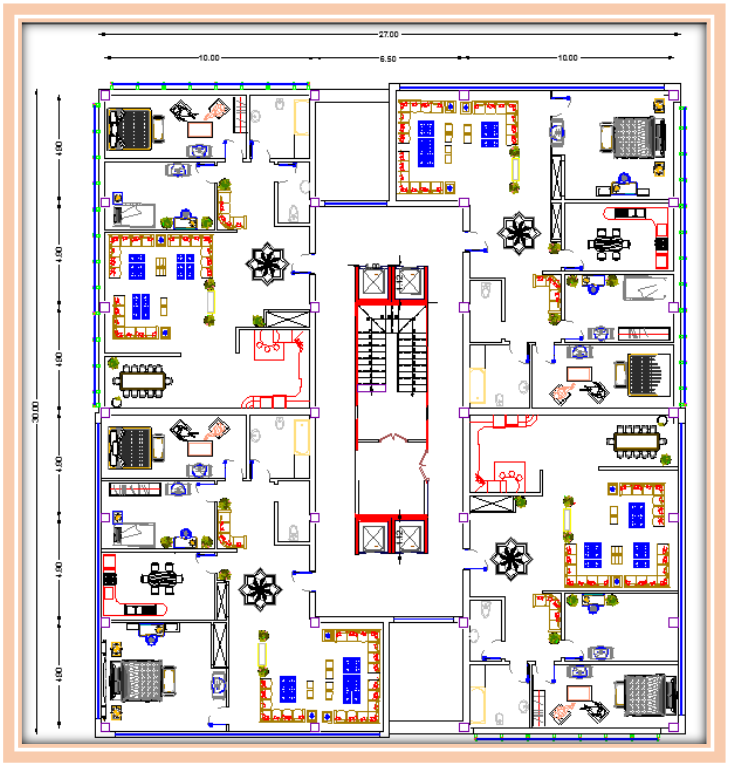


Figure I.5 : Vue en plan 9eme, 10eme et 11eme étage

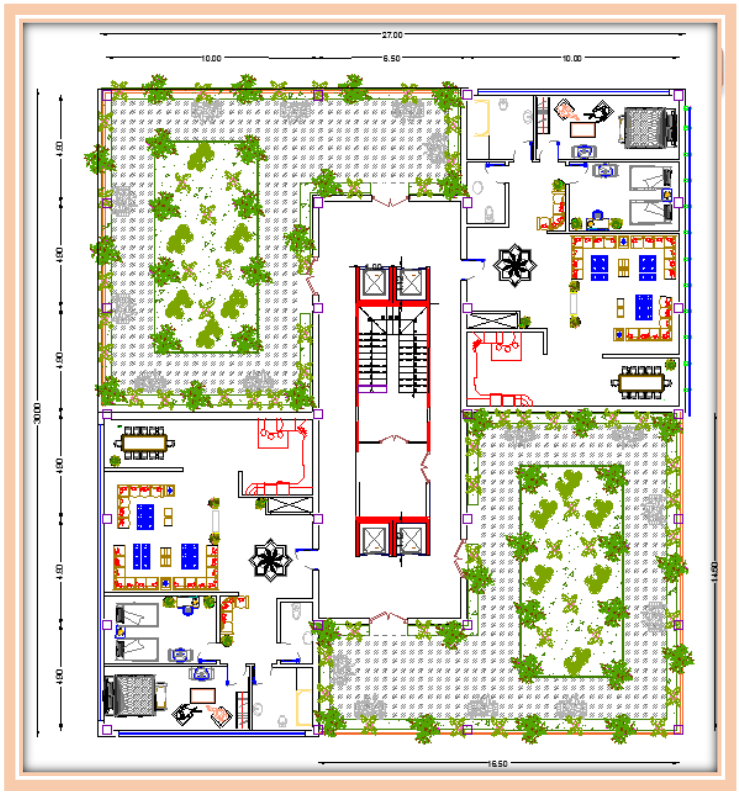


Figure I.6 : Vue en plan 12eme, 13eme et 14^{ame} étage

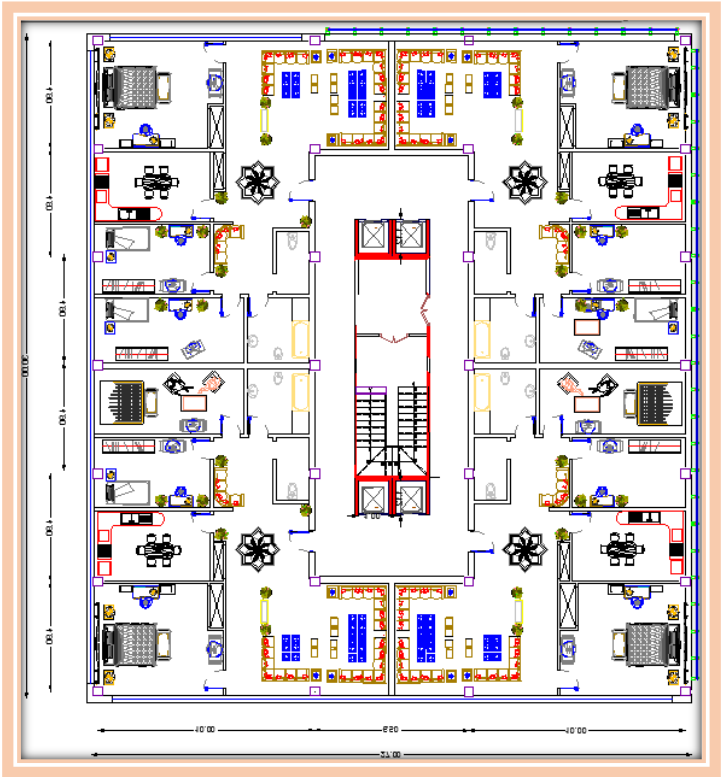


Figure I.7 : Vue en plan 15eme et 16eme étage

I.3.5.Maçonnerie

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), la Tour est entourée d'un acrotère réalisé en béton armé.

I.3.8.Les escaliers

Notre structure comporte un seul type d'escalier : escalier droit à trois volées.

I.3.9.Ascenseur

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

I.3.10.Système de contreventement

Notre Tour 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.3.11.Fondation

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

Pour notre projet les fondations seront choisies conformément au rapport du sol.

I.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.4.1.Béton

Le béton est une pierre artificielle obtenue en mélangeant en proportions convenables et de maniéré homogène du ciment, granulats (gravie, sables) et de l'eau de gâchage.

I.4.1.a.Caractéristique du béton

- Facile à le fabrique et à la mettre en œuvre.
- Bonne résistance à la compression.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Faible résistance à la traction.

I.4.1.b. Ciment

Le choix du dosage et la classe du ciment doit être fait en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique
- Imperméabilité à l'eau

Pour notre ouvrage on utilisera le ciment composé CPJ – CEMII 42.5 Mpa.

I.4.1.c. Granulat

Le béton est constitué de deux types de granulats (d/D).

- Sable de dimension 0/5.
- Gravier de dimension (3/8, 8/15, 15/25).

I.4.1.d. Eau de gâchage

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir de matières organiques qui influent sur la réaction chimique du béton.

I.4.1.e. adjuvant

L'adjuvant est un produit incorporé au moment de malaxage du béton à un dosage inférieur ou égale à 5% en masse du poids du ciment du béton, pour modifier les propriétés du mélange à l'état frais et ou à l'état durci. [**Cours Zemir]**

Pour notre ouvrage on utilisera un super plastifiant.

I.4.1.f. La résistance de béton f_{c28}

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments résistants

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 la superstructure de la Tour.

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 Tour, deux types de planchers sont utilisés :

- ✓ Plancher corps creux
- ✓ Plancher dalle pleine

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 :

Tableau II.1 : Pré dimensionnement des planchers corps creux

Plancher corps creux			
L_{max}	L_{max} /25 (cm) ≤	ep (cm)	≤ L_{max} /20 (cm)
490 cm	19.6	20	24.5

Avec :

L : longueur maximale de la poutrelle

e_p : l'épaisseur de plancher

Donc, on opte pour un plancher à corps creux : h= (16+4) cm

II.2.2.Plancher dalle pleine

- **Critère de résistance [1]**

Dalle reposant sur 4 appuis $L_{max}/45 \leq ep \leq L_{max}/40$

- **Sécurité contre l'incendie [5]**

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

ep = 11 cm : peut assurer un coupe-feu deux heures.

Tableau II.2 : Pré dimensionnement des planchers dalle pleine

Plancher corps creux			
L_{max} (cm)	L_{max} /45 (cm) ≤	ep (cm)	≤ L_{max} /40 (cm)
320	7.11	11	8

Avec :

L : longueur maximale de la dalle

ep : l'épaisseur de la dalle

Donc, on opte pour une épaisseur de 11 cm pour la dalle pleine.

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

II.3.1.Plancher terrasse inaccessible (corps creux)

a. Charges permanentes

Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes des planchers terrasse

Désignation	Ep (m)	Mv (kN/m^3)	P (KN/m^2)
Protection en gravier roulé 8/15	0.04	20	0.8
Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
Papier kraft	-	-	0.05
Forme de pente en béton armé dosé	0.10	22	2.20
Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
Pare vapeur	0.01	6	0.06
Film polyane	-	-	0.01
Planchers corps creux 16+4	0.2	-	2.85
Enduit en plate	0.02	18	0.2
G=6.45 KN/m^2			

b. Surcharge d'exploitation [3]

Terrasse inaccessible Q=1 kN/m.

II.3.2.Dalle- jardins privatifs [3]

On considère en sus du poids des terres une charge uniformément répartie de 1kN/m²



II.3.3.Planchers étages courants (corps creux) [3]

a. Charges permanentes

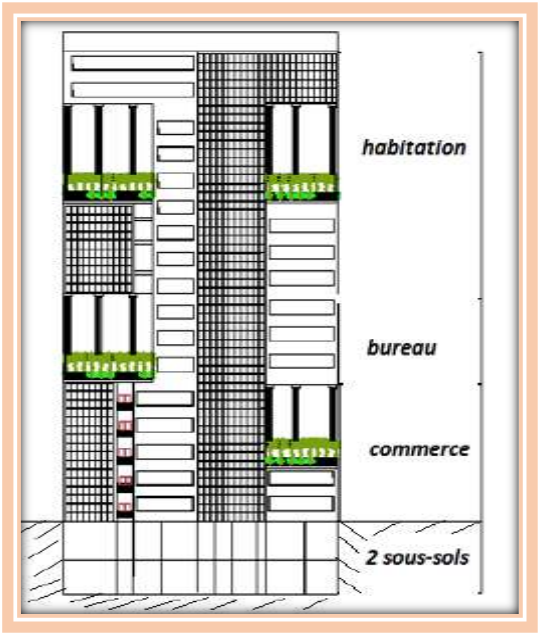
Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes des planchers courants (corps creux)

Désignation	Ep (m)	Mv (kN/m^3)	P (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Cloisons	-	-	1.62
Planchers corps creux 16+4	0.2	-	2.85
Enduit en plâtre	0.02	18	0.2
G = 6.01 KN/m²			

b. Surcharges d'exploitation [3]

- Usage habitation Q=1.5 kN/m^2
- Usage commercial Q=5 kN/m^2
- Bureau Q=2.5 kN/m^2

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



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

Tableau II.5 : Evaluation des charges permanentes des planchers courants (dalle pleine)

Désignation	Ep (m)	Mv (kN/m^3)	P (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Cloisons	-	-	1.62
Dalle plein	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G = 7.07 KN/m^2			

II.3.5.Maçonneries [3]

a-Murs simple cloison

Tableau II.6 : Charge permanente du mur simple cloison

Composant	Ep (cm)	Mv (kN/m^3)	P (kN/m^2)
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.1	90	0.9
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G= 1.62 kN/m^2			

b. Mur double cloison

Tableau II.7 : Charge permanente de mur double cloison

Composants	Ep (cm)	Mv (kN/m^3)	P (KN/m^2)
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.1	90	0.9
Lame d'aire	0.1	-	-
Brique creuse	0.1	90	0.9
Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
G= 2.52 kN/m^2			

II.3.6.Murs rideaux (double vitrage) [4]

Tableau.II.8 : Charge permanente des murs rideaux (double vitrage)

composants	Ep (cm)	Caractéristique	type	Mv (kN/m^3)	P (kN/m^2)
Alucobande	5	Largeur inférieur 5 cm Largeur extérieure 5 cm Profondeur montante 4.2 à 23 cm Profondeur traversé 0.5 à 19.3cm	CW50	27	1.35
Verre	1	Anti feu Isolation élevée Solar Photovoltaïque	VEP AA110	25	0.25
L'âme d'air	1	-	-	-	-
Verre	1	Anti feu Isolation élevée Solar Photovoltaïque	VEP AA110	25	0.15
G= 1.75 kN/m^2					

II.4.Prédimensionnement 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

Tableau II.9 : Pré dimensionnement des poutres principales

Poutre principale			
L_{max} = 1000 cm	L_{max} /15 (cm) ≤	h (cm)	≤ L_{max} /10 (cm)
	66.66	80	100
	0.3h (cm) ≤	b (cm)	≤ 0.7h (cm)
	24	40	56

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.10 : Pré dimensionnement des goussets et des poutres

$\frac{3h}{2} = \frac{3x80}{2}$ = 120 cm		
l = L – 2(l_1) = 760 m		
L/15 (cm) ≤	h (cm)	≤ L/10 (cm)
h = 55 cm		

II.4.3. Les poutres secondaires

Tableau II.11 : pré dimensionnement des poutres secondaires

Poutre secondaire			
L_{max} = 490 cm	L/15 (cm) ≤	h (cm)	≤ L/10 (cm)
	32.66	40	49
	0.3h (cm) ≤	b (cm)	≤ 0.7h (cm)
	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 :

Tableau II.12 : Vérification selon RPA99 version 2003

	Poutre principale		Poutre secondaire	
h≥ 30 cm	80	vérifie	40	vérifiée
b ≥ 20cm	40	vérifie	30	vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	2	vérifie	1.33	vérifiée

Toutes les vérifications du RPA99 version 2003 sont satisfaites.

II.5.Pré dimensionnement des voiles RPA99 version 2003 Art [7.7.1] [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.13 : Pré dimensionnement des voiles

Les voiles	$h_l = h_e - h_{ps}$ (cm)	$a \geq \frac{h_e}{22}$	$a_{adoptée}$ (cm)
Etage courant	334	15.18	20
Sous-sol	300	13.64	30

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+1.5 Q), selon le CBA93 Art [B.8.4.1].

II.6.1. Etapes de pré dimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité
- Calcul de la surface reprise par le poteau le plus sollicité
- Evaluation de l'effort normal
- La section du poteau est alors calculée à l'état limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le **RPA99 version 2003**

Pour les poteaux rectangulaires ou carrées :

Min (b, h) ≥ 30 cm en zone IIb **[1]**

Min d ≥ 35 en zone IIb

$$\overline{\mathbf{Nu}} = \left[\frac{B_r\ f_{c28}}{\gamma_b} + A_s\ \frac{f_e}{\gamma_s}\right]\ \boldsymbol{\alpha}\ \textbf{[2]}$$

Avec :

$\overline{Nu}$: l'effort normal admissible à L'ELU

Br : section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle

- **Br = (b-2cm) x (h-2cm). (section rectangulaire)**
- **Br = π (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

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

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

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

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

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

λ : 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.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité est (D-2).

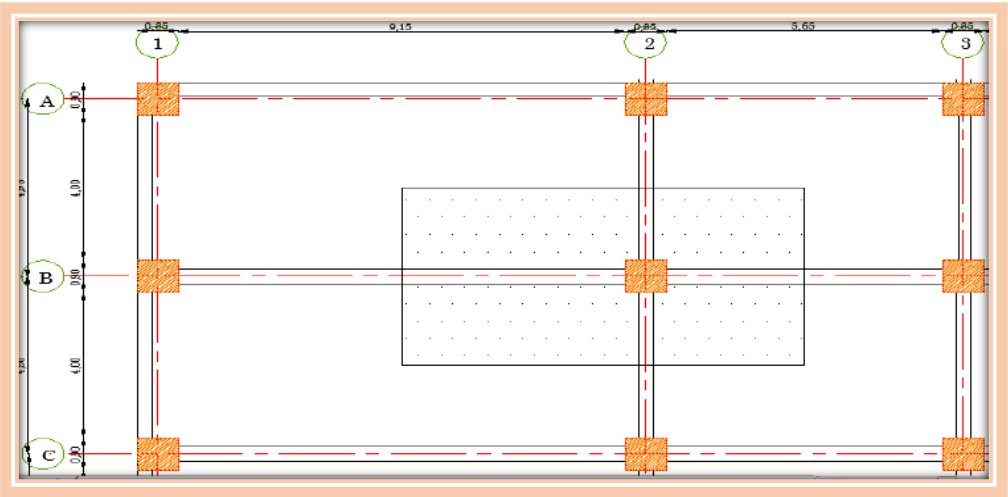


Figure II.1 : Poteau plus sollicité

La Surface reprise par le poteau plus sollicité

Tableau II.14 : Surface reprise par le poteau

La surface partielle	S_p = (4.6+2.85) x (2.25+2.25)	S_p = 33.53 cm²
La surface totale	S_t = (4.6+0.4+2.85) x (2.25+0.8+2.25)	S_t = 40.425 cm²

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

Tableau II.15 : l'effort normal ultime de chaque niveau

Etage	(b)	(a)	L_f (m)	i=b/(√12) m	λ	f_{c28} Mpa	B cm^2	$B_r cm^2$	$A_S cm^2$	α	N_U kN
16eme	60	55	2.618	0.173	15.12	25	3300	3074	3.3	0.819	7557.591
15 eme	60	55	2.618	0.173	15.12	25	3300	3074	3.3	0.819	7557.591
14 eme	65	60	2.618	0.188	13.95	25	3900	3654	3.9	0.824	9030.945
13 eme	65	60	2.618	0.188	13.95	25	3900	3654	3.9	0.824	9030.945
12 eme	70	65	2.618	0.202	12.96	25	4550	4284	4.55	0.827	10632.480
11 eme	70	65	2.618	0.202	12.96	25	4550	4284	4.55	0.827	10632.480
10 eme	70	65	2.618	0.202	12.96	25	4550	4284	4.55	0.827	10632.480
9 eme	75	70	2.618	0.217	12.09	25	5250	4964	5.25	0.830	12362.035
8 eme	75	70	2.618	0.217	12.09	25	5250	4964	5.25	0.830	12362.035
7 eme	75	70	2.618	0.217	12.09	25	5250	4964	5.25	0.830	12362.035
6 eme	80	75	2.618	0.231	11.34	25	6000	5694	6	0.833	14219.491
5 eme	80	75	2.618	0.231	11.34	25	6000	5694	6	0.833	14219.491
4 eme	80	75	2.618	0.231	11.34	25	6000	5694	6	0.833	14219.491
3 eme	80	75	2.618	0.231	11.34	25	6000	5694	6	0.833	14219.491
2 eme	80	75	2.618	0.231	11.34	25	6000	5694	6	0.833	14219.491
1 eme	80	75	2.618	0.231	11.34	25	6000	5694	6	0.833	14219.491
RDC	85	80	2.618	0.245	10.67	25	6800	6474	6.8	0.834	16204.757
s-s 2	90	85	2.38	0.260	9.16	25	7650	7304	7.65	0.839	18369.754
s-s 1	90	85	2.38	0.260	9.16	25	7650	7304	7.65	0.839	18369.754

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.

$$\mathbf{Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots+Q_n).}$$

Avec :

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

Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q2….Q_n : les charges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.16 : surcharges d'exploitation

Etage	Q (kN/m²)	Surface (cm²)	Q (kN)	$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN/m²)
16eme	1	40.425	40.425		40.425
15eme	1.5		60.6375	1	101.0625
14eme	1.5		60.6375	1	161.7
13eme	1.5		60.6375	1	222.33
12eme	1.5		60.6375	0.875	275.39
11eme	1.5		60.6375	0.8	323.90
10eme	1.5		60.6375	0.75	369.38
9eme	1.5		60.6375	0.714	412.67
8eme	1.5		60.6375	0.687	454.33
7eme	1.5		60.6375	0.666	494.72
6eme	2.5		101.0625	0.65	560.41
5eme	2.5		101.0625	0.636	624.68
4eme	2.5		101.0625	0.625	687.85
3eme	5		202.125	0.615	812.15
2eme	5		202.125	0.607	934.84
1eme	5		202.125	0.6	1056.12
RDC	5		202.125	0.594	1176.18
SS2	3.5		141.4875	0.588	1259.38
SS1	3.5		141.4875	0.583	1341.86

- Les surcharges d'exploitation diffèrent d'un usage à un autre.

II.6.3.2.Charges permanentes

Calcul les charges de chèque niveau

$G_{pp/ps} = L \times b \times h \times \rho_b$

$G_{pot} = H \times b \times h \times \rho_b$

$G_{plancher\ EC/Terrasse}$ = poids propres x S_p

Tableau II.17 : charges permanentes de chaque niveau

Etage	h (m)	G p.p (KN)	G p.s (KN)	G pot (KN)	G niv (KN)	G cumlée (KN)
16eme	3.74	51.7	12.9	30.855	311.724	311.724
15eme	3.74	51.7	12.9	30.855	288.887	600.610
14eme	3.74	51.425	12.75	36.465	294.072	894.682
13eme	3.74	51.425	12.75	36.465	294.072	1188.754
12eme	3.74	51.15	12.6	42.543	299.724	1488.478
11eme	3.74	51.15	12.6	42.543	299.724	1788.203
10eme	3.74	51.15	12.6	42.543	299.724	2087.927
9eme	3.74	50.875	12.45	49.088	305.844	2393.771
8eme	3.74	50.875	12.45	49.088	305.844	2699.616
7eme	3.74	50.875	12.45	49.088	305.844	3005.460
6eme	3.74	50.6	12.3	56.100	312.432	3317.892
5eme	3.74	50.6	12.3	56.100	312.432	3630.324
4eme	3.74	50.6	12.3	56.100	312.432	3942.756
3eme	3.74	50.6	12.3	56.100	312.432	4255.188
2eme	3.74	50.6	12.3	56.100	312.432	4567.619
1eme	3.74	50.6	12.3	56.100	312.432	4880.051
RDC	3.74	50.325	12.15	63.580	319.487	5199.538
s-sol 2	3.4	50.05	12	65.025	320.507	5520.045
s-sol 1	3.4	50.05	12	65.025	320.507	5840.552

➢ **Vérification de l'effort normal de chaque niveau**

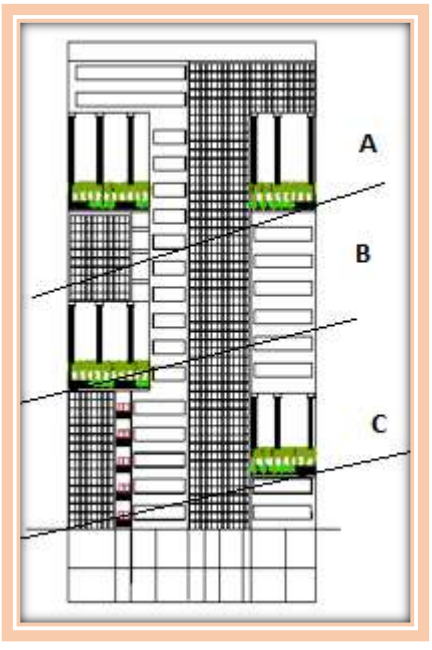
Tableau II.18 : Vérification de 1.1Nu≤ $\overline{Nu}$

Etage	$G_{cumulée}$ (kN)	$Q_{cumulée}$ (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)	$\overline{Nu}$ (kN)	$1.11N \leq \overline{Nu}$
16eme	311.724	40.425	481.465	529.611	7557.591	vérifiée
15eme	600.61	101.0625	962.417	1058.659	7557.591	vérifiée
14eme	894.682	161.7	1450.371	1595.408	9030.945	vérifiée
13eme	1188.754	222.3375	1938.324	2132.157	9030.945	vérifiée
12eme	1488.478	275.39531	2422.538	2664.792	10632.48	vérifiée
11eme	1788.203	323.90531	2899.932	3189.925	10632.48	vérifiée
10eme	2087.927	369.38344	3372.777	3710.054	10632.48	vérifiée
9eme	2393.771	412.67861	3850.609	4235.670	12362.035	vérifiée
8eme	2699.616	454.33658	4325.986	4758.585	12362.035	vérifiée
7eme	3005.46	494.72115	4799.453	5279.398	12362.035	vérifiée
6eme	3317.892	560.41178	5319.772	5851.749	14219.491	vérifiée
5eme	3630.324	624.68753	5837.969	6421.766	14219.491	vérifiée
4eme	3942.756	687.85159	6354.498	6989.948	14219.491	vérifiée
3eme	4255.188	812.15846	6962.741	7659.016	14219.491	vérifiée
2eme	4567.619	934.84834	7568.558	8325.414	14219.491	vérifiée
1eme	4880.051	1056.1233	8172.254	8989.479	14219.491	vérifiée
RDC	5199.538	1176.1856	8783.655	9662.020	16204.757	vérifiée
ss2	5520.045	1259.3802	9341.131	10275.244	18369.754	vérifiée
ss1	5840.552	1341.8675	9897.546	10887.301	18369.754	vérifiée

❖ Toutes les valeurs de 1.1Nu sont inferieur aux valeurs de $\overline{Nu}$

II.7.1.Calcul de l'effort normal ultime Nu pour les poteaux élancés

On calcul les charges permanente et les charges d'exploitations reprisent par un poteau élancé plus sollicité de chaque partie.
Dans notre cas poteau plus sollicité (B-2).



Partie A

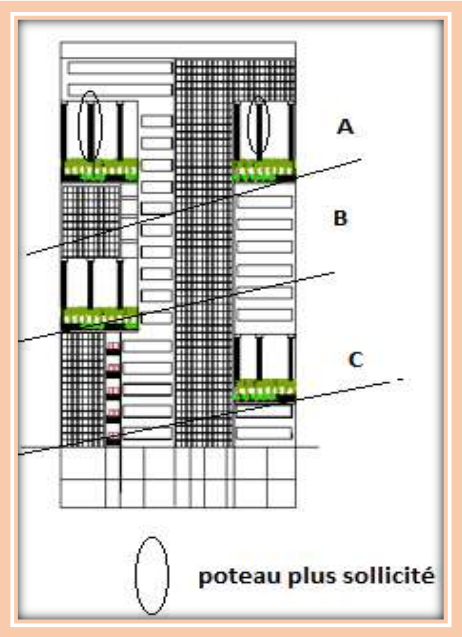


Figure II.2 : Poteaux élancés partie A de la façade principale

❖ Les valeurs de Nu sont calculées par la formule du **CBA93 [B.8.4.1] [2]**

Tableau II.19 : l'effort normal ultime de chaque niveau

N	S (mm^2)	As (mm)	Br (mm^2)	L(m)	L_f(m)	i (m)	λ	α	Nu (KN)
1	330000	330	327704	3.74	2.62	0.173	15.14	0.819	7557.591
2	330000	330	327704	3.74	2.62	0.173	15.14	0.819	7557.591
3	635850	635.85	607904	11.22	7.854	0.225	34.88	0.709	11650.24

II.7.1.Charges permanentes :

Calcul des charges de chaque niveau

$G_{pp/ps} = L \times b \times h \times \rho_b$

$G_{pot} = H \times b \times h \times \rho_b$

$G_{plancher\ EC/Terrasse}$ = poids propres x S_p

Tableau II.20 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation de chaque niveau

N	G_{pot} (KN/m²)	$G_{plancher}$ (KN/m²)	G_{PP} (KN/m²)	G_{PS} (KN/m²)	G_{niv} (KN/m²)	G_{cum} (KN/m²)	Q (KN/m²)	Q_{cum} (KN/m²)
1	30.86	216.27	51.98	12.9	312.01	312.01	40.425	40.425
2	30.86	201.52	51.98	12.9	297.26	609.27	101.07	141.50
3	209.22	201.52	50.05	12.0	472.79	1082.06	161.71	303.21

Tableau II.21 : Vérification de 1.1Nu≤ Nu

Q_{cum} (KN/m²)	G_{cum} (KN/m²)	N_u (KN)	1.1 N_U (KN)	Nu (KN)	1.1Nu≤ Nu
40.425	312.01	481.85	530.04	7557.591	vérifiée
141.50	609.27	1034.76	1138.24	7557.591	vérifiée
303.21	1082.06	1915.59	2107.15	11650.24	vérifiée

- Toutes les valeurs de 1.1Nu sont inferieur aux valeurs de Nu.

Parties B

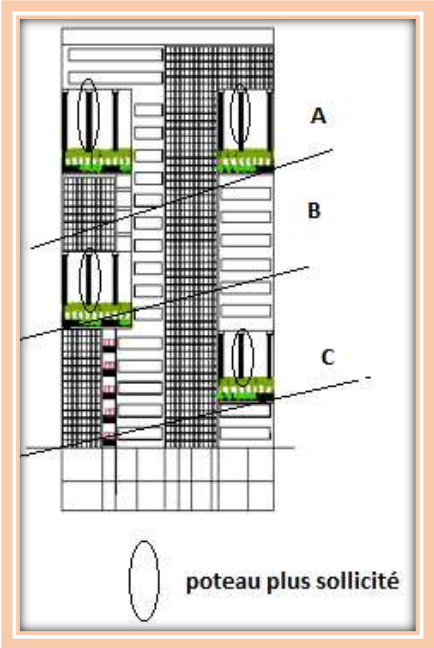


Figure II.3 : : Poteaux élancés partie B de la façade principale

- Les valeurs de Nu sont calculées par la formule du **CBA93 [B.8.4.1] [2]**

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

N	S (mm^2)	As (mm)	Br (mm^2)	L(m)	L_f(m)	i (m)	λ	α	Nu (KN)
1	330000	330	327704	3.74	2.62	0.173	15.14	0.819	7557.591
2	330000	330	327704	3.74	2.62	0.173	15.14	0.819	7557.591
3	635850	635.85	607904	11.22	7.854	0.225	34.88	0.709	11650.24
4	455000	455	428400	3.74	2.62	0.202	12.97	0.827	10632.480
5	455000	455	428400	3.74	2.62	0.202	12.97	0.827	10632.480
6	525000	525	496400	3.74	2.62	0.217	12.07	0.830	12362.035
7	525000	525	496400	3.74	2.62	0.217	12.07	0.830	12362.035
8	635850	635.85	607904	11.22	7.854	0.225	34.88	0.709	11650.24

II.7.2.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 propres x S_p

Tableau II.23 : Charges permanentes de chaque niveau

N	G_{pot} (KN)	$G_{plancher}$ (KN)	G_{PP} (KN)	G_{PS} (KN)	G_{NIV} (KN)	$G_{cumulée}$ (KN)
1	30.86	216.27	51.98	12.9	312.01	312.01
2	30.86	201.52	51.98	12.9	297.26	609.27
3	209.22	201.52	50.05	12.0	472.79	1082.06
4	42.54	201.52	51.43	12.6	308.09	1390.15
5	42.54	201.52	51.43	12.6	308.09	1698.24
6	49.09	201.52	51.15	12.45	314.21	2012.45
7	49.09	201.52	51.15	12.45	314.21	2326.66
8	209.22	201.52	50.05	12.0	472.79	2799.45

II.7.2.Descente des charges DTR charge et surcharge [B.C.22] [3]

II.7.2.1.Surcharges d'exploitation

Comme il est rare que toutes les surcharges d'exploitation agissant 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.

$$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots+Q_n)$$

Avec :

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

Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q2….Q_n : les charges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.24 : Surcharges d'exploitation de chaque niveau

N	Q (kN/m²)	St (m²)	Q (kN)	$\frac{3+n}{2n}$	Q (kN)	Q_{cum} (kN)
1	1	40.43	40.425	1	40.425	40.43
2	1.5		60.64	1	60.64	101.07
3	1.5		60.64	0.55	33.35	134.42
4	1.5		60.64	0.87	52.76	187.18
5	1.5		60.64	0.8	48.51	235.69
6	1.5		60.64	0.75	45.48	281.17
7	1.5		60.64	0.71	43.05	324.22
8	1.5		60.64	0.68	41.24	365.46

Tableau II.25 : Vérification de 1.1Nu≤ Nu

N°	Qcum (kN)	Gcum (kN)	N_u (kN)	1.1Nu (KN)	Nu (KN)	1.1Nu≤ Nu
1	40.43	312.01	481.86	530.05	7557.591	vérifiée
2	101.07	609.27	974.12	1071.53	7557.591	vérifiée
3	134.42	1082.06	1662.41	1828.65	11650.24	Vérifiée
4	187.18	1390.15	2157.47	2373.22	10632.480	Vérifiée
5	235.69	1698.24	2646.16	2911.22	10632.480	Vérifiée
6	281.17	2012.45	3138.56	3452.42	12362.035	Vérifiée
7	324.22	2326.66	3627.32	3990.05	12362.035	Vérifiée
8	365.46	2799.45	4327.45	4760.19	11650.24	Vérifiée

- Toutes les valeurs de 1.1Nu sont inferieur aux valeurs de Nu.

Parties C

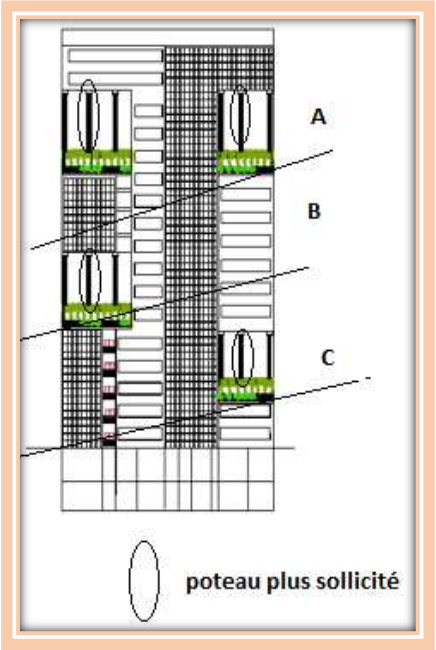


Figure II.4 : Poteaux élancés partie de la façade principale

- Les valeurs de Nu sont calculées par la formule du **CBA93 [B.8.4.1] [2]**

Tableau II.26 : L'effort normal ultime de chaque niveau

N	S (mm^2)	As (mm)	Br (mm^2)	L(m)	L_f(m)	i (m)	λ	α	Nu (KN)
1	330000	330	327704	3.74	2.62	0.173	15.14	0.819	7557.591
2	330000	330	327704	3.74	2.62	0.173	15.14	0.819	7557.591
3	635850	635.85	607904	11.22	7.854	0.225	34.88	0.709	11650.24
4	455000	455	428400	3.74	2.62	0.202	12.97	0.827	10632.480
5	455000	455	428400	3.74	2.62	0.202	12.97	0.827	10632.480
6	525000	525	496400	3.74	2.62	0.217	12.07	0.830	12362.035
7	525000	525	496400	3.74	2.62	0.217	12.07	0.830	12362.035
8	525000	525	496400	3.74	2.62	0.217	12.07	0.830	12362.035
9	600000	600	569400	3.74	2.62	0.231	11.34	0.833	14219.49
10	600000	600	569400	3.74	2.62	0.231	11.34	0.833	14219.49
11	635850	635.85	607904	11.22	7.854	0.225	34.88	0.709	11650.24

II.7.3.Charges permanentes

Calcul des charges de chèque niveau

$G_{pp/ps} = L \times b \times h \times \rho_b$

$G_{pot} = H \times b \times h \times \rho_b$

$G_{plancher\ EC/Terrasse}$ = poids propres x S_p

Tableau II.27 : charges permanentes de chaque niveau

N°	G_{pot} (KN)	$G_{plancher}$ (KN)	G_{PP} (KN)	G_{PS} (KN)	G_{NIV} (KN)	G_{cum} (KN)
1	30.86	216.27	51.98	12.9	312.01	312.01
2	30.86	201.52	51.98	12.9	297.26	609.27
3	209.22	201.52	50.05	12.0	472.79	1082.06
4	42.54	201.52	51.43	12.6	308.09	1390.15
5	42.54	201.52	51.43	12.6	308.09	1698.24
6	49.09	201.52	51.15	12.45	314.21	2012.45
7	49.09	201.52	51.15	12.45	314.21	2326.66
8	49.09	201.52	51.15	12.45	314.21	2326.66
9	56.1	201.52	50.88	12.3	320.8	2647.46
10	56.1	201.52	50.88	12.3	320.8	2968.26
11	209.22	201.52	50.05	12.0	472.79	3441.05

II.7.4.Descente des charges DTR charge et surcharge [B.C.22] [3]

II.7.2.1.Surcharges d'exploitation

Comme il est rare que toutes les surcharges d'exploitation agissant 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.

$$\mathbf{Q_0+\frac{3+n}{2n}\,(Q_1+Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots+Q_n).}$$

Avec :

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

Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q2….Q_n : les charges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.28 : surcharges d'exploitation de chaque niveau

N	Q (kN/m²)	St m²	Q (kN)	$\frac{3+n}{2n}$	Q (KN)	Qcum (kN)
1	1	40.425	40.425	1	40.425	40.425
2	1.5		60.64	1	60.64	101.07
3	1.5		60.64	1	60.64	161.71
4	1.5		60.64	0.875	53.06	214.77
5	1.5		60.64	0.80	48.51	263.28
6	1.5		60.64	0.75	45.48	308.76
7	1.5		60.64	0.714	43.29	352.05
8	1.5		60.64	0.687	41.66	393.71
9	1.5		60.64	0.666	40.39	434.1
10	1.5		60.64	0.65	39.42	473.52
11	2.5		101.06	0.636	64.27	537.79

Tableau II.29 : Vérification de 1.1Nu≤ Nu

N	Q_{cum} (kN)	G_{cum} (kN)	Nu (KN)	1.1 N_U	Nu (KN)	1.1Nu≤ Nu
1	40.425	312.01	481.86	530.05	7557.591	vérifiée
2	101.07	609.27	974.12	1071.53	7557.591	vérifiée
3	161.71	1082.06	1703.35	1873.69	11650.24	Vérifiée
4	214.77	1390.15	2198.86	2418.75	10632.480	Vérifiée
5	263.28	1698.24	2687.54	2956.29	10632.480	Vérifiée
6	308.76	2012.45	3179.95	3497.95	12362.035	Vérifiée
7	352.05	2326.66	3669.07	4035.98	12362.035	Vérifiée
8	393.71	2326.66	3731.56	4104.72	12362.035	Vérifiée
9	434.1	2647.46	4225.22	4647.74	14219.49	Vérifiée
10	473.52	2968.26	4717.43	5189.17	14219.49	Vérifiée
11	537.79	3441.05	5452.11	5997.32	11650.24	Vérifiée

Toutes les valeurs de 1.1Nu sont inferieur aux valeurs de Nu.

Conclusion

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

Tableau VII.30 : les sections des éléments résistances

Section (cm)							
Niveau	Poteaux	Poutre principale	Poutre secondaire	Plancher (corps creux)	Plancher Dalle pleine	Voile EC	Voile périphérique
2 niveaux	55x60	40 x 55	30x40	16+4	11	20	30
2 niveaux	60x65						
3 niveaux	65x70						
3 niveaux	70x75						
6 niveaux	75x80						
RDC	80x85						
2 sous-sols	85x90						

Chapitre III

les éléments secondaires

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 = 1.875 kN/ml	ELU	
	Effort normal	N_u= 1.35G = 1.35x1.875= 2.53 kN
	Moment	M_u = 1.5xQxh=1.5x1x0.6=0.9 kN
	Effort tranchant	T_u = 1.5Q = 1.5x1 = 1.5 kN
Q = 1 kN/ml	ELS	
	Effort normal	N_{ser}= G= 1.875 kN
	Moment	M_{ser} =Qxh=1x0.6=0.6 kN
	Effort tranchant	T_{ser}= Q = 1 kN

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'armatures

f_{c28} = 40Mpa	f_{tj}= 3 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 22.66 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
A= 4.4 cm^2	$A_{choisie}$=6HA10 = 4.71 cm^2			St= 15 cm
A_{rep} = 1.18 cm^2	$A_{rep\ choisie}$= 4HA8 = 2.01 cm^2			St= 15 cm

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= 0.3 Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	vérifiée		τ= 0.02 Mpa	τ_{adm}=4 Mpa	Vérifiée
σ_S = 2.2 Mpa	$\sigma_{S'}$= 2.7 Mpa	σ_{adm}=241.0 Mpa	vérifiée			

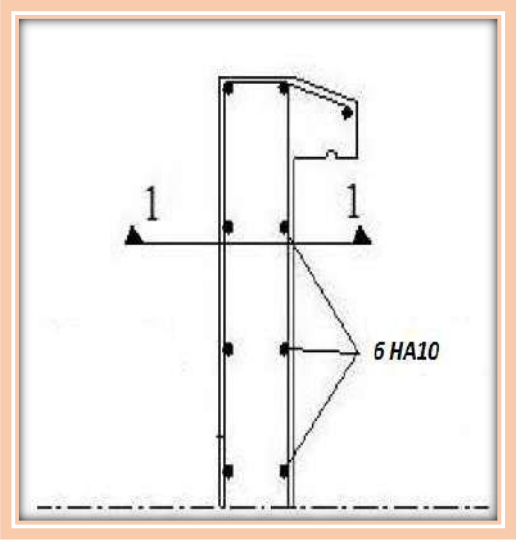


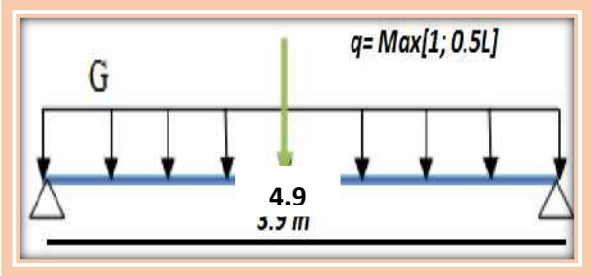
Figure III.1 : Ferraillage de l'acrotère

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



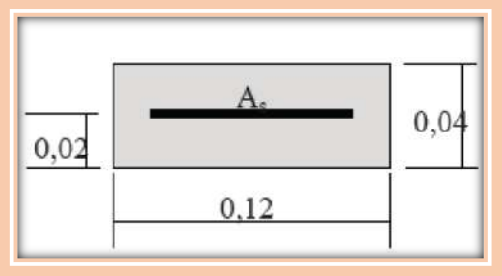


Figure III.2 : schématisation de la poutrelle avant coulage

III.3.1. Détermination du nombre d'étaiements :

Tableau III.4 : Détermination du nombre d'étaiements

N_{bre} d'étaiements	Longueur de travée	G(kN/m)	Q(kN)	f_G(mm)	f_Q(mm)	f(mm) f_G+f_Q	$\overline{f}$(mm)	$f \leq \overline{f}$
0	4.90	0.77	2.45	264.22	274.51	538.41	9.8	Non vérifiée
1	2.45	0.77	1.23	16.51	15.18	31.69	4.9	Non vérifiée
2	1.63	0.77	1	3.24	4.12	7.36	3.26	Non vérifiée
3	1.23	0.77	1	1.05	1.77	2.82	2.46	Non vérifiée
4	0.98	0.77	1	0.423	0.89	1.31	1.96	vérifiée

❖ On doit disposer 4 étaiements.

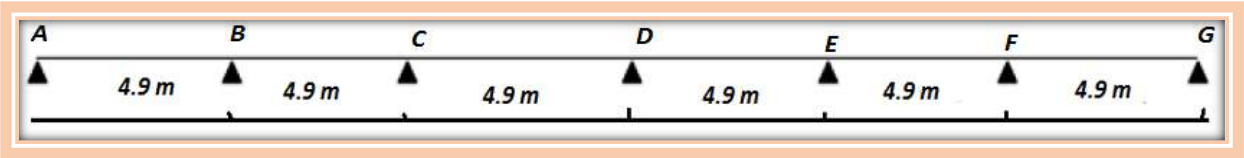
b. Etape 2 : Après coulage

La poutrelle est considérée comme une poutre continuée.

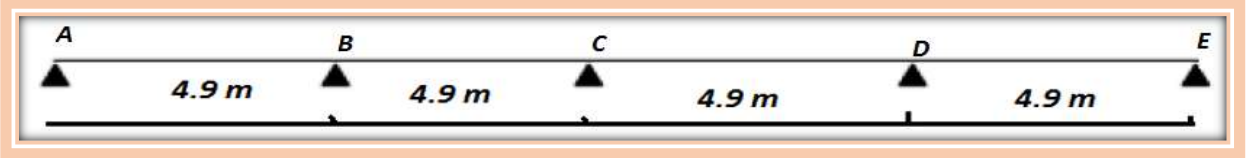
➢ 3 types de poutres continues sont à envisager :

- Type 1 : poutrelle à 6 travées
- Type 2 : poutrelle à 4 travées
- Type 3 : poutrelle à 3 travées

❖ **Type1**



❖ **Type 2**



❖ **Type 3**



Tableau III.5 : les sollicitations max en travée et aux appuis

		ELU				ELS		
		M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	T (kN)	M_0 (kN.m)	M_{tser} (kN.m)	M_{aser} (kN.m)	M_0 (kN.m)
Plancher terrasse		13.93	9.95	16.25	19.91	10.17	7.27	14.53
Plancher EC	Habitation	14.35	10.11	17.74	20.22	10.40	7.32	14.65
	commerce	23.94	15.23	23.00	30.46	16.89	10.74	21.49
	Bureau	17.083	11.57	20.31	23.14	12.25	8.30	16.60
Sous-sol	Dépôt	19.82	13.04	22.88	26.07	14.10	9.27	18.55

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

III.3.2.1.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher terrasse :

Tableau .III.6 : La section d'armatures

Plancher terrasse				
f_{c28} = 40Mpa	f_{tj}= 3 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 22.66 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
En travée	A=2.3 cm^2	$A_{choisir}$= 3HA10 = 2.26 cm^2		
En appui	A= 1.7 cm^2	$A_{choisie}$=1HA10+1ch HA12 = 1.92 cm^2		

III.3.2.2 : Vérification des contraintes à l'ELS du plancher terrasse :

Tableau .III.7 : Vérification des contraintes

Vérification dse contraintes à LELS				Vérification au cisaillement		
En travée	σ_b= 4.8 Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	vérifie	τ= 1.25 Mpa	τ_{adm}= 4 Mpa	Vérifiée
En appui	σ_b= 11.2 Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	vérifie			
Vérification de la flèche			f = 7.1 mm	f_{adm} = 9.8 mm		Vérifiée

III.3.2.3.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher habitation :

Tableau .III.8 : La section d'armatures

Plancher habitation				
F_{c28} = 40 Mpa	F_{tj}= 3 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 22.66 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
En travée	A=2.3 cm^2	$A_{choisie}$= 3HA10 = 2.36 cm^2		
En appui	A= 1.8 cm^2	$A_{choisie}$=1HA10+1ch HA12 = 1.92 cm^2		

III.3.2.4 : vérification des contraintes à l'ELS du plancher habitation :

Tableau .III.9 : vérification des contraintes

Vérification de contrainte à LELS				Vérification de cisaillement		
En travée	σ_b= 4.8 Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	vérifiée	τ= 1.23 Mpa	τ_{adm}= 4 Mpa	Vérifiée
En appui	σ_b= 11.2 Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	vérifiée			
Vérification de la flèche			f = 7.1 mm	f_{adm} = 9.8 mm		Vérifiée

III.3.2.5.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher commerce :

Tableau .III.10 : La section d'armatures

Plancher EC (commerce)				
f_{c28} = 40Mpa	f_{tj}= 3 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 22.66 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
En travée	A=4 cm^2	$A_{choisie}$= 4HA12 = 4.52 cm^2		
En appui	A= 2.8 cm^2	A_{choise}=1HA10+2ch HA10 = 3.05 cm^2		

III.3.2.6 : vérification des contraintes à l'ELS du plancher commerce :

Tableau .III.11 : Vérification des contraintes

Vérification des contraintes à LELS				Vérification au cisaillement		
En travée	σ_b= 5.5 Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	vérifie	τ= 1.68Mpa	τ_{adm}= 4 Mpa	Vérifiée
En appui	σ_b= 14.2 Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	vérifie			
Vérification de la flèche			f = 8.8 mm	f_{adm} = 9.8 mm		Vérifiée

III.3.2.7.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher bureau :

Tableau .III.12 : La section d'armatures

Plancher (bureau)				
f_{c28} = 40Mpa	f_{tj}= 3 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 22.66 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
En travée	A=2.8 cm^2	$A_{Choisie}$= 3HA12 = 3.39 cm^2		
En appui	A= 2 cm^2	$A_{choisie}$=1HA112+1ch HA12 = 2.26 cm^2		

III.3.2.8 : Vérification des contraintes à l'ELS du plancher bureau :

Tableau .III.13 : Vérification des contraintes

Vérification de contrainte à LELS				Vérification de cisaillement		
En travée	σ_b= 5 Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	vérifiée	τ= 1.48 Mpa	τ_{adm}= 4 Mpa	Vérifiée
En appui	σ_b= 12.2 Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	vérifiée			
Vérification de la flèche			f = 7.2 mm	f_{adm} = 9.8 mm		Vérifiée

III.3.2.9 : Calcul du ferraillage de la poutrelle de plancher du sous-sol :

Tableau .III.14 : La section d'armature

Plancher (dépôt)				
f_{c28} = 40 Mpa	f_{tj}= 3 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 22.66 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
En travée	A=3.3 cm^2	A_{choisi}= 3HA12 = 3.39 cm^2		
En appui	A= 2.3cm^2	A_{choisi}=1HA112+2ch HA10 = 2.70 cm^2		

III.3.2.10 : vérification des contraintes à l'ELS de plancher de sous-sol :

Tableau .III.15 : Vérification des contraintes

Vérification des contraintes à LELS				Vérification au cisaillement		
En travée	σ_b= 5.8 Mpa	$\sigma_{b\ adm}$= 24 Mpa	vérifie	τ= 1.48 Mpa	τ_{adm}= 4 Mpa	Vérifiée
En appui	σ_b= 13.1 Mpa	σ_{badm} = 24 Mpa	vérifie			
Vérification de la flèche			f = 8.3 mm	f_{adm} = 9.8 mm		Vérifiée

- Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III.16 : La section d'armatures

	Terrasse	Habitation	Commerce	Bureau	Dépôt
En travée	3HA10	3HA10	4HA12	3HA12	3HA12
En appui	1HA10+1chHA12	1HA10+1chHA12	1HA10+1chHA12	1HA10+1chHA12	1HA112+2chHA10

- On adopte un plancher 16+4.

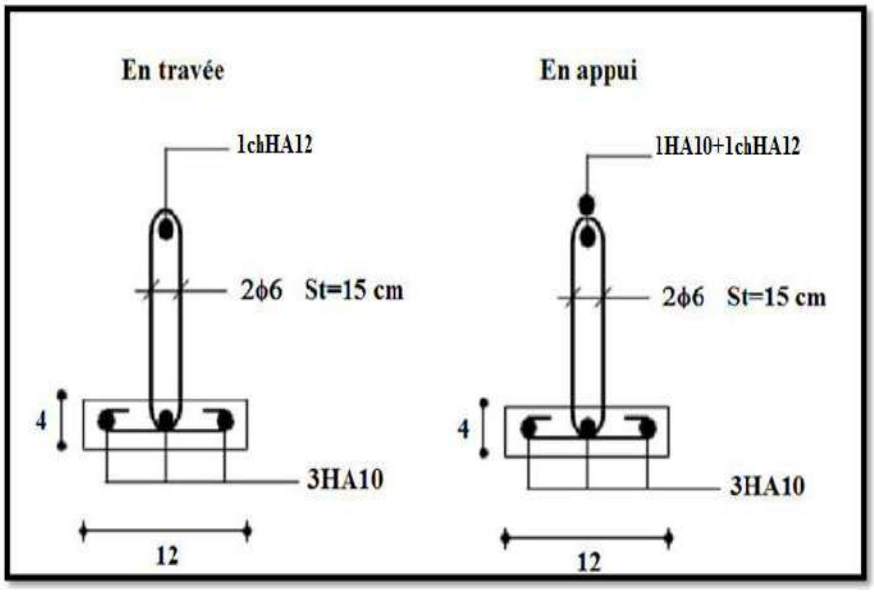


Figure III.3 : Ferraillage des poutrelles

III.4.L'escalier :

Le schéma statique de ce type est comme suit :

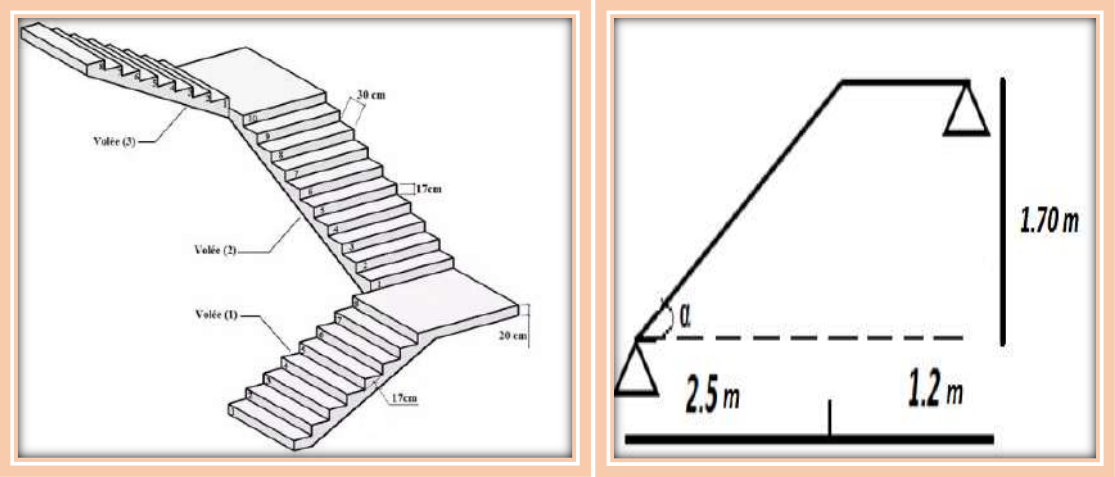


Figure III.4 : Dimensions de l'escalier

Tableau III.17 : Dimensions de l'escalier

L_{max} (cm)	n contre marche	n-1marche	h (cm)	g (cm)	e_p (cm)
540	10	9	17	30	15

III.4.1.Evaluation des charges et surcharges

- **Palier**

Tableau III.18 : Evaluation de la charge permanente du palier

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Poids propre du palier	0.17	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	20	0.36
G = 5.45 KN/m²			

Surcharge d'exploitation Q= 2.5 KN/m²

➢ **Paillasse**

Tableau III.19 : Evaluation de la charge permanente de paillasse

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
lite de sable	0.02	17	0.54
Poids propre des marches	-	25	2.13
Poids propre de la paillasse	0.17	25	4.54
Enduit ciment	0.02	18	0.36
G = 8.37 kN/m^2			

Tableau III.20 : Moment à L'ELU et L'ELS

ELU	
M_t = 17.57 kN.m	M_a = 10.34 kN.m
ELS	
M_t = 11.91 kN.m	M_a = 7.01 kN.m

III.4.2.Ferraillage de l'escalier

Tableau .III.21 : la section d'armatures

f_{c28} = 40Mpa	f_{tj}= 3 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 22.66 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
En travée	A=4.2 cm^2	$A_{choisie}$= 7HA12= 7.92 cm^2		St = 15 cm
En appui	A= 2.4 cm^2	$A_{choisie}$=7HA12 = 7.92 cm^2		St = 15 cm
A_{rep} = 1.13 cm^2	$A_{rep\ choisie}$ = 5HA10 = 3.93 cm^2			St = 20 cm

Tableau .III.22: Vérification des contraintes

Vérification des contrainte à LELS						
En travée	σ_b= 4.9 Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	vérifie	σ_s=136.6 Mpa	σs_{badm}= 241 Mpa	vérifiée
En appui	σ_b= 1.6 Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	vérifie	σ_s= 15.7 Mpa	σ_{sadm}= 241 Mpa	vérifiée
Vérification au cisaillement			τ= 0.290 Mpa		τ_{adm}= 4 Mpa	vérifiée
Vérification de la flèche			f = 3.5 mm		f_{adm} = 7.4 mm	vérifiée

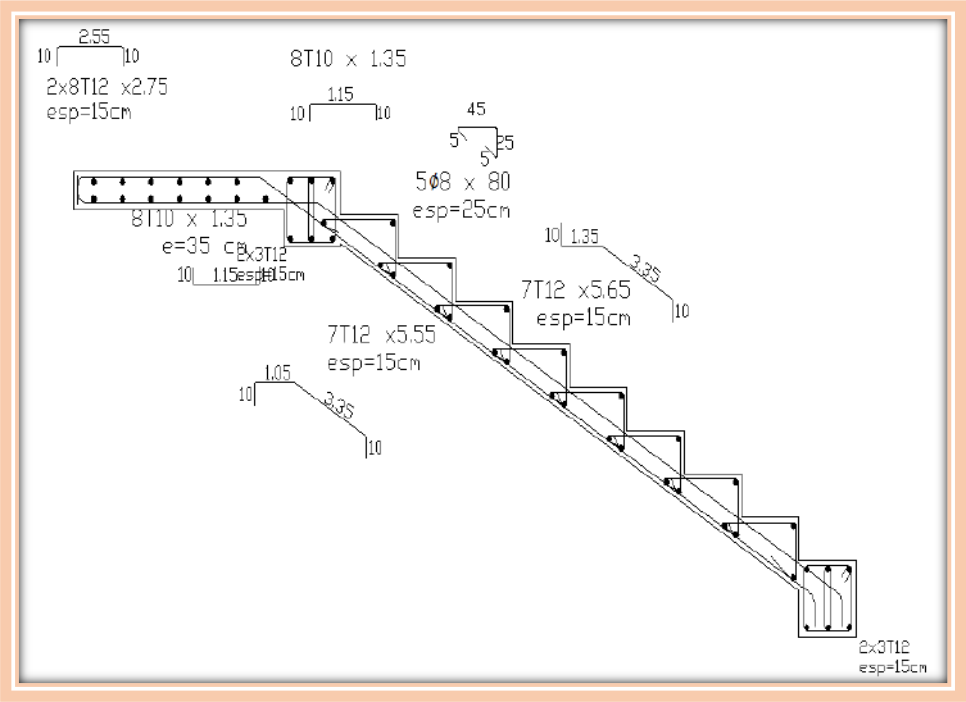


Figure III.5 : Ferraillage de l'escalier

III.5.La dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont l'épaisseur est inférieure aux autres dimensions, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité. On distingue dans notre structure deux types de dalle pleine de formes régulière reposant sur 3 ou 2 appuis avec des dimensions différentes.

III.5.1.Méthode de calcul [6]

La méthode utilisée est celle des lignes de rupture.

Tableau III.23 : Détermination des charges de la dalle

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	Q_U (KN/m²)	Q_{SER} (KN/m²)
Etage courant	7.07	3.5	14.79	10.57

III.5.1.1. Calcul des sollicitations

On a : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.2}{6.5} = 0.49 > 0.4$

- Donc la dalle travaille suivant deux directions.

Le calcul ce fera par la méthode des lignes de rupture.

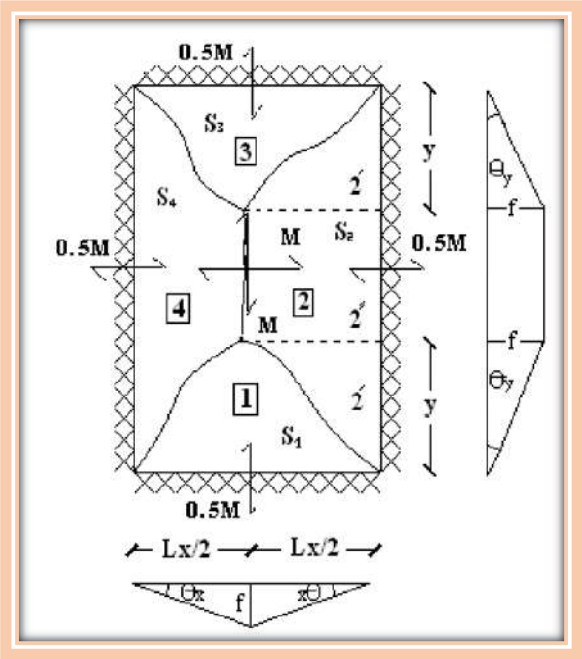


Figure III.6 : Dalle reposant sur 4 appuis.

- **travail externe**

$T_{ext} = T_1+T_2+T_3+T_4$

$T_{ext}= q\ f\ (10.4 – 3.2y)$

- **Travail interne**

$T_{int}= T_1+T_2+T_3+T_4$

$T_{int} = M\ f\ (\frac{9.6}{y} +12.18)$

- **Principe du travail virtuel**

$T_{int} = T_{ext}$ donc $q= \frac{M\ (\frac{9.6}{y}+12.18)}{10.4-3.2\ y}$ ……(1)

III.5.2. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tableau III.24 : Ferraillage de la dalle pleine

F_{c28} = 40Mpa		Mu (kN.m)	F_{tj}= 3 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 22.66 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa	S_t (cm)
Sens X	En travée	4.9	A=1.88cm²	$A_{choisie}$= 4HA10=3.14 cm²		A_{min}= 1.1 cm²	25
	En appui	2.45	A= 0.94cm²	$A_{choisie}$=4HA10=3.14 cm²		A_{min}= 1.1 cm²	25
Sens-Y	En travée	4.9	A= 2.24cm²	$A_{choisie}$=4HA10=3.14 cm²		A_{min}= 1.1 cm²	25
	En appui	2.45	A= 1.10cm²	$A_{choisie}$=4HA10=3.14 cm²		A_{min}= 1.1 cm²	25

Tableau III.25 : Vérification des contraintes

	Vérification de contrainte à LELS				Vérification de cisaillement		
Sens X	En travée	σ_b= 0.47 Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	Vérifiée	τ=0.986 Mpa	τ_{adm} =1.4Mpa	Vérifiée
	En appui	σ_b= 0.23Mpa		Vérifiée			
Sens -Y	En travée	σ_b= 0.59 Mpa		Vérifiée	τ=0.243 Mpa		Vérifiée
	En appui	σ_b= 0.29 Mpa		vérifiée			

II.5.3.Vérification de la flèche

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche .

$\frac{h}{L}$=0.031≥ $\frac{M_T}{20\ M_0}$ =0.009 (vérifie)

$\rho \leq \frac{2}{f_e}$ $\rho = \frac{A}{b\ d}$ = 4.19.10^{-3}≤ $\frac{2}{f_e}$ = 5.10^{-3}(vérifiée)

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

III.6.Dalle machine

III.6.1.Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- Le moteur (machine)
- La dalle supportant la machine
- Les cabines d'ascenseur

III.6.2.Prédimensionnement

Nous avons deux conditions à vérifier

- Résistance à la flexion
- Condition de l'E.N.A (entreprise nationale de l'ascenseur)

Tableau III.26. : Les deux conditions

Résistance à la flexion	$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40}$	$\frac{128}{45} \leq e \leq \frac{128}{40}$	2.84 ≤ e ≤ 3.2
Condition de l'E.N.A	e ≥ 25 cm	on prend	e=25 cm
Poids propre de la dalle	G = 0.25 x 25 = 6.25 kN/m^2		

III.6.3.La charge permanente et la charge d'exploitation

Tableau III.27 : Poids de la machine

P (kN)						
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
4.5	3.5	7	9	12.5	10	2.3
$\sum$ p = 48.8 kN						

$q = \sum \frac{P}{S} = \frac{48.8}{1.28x1.44} = 26.48$ kN/m^2 $G_{totale} = 2648 + 6.25 = 32.73$ kN/m^2

Tableau III.28 : des charges de la dalle

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	Pu =1.35G + 1.5 Q	Ps= G+Q
32.73	5	51.69 KN/m^2	37.73 KN/m^2

III.6.4.calcul des sollicitations

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 4 côtés.

On a : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{128}{144} = 0.88 > 0.4$

- Donc la dalle travaille suivant deux directions.
- Le calcul ce feras par la méthode des lignes de rupture.

III.6.5.Ferraillage de la dalle

- **Travail externe**

$T_{ext} = q\ f\ (0.92 - 0.4y)$

- **Travail interne**

$T_{int} = M\ f\ (\frac{3.84}{y} + 6.76)$

- **Principe du travail virtuel**

$T_{int} = T_{ext}$ donc $q = \frac{M\ (\frac{14.7}{y} + 12.24)}{24.5 - 1.62\ y}$ ……(1)

On dérive « q » par rapport à « y » pour déterminer **y**.

$\frac{dq}{dy} = 0$ $2.7y^2 + 3.1y - 3.53 = 0$ (*) $y = 0.78$ m

Pour trouver « M » on remplace la valeur de « y » dans l'équation (*) on trouve M=0.05q

III.6.6. Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tableau III.29 : Ferraillage de la dalle pleine

F_{c28} = 40Mpa		M_u (KN.m)	F_{tj}= 3 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 22.66 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa	S_t (cm)
Sens X	En travée	2.58	A=0.33 cm^2	$A_{choisie}$= 4HA10=3.14 cm^2		A_{min}= 2.5 cm^2	25
	En appui	1.29	A= 0.16 cm^2	$A_{choisie}$=4HA10=3.14 cm^2		A_{min}= 2.5cm^2	25
Sens-Y	En travée	2.58	A= 0.35 cm^2	$A_{choisie}$=4HA10=3.14 cm^2		A_{min}= 2.5 cm^2	25
	En appui	1.29	A= 0.17 cm^2	$A_{choisie}$=4HA10=3.14 cm^2		A_{min}= 2.5 cm^2	25

Tableau III.30 : Vérifications à L'ELS

	Vérification des contraintes à LELS				Vérification au cisaillement		
Sens X	En travée	σ_b= 0.43 Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	vérifie	τ=0.01 Mpa	τ_{adm}= 1.4Mpa	Vérifiée
	En appui	σ_b= 0.22Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	vérifie			
Sens-Y	En travée	σ_b= 0.46 Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	vérifie	τ=0.011Mpa		Vérifiée
	En appui	σ_b= 0.23 Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	vérifie			

- **Vérification de la flèche**

Si les deux conditions sont vérifiées il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche

$\frac{h}{L}$=0.2 ≥ $\frac{M_T}{20\,M_0}$ =0.017 (vérifiée)

$\rho \leq \frac{2}{f_e}$ $\rho = \frac{A}{b\,d} = 1.37.10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5.10^{-3}$ (vérifie)

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

III.6.7. Vérification au poinçonnement

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$Qu \leq F_{limite} = 0.045\ Uc\ h\ \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Uc = (a+b + 2h) x 2

Avec :

uc : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : La hauteur totale du dalle.

a,b : Dimensions de la dalle.

Tableau III.31 : Vérification au non poinçonnement

Qu (kN/m^2)	h (mm)	f_{c28} (Mpa)	γ_b	a (mm)	b (mm)	uc (mm)	F_{limite} (kN)	$Qu \leq F_{limite}$
51.69	250	40	1.5	1280	1440	6440	1449	Vérifiée

Chapitre IV

Etude climatique

IV.1.Etude thermique [Art.3.1.3.3] [2]

IV.1.1.Introduction

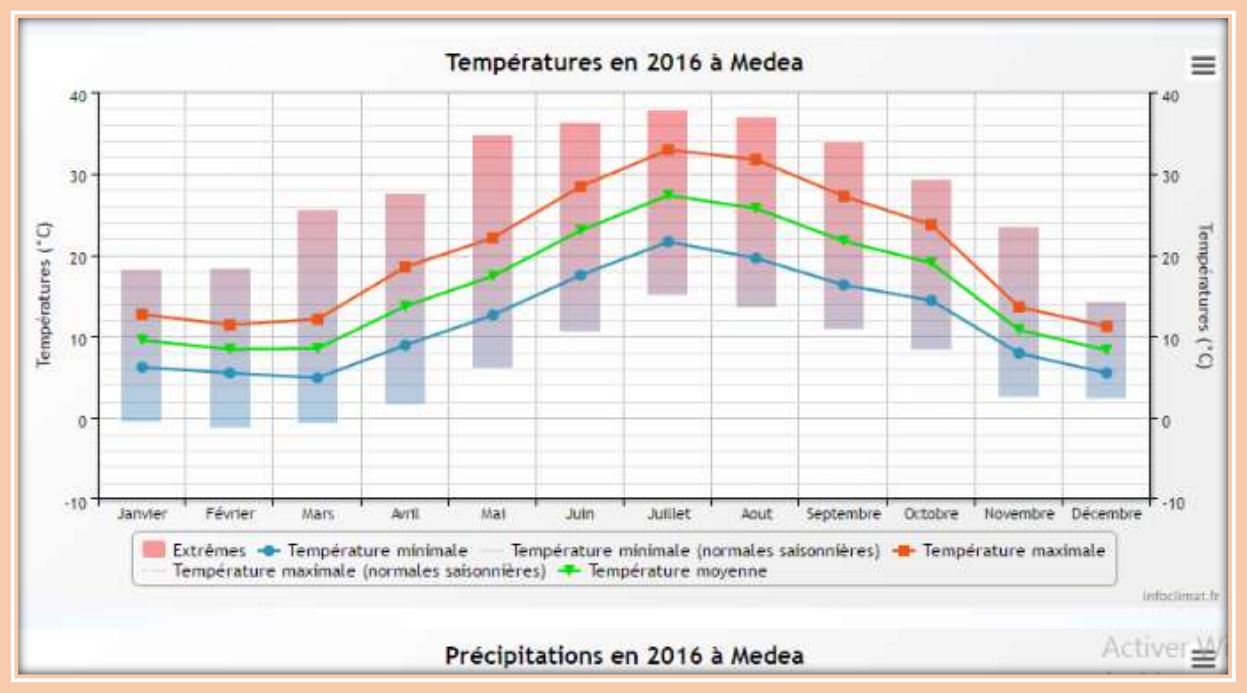
Le règlement CBA 93 exige une étude des actions de la température climatique que pour toutes constructions situées à l'air libre des variations uniformes de températures suivantes :

− En Algérie du Nord (climat tempéré) : 35° C et - 15° C.

− Pour le proche et le moyen Sud : 45° C et - 20° C.

− Pour l'extrême Sud : + 50° C et - 30° C.

Donc, en plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.



IV.1.2. La procédure du calcul C.B.A93 [Art.3.3.2]

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plan L_X = 26.5m et L_Y = 29.4 m, un calcul à la température a été conduit sur la base **Δt = 11.3°C**

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité, les plus exposées à la variation de température, en l'occurrence les poutres où on tiendra compte que de la dilatation horizontale.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel **SAP2000V19.1** en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

Les sollicitations les plus défavorables sont 1,35 G + 1,5 Q + 1.5 T (ELU)

❖ **Sens X :** $N_X = \theta.S.E.\Delta t$

Tableau IV.1 : étude thermique suivant x

E (Mpa)	S_p (m²)	Δt (°C)	θ	N_x=1147.77 kN
37619.47	0.27	11.3	$1x10^{-5}$	

❖ **Sens Y :** $N_Y = \theta.S.E.\Delta t$

Tableau IV.2 : étude thermique suivant Y

E (Mpa)	S_p (m²)	Δt (°C)	θ	N_x=463.47 kN
37619.47	0.12	11.3	$1x10^{-5}$	

Avec :

Δt : variation de la température

Θ : gradient thermique

S : surface de la poutre

E ; module de YOUNG

N : effort thermique

IV.2.Etude de l'effet de la neige [7]

D'après les ingénieurs du CTC centre de Médéa, l'effet de la neige sur notre structure est négligeable car elle dépond de l'environnement climatique : durée de la saison de neige, ensoleillement et la fonte de la neige.

IV.3.Etude du vent [7]

IV.3.1.Introduction

Dans ce chapitre, nous allons évaluer les actions du vent sur notre bâtiment. La référence pour cette étude est la règlementation Algérienne appelée "Règles RNV 99 version 2013" dont le code de classement est le DTR C2-47 publiée en l'an 2000.

Le vent est un phénomène de mouvement de l'aire qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine de génie civil les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

Notre Tour sera orientée de façon aérodynamique selon les vents dominants la ville de Médéa (sud-ouest) classée comme zone A.

Longueur : 29.40m

Largeur : 26.50m

Hauteur : 63.85m



Figure IV.1 : L'orientation et l'effet du vent (vu en élévation)

Données relatives au site [7]

Site plat $\Rightarrow C_t(z) = 1$

Site d'implantation : W. Médéa $\Rightarrow$ Zone I $\Rightarrow q_{réf} = 375$ N/m^2.

IV.3.2.Valeur de la pression dynamique [7]

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivision le maître couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée ci-dessus :

Les constructions avec planchers intermédiaires (Bâtiment, Tours, etc. …) dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur d'étage, n est le nombre de niveaux de la construction.

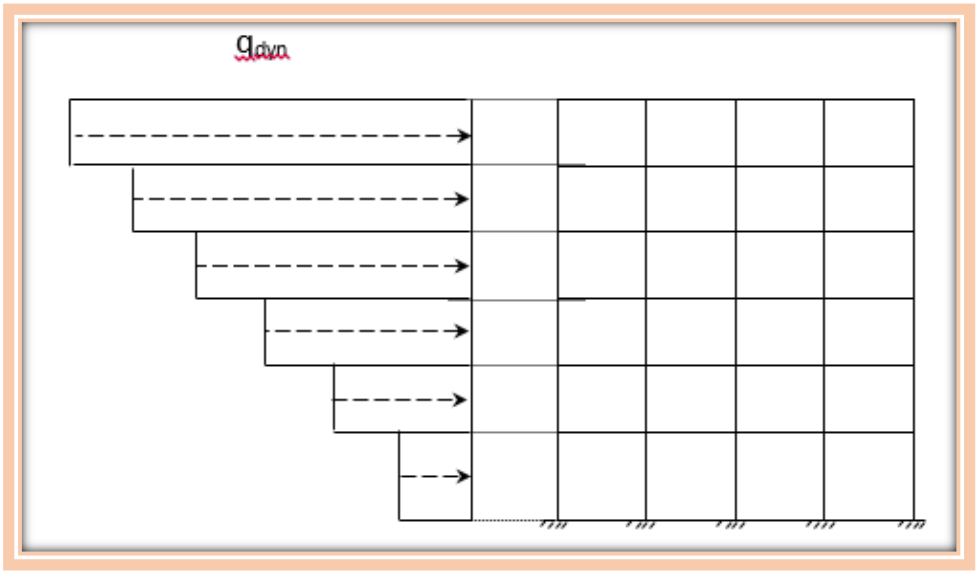


Figure IV.2 : Répartition de la pression dynamique

La pression dynamique $q_{dyn}(z)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_{dym}(zj) = q_{ref} \times C_e(zj)$$

où :

$q_{réf}$ (N/m^2) : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes $q_{réf}$ est donnée par le tableau 2.3 (RNV99 p.46) en fonction de la zone de vent.

C_e : est le coefficient d'exposition au vent.

IV.3.2.1.détrmination du coefficient dynamique C_d [7]

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure, on utilise la figure 3.1 (RNV99 page 51). La lecture pour h = 63.58 m et b = 26.5 m donne (après interpolation) $\mathbf{C_d \approx 0,96}$

IV.3.2.2.détrmination du coefficient d'exposition C_e [7]

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$C_d \approx 0,96 < 1,2$: La structure est donc considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques, le coefficient d'exposition sera donc calculé à l'aide de la formule 2.13 (RNV99 page 46).

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_t(z) \times C_r(z)}\right]$$

Où :

K_T : Facteur de terrain

C_t : Coefficient de topographie

C_r : Coefficient de rugosité

z(m) : Hauteur considéré

IV.3.2.3.Coefficient de rugosité [7]

Le coefficient de rugosité C_r (Z) traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

Il est défini par la loi logarithmique suivante :

$$C_r = k_T \times \ln\left(\frac{Z}{Zo}\right) \quad pour \quad Z\min \le Z \le 200\,m$$

$$C_r = k_T \times \ln\left(\frac{Z\min}{Zo}\right) \quad pour \quad Z \lhd Z\min$$

IV.3.2.4.Catégories de terrain [7]

La catégorie de terrain est obtenue à partir du tableau 2.4 (RNVA99 p.47), ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- K_T : facteur de terrain.
- z_o : paramètre de rugosité (en m).
- z_{min} : hauteur minimale.
- ε : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d.

Alors on obtient : Terrain de la catégorie III ⇒

$k_T = 0,24$

$z_o = 1$ m

$z_{min} = 16$ m

ε = 0.46

IV.3.2.5.Coefficient de topographie [7]

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc.

La valeur de $C_t(z)$ est tirée du tableau 2.5 (RNVA 99 page 48) :

Site plat $\Rightarrow$ **$C_t(z) = 1$**

Tableau IV.3 : pression dynamique

Z (m)	Zj(m)	Ct	Cr	Ce	q_{dynm}
3.74	1.87	1.00	0.150	0.275	103.10
7.48	5.44	1.00	0.407	0.848	318.07
11.22	9.18	1.00	0.532	1.177	441.38
14.96	12.92	1.00	0.614	1.409	528.31
18.7	16.66	1.00	0.675	1.590	596.25
22.44	20.4	1.00	0.724	1.740	652.37
26.18	24.14	1.00	0.764	1.868	700.36
29.92	27.88	1.00	0.799	1.980	742.40
33.66	31.62	1.00	0.829	2.080	779.87
37.4	35.36	1.00	0.856	2.170	813.72
41.14	39.1	1.00	0.880	2.252	844.63
44.88	42.84	1.00	0.902	2.328	873.09
48.62	46.58	1.00	0.922	2.399	899.48
52.36	50.32	1.00	0.940	2.464	924.11
56.1	54.06	1.00	0.958	2.526	947.19
59.84	57.8	1.00	0.974	2.584	968.93
63.58	61.54	1.00	0.989	2.639	989.49

IV.3.3.Détermination des coefficients de pression [7]

IV.3.3.1.Détrmination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

- **Parois verticales :**

e = min(2h ,b) = min(26.5; 2x63.58) = 26.5 m

d = 29.4 m

Cas d ≤ e .....RNVA (99) page64

On a s>10 m².....$C_{pe}=C_{pe10}$

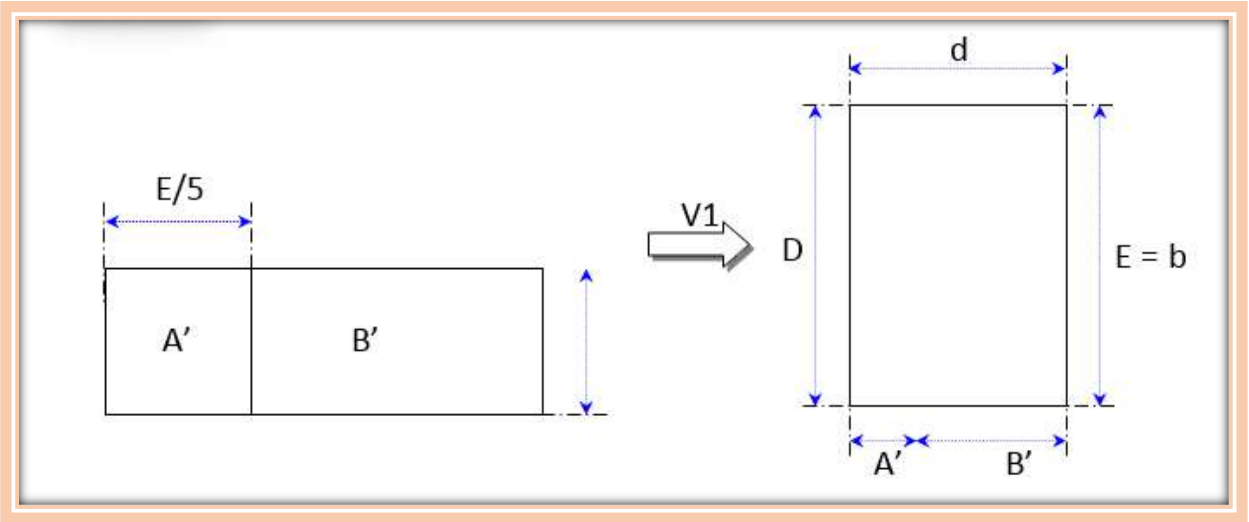


Figure IV.3: Legend pour les toirtures plates

Tableau IV.4: la valeur de C_{pe}

A'	B '	D	E
-1	-0.8	+0.8	-0.3

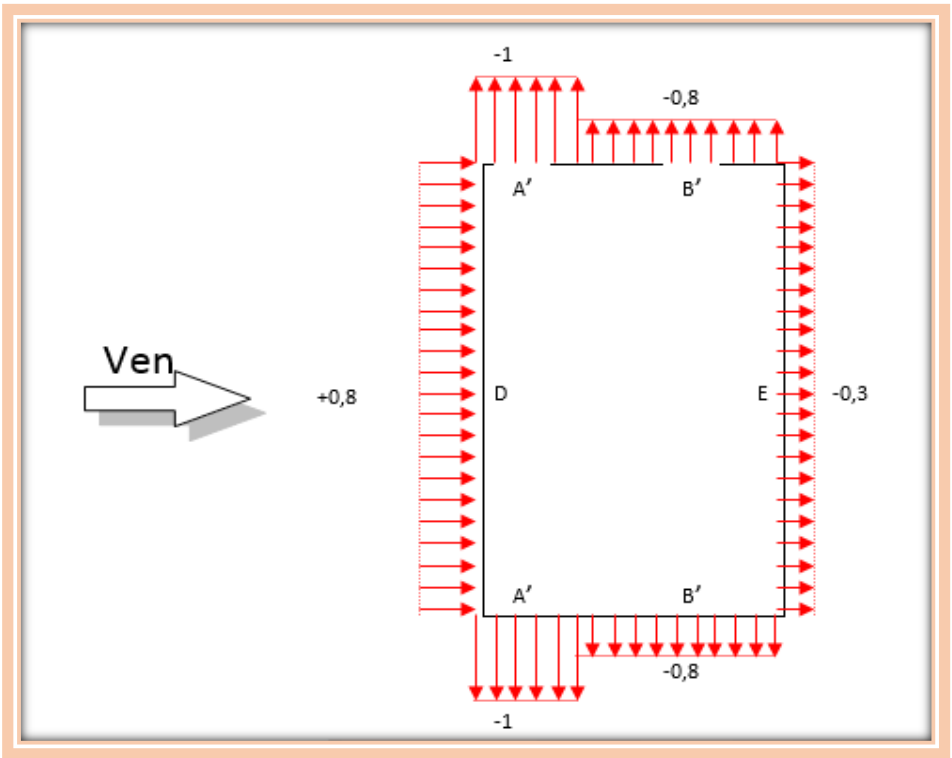


Figure IV.4: Répartition de la pression du vent

IV.2.3.2.Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} [7]

Dans notre cas, on a un bâtiment avec cloisons intérieures, les valeurs extrêmes suivantes peuvent être utilisées : **C_{pi} = 0,8 et C_{pi} = 0,5.**

IV.2.3.3.Détermination de la pression due au vent [7]

La pression du vent s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times W(z_j) \text{..... } N/m^2$$

Tel que $W(z_j)$ est obtenu avec la formule suivante :

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times \left[C_{pe} - C_{pi}\right] \text{..... } N/m^2$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.5 : La pression due au vent

Z_j (m)	Zone	C_d	q_{dyn} (N/m²)	C_{pe}	C_{pi}	w	q_j (N/m²)
3.74	A'	0,96	103.1	- 1,0	+ 0,8	-185.58	-178.16
	B'	0,96	103.1	- 0,8	+ 0,8	-164.96	-158.36
	D	0,96	103.1	+ 0,8	+ 0,8	0	0.00
	E	0,96	103.1	- 0,3	+ 0,8	-113.41	-108.87
7.48	A'	0,96	318.07	- 1,0	+ 0,8	-572.53	-549.63
	B'	0,96	318.07	- 0,8	+ 0,8	-508.91	-488.55
	D	0,96	318.07	+ 0,8	+ 0,8	0	0.00
	E	0,96	318.07	- 0,3	+ 0,8	-349.87	-335.88
11.22	A'	0,96	441.38	- 1,0	+ 0,8	-794.48	-762.70
	B'	0,96	441.38	- 0,8	+ 0,8	-706.21	-677.96
	D	0,96	441.38	+ 0,8	+ 0,8	0	0.00
	E	0,96	441.38	- 0,3	+ 0,8	-485.52	-466.10
14.96	A'	0,96	528.31	- 1,0	+ 0,8	-950.96	-912.92
	B'	0,96	528.31	- 0,8	+ 0,8	845.29	811.48
	D	0,96	528.31	+ 0,8	+ 0,8	0	0.00
	E	0,96	528.31	- 0,3	+ 0,8	-581.14	-557.89
18.7	A'	0,96	596.25	- 1,0	+ 0,8	-1073.25	-1030.32
	B'	0,96	596.25	- 0,8	+ 0,8	954	915.84
	D	0,96	596.25	+ 0,8	+ 0,8	0	0.00
	E	0,96	596.25	- 0,3	+ 0,8	-655.88	-629.64
22.44	A'	0,96	652.37	- 1,0	+ 0,8	-1174.27	-1127.30
	B'	0,96	652.37	- 0,8	+ 0,8	-1043.79	-1002.04
	D	0,96	652.37	+ 0,8	+ 0,8	0	0.00
	E	0,96	652.37	- 0,3	+ 0,8	-717.61	-688.91
26.18	A'	0,96	700.36	- 1,0	+ 0,8	-1260.65	-1210.22
	B'	0,96	700.36	- 0,8	+ 0,8	-1120.58	-1075.76
	D	0,96	700.36	+ 0,8	+ 0,8	0	0.00
	E	0,96	700.36	- 0,3	+ 0,8	770.39	739.57

29.92	**A'**	0,96	742.4	- 1,0	+ 0,8	-1336.32	-1282.87
	B'	0,96	742.4	- 0,8	+ 0,8	-1187.84	-1140.33
	D	0,96	742.4	+ 0,8	+ 0,8	0	0.00
	E	0,96	742.4	- 0,3	+ 0,8	-816.64	-783.97
33.66	**A'**	0,96	779.87	- 1,0	+ 0,8	-1403.77	-1347.62
	B'	0,96	779.87	- 0,8	+ 0,8	-1247.79	-1197.88
	D	0,96	779.87	+ 0,8	+ 0,8	0	0.00
	E	0,96	779.87	- 0,3	+ 0,8	-857.86	-823.55
37.4	**A'**	0,96	813.72	- 1,0	+ 0,8	-1464.69	-1406.10
	B'	0,96	813.72	- 0,8	+ 0,8	-1301.95	-1249.87
	D	0,96	813.72	+ 0,8	+ 0,8	0	0.00
	E	0,96	813.72	- 0,3	+ 0,8	-895.09	-859.29
41.14	**A'**	0,96	844.63	- 1,0	+ 0,8	-1520.33	-1459.52
	B'	0,96	844.63	- 0,8	+ 0,8	-1351.41	-1297.35
	D	0,96	844.63	+ 0,8	+ 0,8	0	0.00
	E	0,96	844.63	- 0,3	+ 0,8	-929.09	-891.93
44.88	**A'**	0,96	873.09	- 1,0	+ 0,8	-1571.56	-1508.70
	B'	0,96	873.09	- 0,8	+ 0,8	-1396.94	-1341.06
	D	0,96	873.09	+ 0,8	+ 0,8	0	0.00
	E	0,96	873.09	- 0,3	+ 0,8	-960.39	-921.97
48.62	**A'**	0,96	899.48	- 1,0	+ 0,8	-1619.06	-1554.30
	B'	0,96	899.48	- 0,8	+ 0,8	-1439.19	-1381.62
	D	0,96	899.48	+ 0,8	+ 0,8	0	0.00
	E	0,96	899.48	- 0,3	+ 0,8	-989.43	-949.85
52.36	**A'**	0,96	924.11	- 1,0	+ 0,8	-1663.39	-1596.85
	B'	0,96	924.11	- 0,8	+ 0,8	-1478.58	-1419.44
	D	0,96	924.11	+ 0,8	+ 0,8	0	0.00
	E	0,96	924.11	- 0,3	+ 0,8	-1016.52	-975.86
56.1	**A'**	0,96	947.19	- 1,0	+ 0,8	-1704.94	-1636.74
	B'	0,96	947.19	- 0,8	+ 0,8	-1515.5	-1454.88
	D	0,96	947.19	+ 0,8	+ 0,8	0	0.00
	E	0,96	947.19	- 0,3	+ 0,8	-1041.91	-1000.23
59.84	**A'**	0,96	968.93	- 1,0	+ 0,8	-1744.07	-1674.31
	B'	0,96	968.93	- 0,8	+ 0,8	-1550.29	-1488.28
	D	0,96	968.93	+ 0,8	+ 0,8	0	0.00
	E	0,96	968.93	- 0,3	+ 0,8	-1064.83	-1022.24
63.58	**A'**	0,96	989.49	- 1,0	+ 0,8	-1781.08	-1709.84
	B'	0,96	989.49	- 0,8	+ 0,8	-1583.18	-1519.85
	D	0,96	989.49	+ 0,8	+ 0,8	0	0.00
	E	0,96	989.49	- 0,3	+ 0,8	-1088.45	-1044.91

Conclusion :

A partir de l'analyse des différentes sollicitations dans ce chapitre, on déduit que pour des structures lourdes (béton armé) les actions climatiques n'ont pas un effet majeur.

V.1. Introduction

Le but principal de ce chapitre est de présenter des méthodes d'analyse des contraintes et des déviations développées dans n'importe quel type de structure lorsqu'elle est soumise à un chargement dynamique arbitraire.

Dans un sens, cet objectif peut être considéré comme une extension des méthodes standards d'analyse structurale, qui concernent généralement uniquement le chargement statique, pour permettre également la prise en compte du chargement dynamique.

Dans ce contexte, la condition de chargement statique peut être considérée comme une forme spéciale de chargement dynamique. Cependant, dans l'analyse d'une structure linéaire, il est commode de distinguer entre les composants statiques et dynamiques du chargement appliqué pour évaluer la réponse à chaque type de chargement, et ensuite supposer que les deux composants résolvent pour obtenir leur effet total. Lorsqu'ils sont traités de la sorte, les méthodes d'analyse statiques et dynamiques ont un caractère fondamentalement différent.

Aux fins de cette présentation, le terme charge dynamique est une charge dont la grandeur, la direction et / ou la position varient avec le temps. De même, la réponse structurelle à une charge dynamique, c'est-à-dire les contraintes et les déviations résultantes, est également variable dans le temps ou dynamique.

V.2. Caractéristiques dynamiques de la structure

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de masse (G)
- Le centre de rigidité (R).

V.2.1. Centre de masse

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; et ce par la formule suivante :

$X_G = \frac{\sum Wi\, Xi}{\sum W_i}$ et $Y_G = \frac{\sum Wi\, Yi}{\sum W_i}$

Avec :

Wi : Poids de la masse concentrée de l'élément « i » du niveau considéré.

Xi et Yi : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

X_G et Y_G : Coordonnées du centre de gravité du niveau par rapport au repère global.

V.2.2.Centre de torsion :

Le centre de torsion est un repère ; il est caractérisé par :

- Une translation du plancher (ensemble des éléments de contreventement) provoquée par une force passant par le point du repere parallèlement et sans rotation.
- Une rotation du plancher (ensemble des éléments porteurs et de contreventement) provoquée par un moment dans le même sens et sans translation.

Il est défini par les formules suivantes :

$$X_R = \frac{\sum Iyi\ Xi}{\sum Iyi} \qquad \text{et} \qquad Y_R = \frac{\sum Ixi\ Yi}{\sum Ixi}$$

Avec :

I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Les poteaux : $I_x = \frac{b\,h^3}{12}$ $I_y = \frac{h\,b^3}{12}$
- Les voiles pleins : $I_x = \frac{L\,e^3}{12}$ $I_y = \frac{e\,L^3}{12}$
- Les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n\, I}{\frac{60}{11}.\frac{2\,m\,c}{(I1+I2)}.\frac{A_0\,(\alpha\,\frac{z}{3})}{\alpha^2}+1}$

Avec :

a_n : coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20\,n} - \frac{1}{30\,n^2} - \frac{1}{30\,n^3}\right)\frac{20}{11}$ si $n \leq 11$

$a_n = 1$ si $n > 11$

I : inertie totale du refend.

E : module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m : moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2\,c}{\frac{1}{A_1}+\frac{1}{A_2}}$$

Ii : moment d'inertie des trumeaux.

Ai : aire des éléments du refend.

2c : distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a : demi-portée de l'ouverture.

α = w.H0 (Coefficient des monolithismes des voiles).

H_0 : hauteur totale du refend.

$W^2=\frac{3\,i\,I\,c}{I_0 m\ a^3\ H}$ Voile à un seul fil d'ouverture.

$W^2=\frac{G}{3\,I\,H}[\,2(\frac{i\,c^2}{a^3})]$ Voile à une deux d'ouvertures

H : hauteur d'étage.

A_0 (α, ξ) : est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut :

$A_0(\alpha,\xi)=(\frac{2}{3}+\frac{2-a^2}{a^3}-\frac{sh\,\alpha}{ch\,\alpha}-\frac{2}{a^2\,ch\alpha})\frac{20}{11}$ si ξ = 0.

Avec : $\xi=\frac{X}{H}$ si 0 < ξ < 1.

$A_0(\alpha,\xi)=\frac{1}{3}(2-3\xi+\xi^3)+\frac{2}{\alpha^2}\xi+\frac{2-a^2}{a^3 ch\,\alpha}\,sh\,\alpha\,(1-\xi)-\frac{2\,ch\,\alpha\,\xi}{a^2 ch\,\alpha}$

Remarque : si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite. Donc, le voile sera considéré comme étant plein.

- **La Tour considérée autostable :**

Tableau V.1 : Centre de masse et centre de torsion

X_G (m)	Y_G (m)	X_R (m)	Y_R (m)
13.250	14.800	13.260	12.586
13.251	14.688	13.260	12.598
13.250	14.690	13.260	12.609
13.257	14.719	13.260	12.618
13.243	14.744	13.260	12.624
13.249	14.686	13.260	12.624
13.249	14.686	13.259	12.618
13.250	14.690	13.257	12.616
13.240	14.710	13.251	12.625
13.197	14.710	13.233	12.651
12.820	15.140	13.187	12.710
15.170	12.510	13.060	12.859
15.190	12.570	12.848	13.106
13.250	14.681	12.613	13.368
11.310	16.930	12.505	13.458
11.270	16.970	12.540	13.312
13.590	14.320	12.714	12.825
13.25	14.682	12.814	7.615
13.25	14.685	13.187	6.315

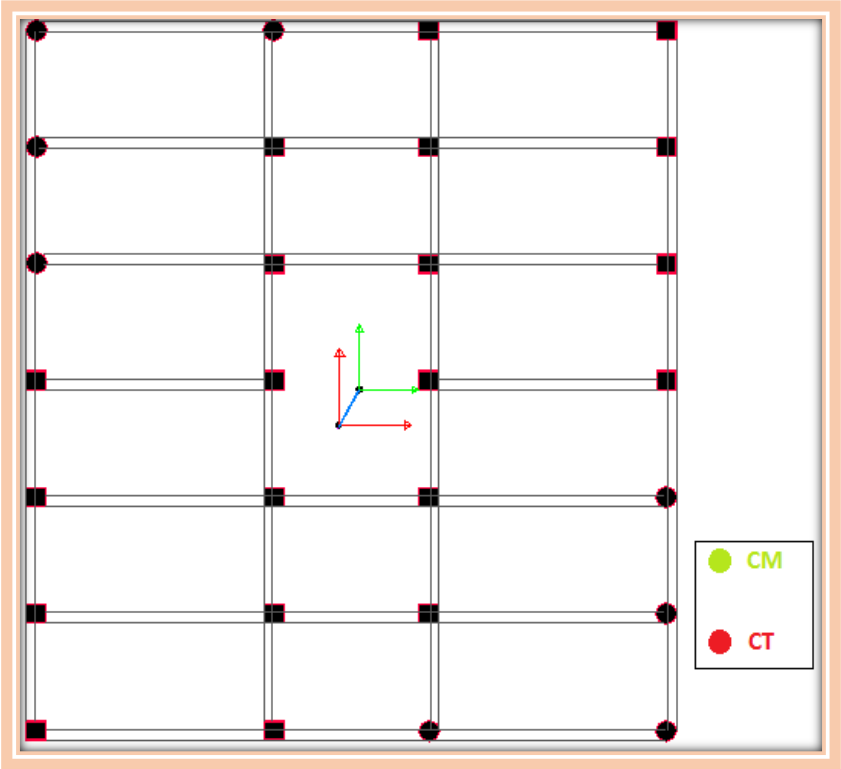


Figure V.1 : Vue en plan RDC et 1er étage

- On remarque une certaine excentricité entre les deux centres (accidentelle)

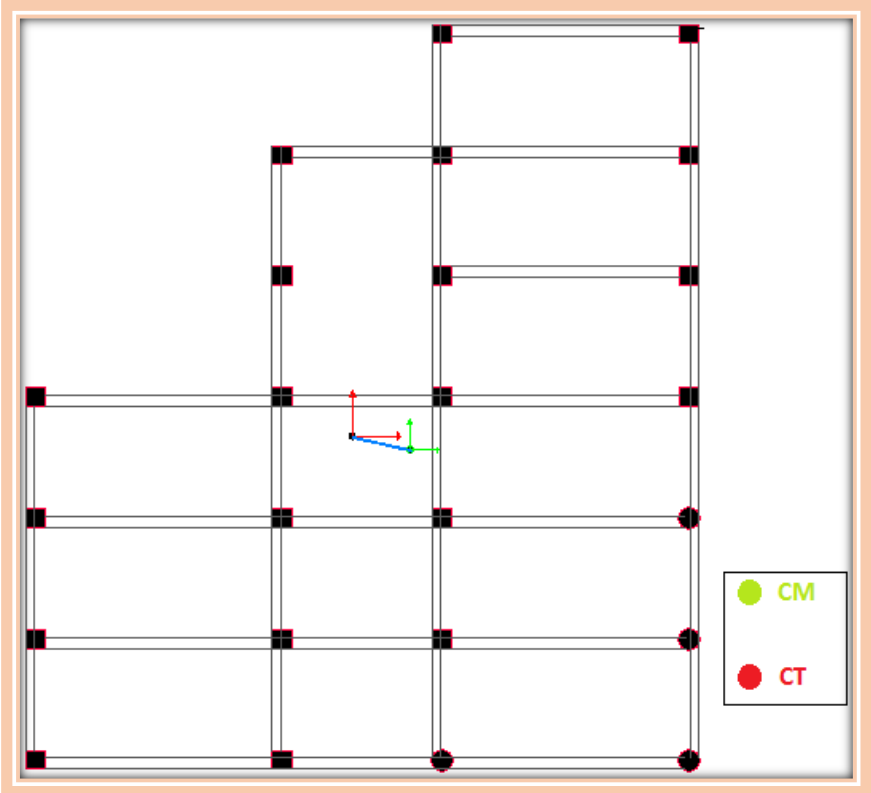


Figure V.2 : Vue en plan 6eme, 7eme et 8eme étage

- On remarque une certaine excentricité entre les deux centres due au décrochement

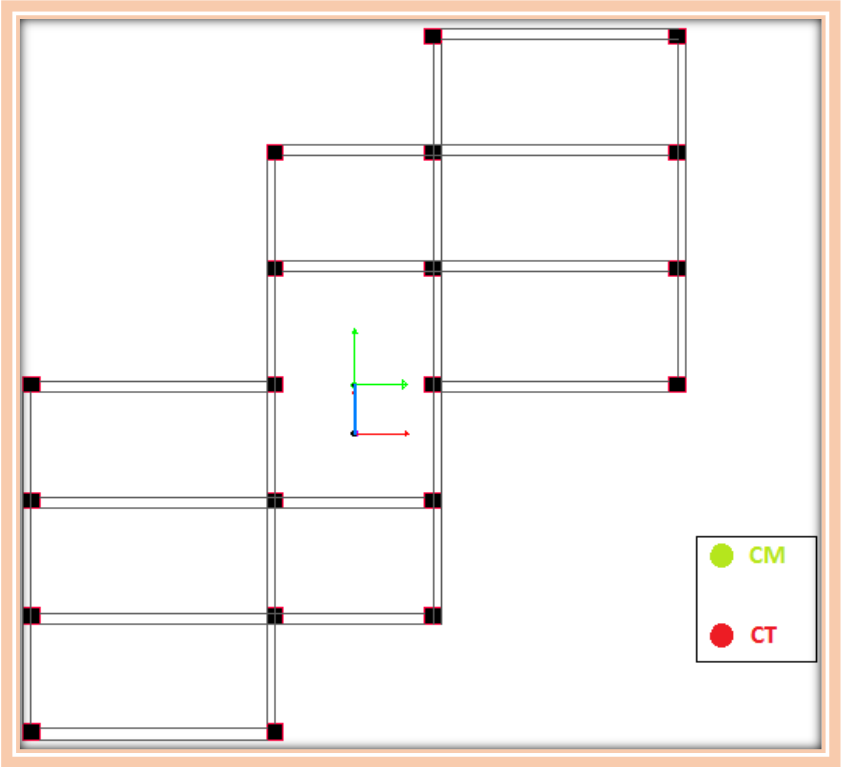


Figure V.3 : Vue en plan 12eme, 13eme et 14ame étage

- On remarque une certaine excentricité entre les deux centres due au décrochement

Tableau V.2 : Calcul de l'excentricité statique

Niveau (m)	X_G (m)	X_R (m)	Ex (m)	Y_G (m)	Y_R (m)	Ey| (m)
Terrasse	13.250	13.260	0.010	14.800	12.586	2.214
15eme étage	13.251	13.260	0.009	14.688	12.598	2.090
14eme étage	13.250	13.260	0.011	14.690	12.609	2.081
13eme étage	13.257	13.260	0.003	14.719	12.618	2.101
12eme étage	13.243	13.260	0.017	14.744	12.624	2.120
11eme étage	13.249	13.260	0.011	14.686	12.624	2.062
10eme étage	13.249	13.259	0.010	14.686	12.618	2.068
9eme étage	13.250	13.257	0.008	14.690	12.616	2.074
8eme étage	13.240	13.251	0.011	14.710	12.625	2.085
7eme étage	13.197	13.233	0.037	14.710	12.651	2.059
6eme étage	12.820	13.187	0.367	15.140	12.710	2.430
5eme étage	15.170	13.060	2.110	12.510	12.859	0.349
4eme étage	15.190	12.848	2.342	12.570	13.106	0.536
3eme étage	13.250	12.613	0.637	14.681	13.368	1.313
2eme étage	11.310	12.505	1.195	16.930	13.458	3.472
1er étage	11.270	12.540	1.270	16.970	13.312	3.658
RDC	13.590	12.714	0.876	14.320	12.825	1.495
sous-sol 1	13.25	12.814	0.436	14.682	7.615	7.067
sous-sol2	13.25	13.187	0.063	14.685	6.315	8.370

- On remarque que l'excentricité est importante dans le sens y, et c'est dû au décrochement.

Tableau V.3 : le comportement des trois premiers modes

Période (s)	U_X (%)	U_Y (%)	R_Z (%)	Cas
3.72	0.10%	64.47%	0.01%	Translation suivant Y
3.66	62.92%	0.10%	1.82%	Translation suivant X
3.43	1.54%	0.01%	61.12%	Rotations autour de Z

- D'après ces résultats, on déduit que la structure est souple

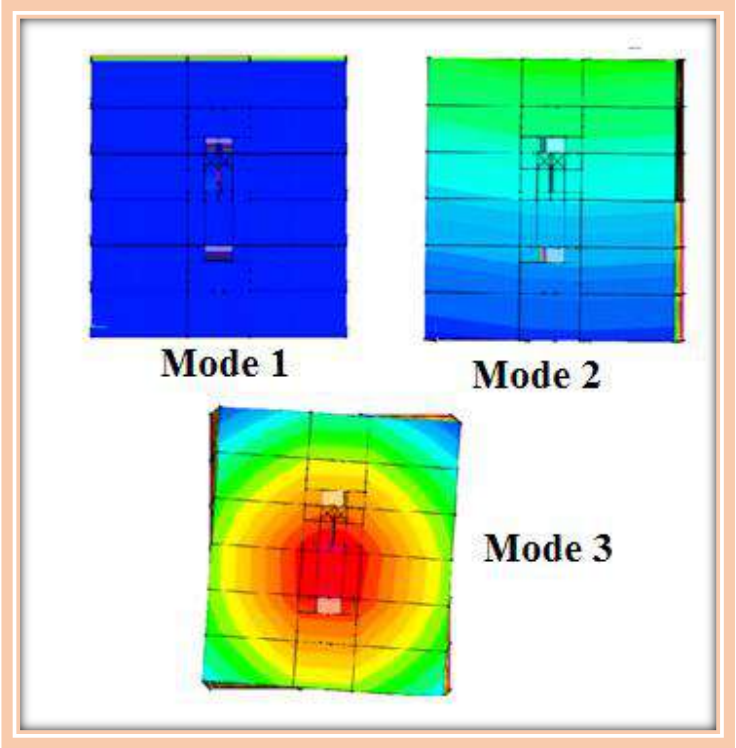


Figure V.4 : le comportement des trois premiers modes

Remarque

- Les résultats dans le cas autostable, montrent que la Tour est souple (la valeur de la période et le comportement modal) .
- Selon la Réglementation ERP et IGH, le type de système de contreventement adéquat pour les immeubles de grande hauteur dont les façades sont vitrées est le noyau central. [10]

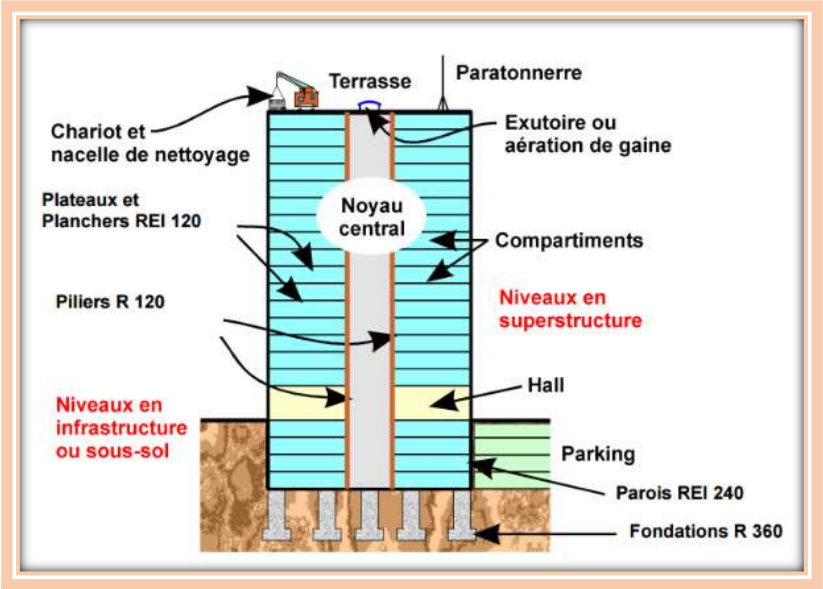


Figure V.5 : Type du système de contreventement pour les IGH

- **La Tour Contreventée par des voiles :**

Tableau V.4 : Centre de masse et centre de torsion

Niveau (m)	X_G (m)	Y_G (m)	X_R (m)	Y_R (m)
Terrasse	13.24	14.78	13.36	14.71
15eme étage	13.25	14.68	13.36	14.71
14eme étage	13.25	14.68	13.35	14.71
13eme étage	13.26	14.72	13.36	14.71
12eme étage	13.245	14.75	13.34	14.71
11eme étage	13.25	14.68	13.34	14.72
10eme étage	13.25	14.68	13.33	14.72
9eme étage	13.25	14.68	13.33	14.72
8eme étage	13.24	14.71	13.32	14.72
7eme étage	13.24	14.71	13.31	14.72
6eme étage	12.94	15.01	13.31	14.72
5eme étage	14.53	13.24	13.31	14.72
4eme étage	14.54	13.28	13.30	14.72
3eme étage	13.25	14.68	13.29	14.72
2eme étage	11.89	16.25	13.29	14.71
1er étage	11.88	16.27	13.31	14.68
RDC	13.51	14.39	13.31	14.61
Sous-sol 2	13.25	14.68	13.38	14.32
Sous-sol 1	13.25	14.69	13.34	14.34

- On remarque que le centre de masse et le centre de rigidité sont presque confondus.

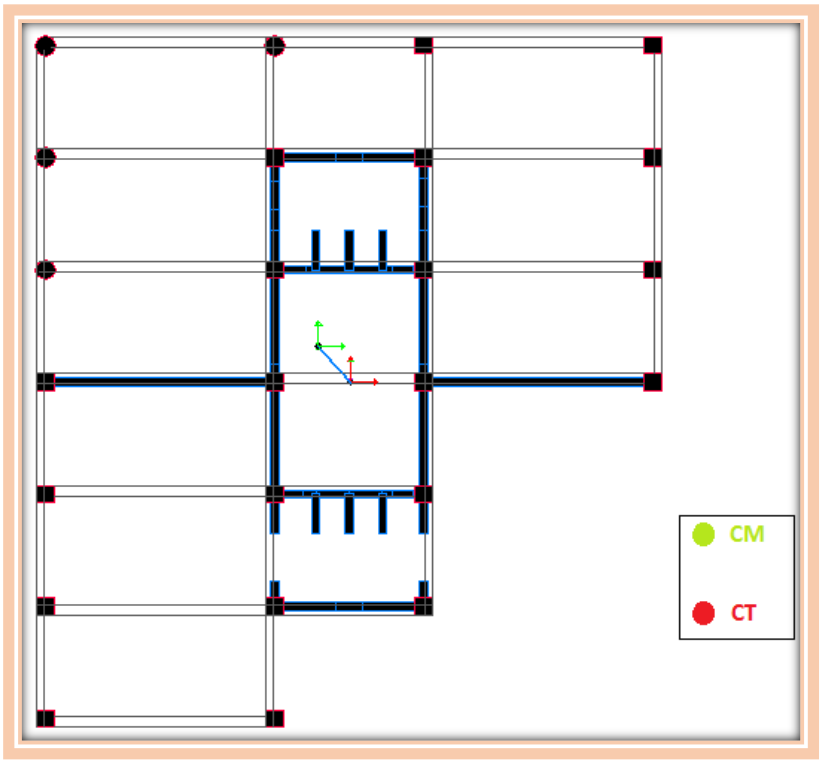


Figure V.6 : Vue en plan 5eme étage

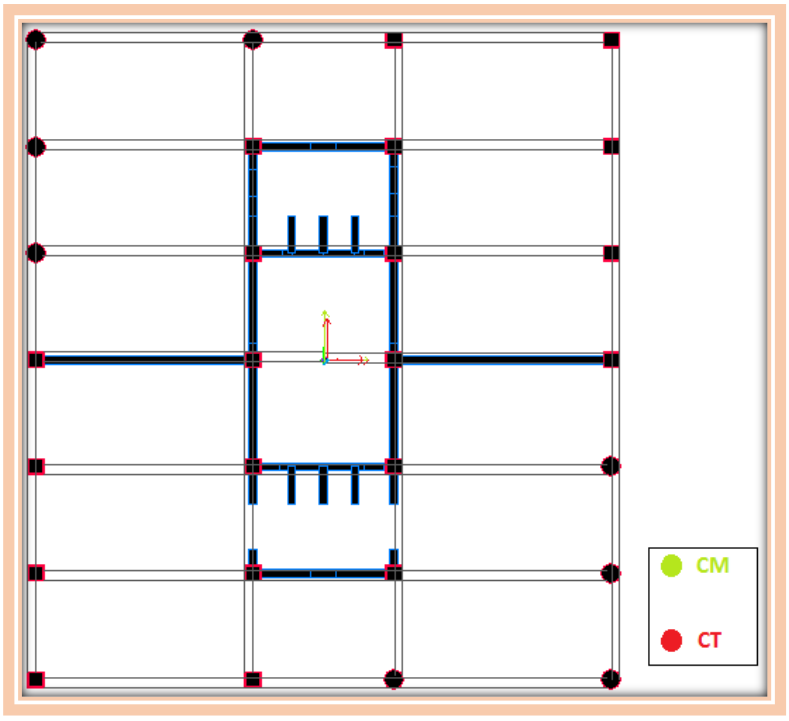


Figure V.7 : Vue en plan RDC et 1er étage

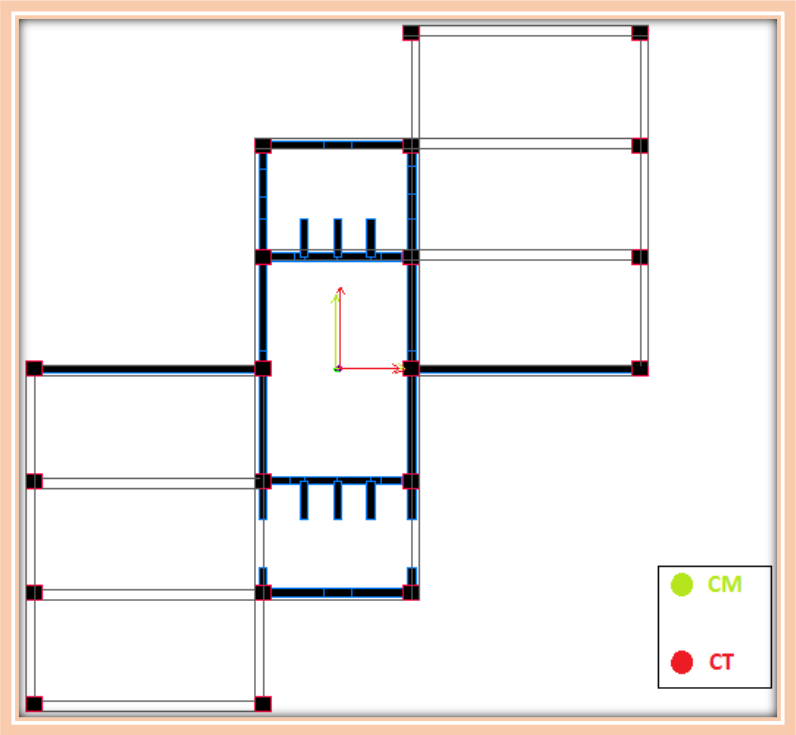


Figure V.8 : Vue en plan 12eme, 13eme et 14^{ame} étage

V.2.3.Excentricité :

V.2.3.a. Excentricité statique :

C'est le distance entre le de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$E_X = |X_R - X_G|$ $E_Y = |Y_R - Y_G|$

Tableau V.5 : Calcul de l'excentricité statique

Niveau	Direction X			Direction Y		
	X_G (m)	X_R (m)	Ex (m)	Y_G (m)	Y_R (m)	Ey| (m)
Terrasse	13.24	13.36	0.111	14.78	14.71	0.066
15eme étage	13.25	13.36	0.101	14.68	14.71	0.031
14eme étage	13.25	13.35	0.097	14.68	14.71	0.030
13eme étage	13.26	13.36	0.083	14.72	14.71	0.003
12eme étage	13.245	13.34	0.095	14.75	14.71	0.030
11eme étage	13.25	13.34	0.082	14.68	14.72	0.034
10eme étage	13.25	13.33	0.077	14.68	14.72	0.034
9eme étage	13.25	13.33	0.074	14.68	14.72	0.029
8eme étage	13.24	13.32	0.080	14.71	14.72	0.008
7eme étage	13.24	13.31	0.075	14.71	14.72	0.008
6eme étage	12.94	13.31	0.365	15.01	14.72	0.296
5eme étage	14.53	13.31	1.230	13.24	14.72	1.483
4eme étage	14.54	13.30	1.244	13.28	14.72	1.441
3eme étage	13.25	13.29	0.044	14.68	14.72	0.034
2eme étage	11.89	13.29	1.399	16.25	14.71	1.549
1er étage	11.88	13.31	1.420	16.27	14.68	1.590
RDC	13.51	13.31	0.195	14.39	14.61	0.210
Sous-sol 2	13.25	13.38	0.127	14.68	14.32	0.371
Sous-sol 1	13.25	13.34	0.090	14.69	14.34	0.347

- On constate que le système de contreventement a minimisé l'excentricité .

V.2.3.b. Excentricité statique :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité additionnelle résultant des plans.

$$E_X = 0.05\ L_X$$

$$E_Y = 0.05\ L_Y$$

Les valeurs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_X (m)	L_Y (m)	E_X (m)	E_Y (m)
70.38	26.5	29.4	1.325	1.47
66.64	26.5	29.4	1.325	1.47
62.9	26.5	29.4	1.325	1.47
59.16	26.5	29.4	1.325	1.47
55.42	26.5	29.4	1.325	1.47
51.68	26.5	29.4	1.325	1.47
47.94	26.5	29.4	1.325	1.47
44.2	26.5	29.4	1.325	1.47
40.46	26.5	29.4	1.325	1.47
36.72	26.5	29.4	1.325	1.47
32.98	26.5	29.4	1.325	1.47
29.24	26.5	29.4	1.325	1.47
25.5	26.5	29.4	1.325	1.47
21.76	26.5	29.4	1.325	1.47
18.02	26.5	29.4	1.325	1.47
14.28	26.5	29.4	1.325	1.47
10.54	26.5	29.4	1.325	1.47
6.8	26.5	29.4	1.325	1.47
3.4	26.5	29.4	1.325	1.47

V.2.3.c. Effet de la torsion accidentelle : [1] ►► [Art 4.3.7] ◄◄

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau V.7 : Calcul de l'excentricité totale

Niveau (m)	Direction X				Direction Y			
	$Ex_{théo}$ (m)	Ex_{Accd} (m)	$Ex_{théo} - Ex_{Accd}$ (m)	$Ex_{théo} + Ex_{Accd}$ (m)	$Ey_{théo}$ (m)	Ey_{Accd} (m)	$Ex_{théo} - Ex_{Accd}$ (m)	$Ex_{théo} + Ex_{Accd}$ (m)
70.38	0.111	1.325	1.214	1.436	0.066	1.47	1.404	1.536
66.64	0.101	1.325	1.224	1.426	0.031	1.47	1.439	1.501
62.9	0.097	1.325	1.228	1.422	0.030	1.47	1.44	1.5
59.16	0.083	1.325	1.242	1.408	0.003	1.47	1.467	1.473
55.42	0.095	1.325	1.23	1.42	0.030	1.47	1.44	1.5
51.68	0.082	1.325	1.243	1.407	0.034	1.47	1.436	1.504
47.94	0.077	1.325	1.248	1.402	0.034	1.47	1.436	1.504
44.2	0.074	1.325	1.251	1.399	0.029	1.47	1.441	1.499
40.46	0.080	1.325	1.245	1.405	0.008	1.47	1.462	1.478
36.72	0.075	1.325	1.25	1.4	0.008	1.47	1.462	1.478
32.98	0.365	1.325	0.96	1.69	0.296	1.47	1.174	1.766
29.24	1.230	1.325	0.095	2.555	1.483	1.47	-0.013	2.953
25.5	1.244	1.325	0.081	2.569	1.441	1.47	0.029	2.911
21.76	0.044	1.325	1.281	1.369	0.034	1.47	1.436	1.504
18.02	1.399	1.325	0.074	2.724	1.549	1.47	-0.079	3.019
14.28	1.420	1.325	0.095	2.745	1.590	1.47	-0.12	3.06
10.54	0.195	1.325	1.13	1.52	0.210	1.47	1.26	1.68
6.8	0.127	1.325	1.198	1.452	0.371	1.47	1.404	1.536
3.4	0.090	1.325	1.235	1.415	0.347	1.47	1.439	1.501

Longueur du bâtiment : 26.5 m → 15% = 3.98 m

Largeur du bâtiment : 29.4 m → 15% = 4.41 m

- On constate qu'à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. **[Art.3.5.1.0.2.RPA99 version 2003].**

V.3.Choix de la méthode de calcul :

V.3.1.Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale

V.3.2.Méthode dynamique modale spectrale :

V.3.2.1.Principe :

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

V.3.2.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur sap2000 est le modèle de nœud maitre basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés par le mouvement du nœud maitre, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maitre et sont appelés nœuds esclaves.

V.3.2.3.Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g}\begin{cases} 1.25\,A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\,\eta\,\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_2 \\ 2.5\,\eta\,(1.25A)\,\frac{Q}{R} & T_2 \le T\le T_2 \\ 2.5\,\eta\,(1.25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T\le 3.0\ s \\ 2.5\,\eta\,(1.25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T\ge 3.0\ s \end{cases}$$

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 = 0.25

b. facteur de correction d'amortissement η : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ ξ = 10 % avec remplissage dense

c. coefficient de comportement R : [1]

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction noyau en béton armé (R=3.5).

- Les voiles de contreventement doivent reprendre la totalité de l'effort horizontal

✓ Justification du coefficient de comportement R [RPA 99 version 2003]

On doit vérifier le type de notre système à partir de résultats obtenus par le logiciel sap2000 qui sont données ci-après selon le tableau, suivant X.

Tableau V.8 : Vérification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau (m)	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
70.38	7125.887	4202.711	2923.176	2827.411	789.292	2038.119
66.64	15627.701	9206.142	6421.559	6235.801	550.076	5685.725
62.9	24350.934	14737.337	9613.597	8955.675	724.330	8231.345
59.16	33025.941	20097.556	12928.385	11292.875	811.564	10481.311
55.42	31140.928	15381.324	15759.604	13279.994	572.749	12707.245
51.68	36577.555	18174.261	18403.294	14426.132	531.716	13894.416
47.94	63228.941	39445.500	23783.441	16943.592	1147.939	15795.653
44.2	72174.754	45193.390	26981.364	18052.156	1057.970	16994.186
40.46	81160.390	51000.770	30159.620	19102.340	1121.890	17980.450
36.72	81009.620	48265.689	32743.931	20079.409	1098.149	18981.260
32.98	88943.382	53189.509	35753.873	20787.435	1049.696	19737.739
25.5	96857.218	57957.744	38899.474	21478.250	1132.568	20345.682
21.76	104964.954	62431.874	42533.080	22403.384	1113.076	21290.308
18.02	114307.264	68152.217	46155.047	23096.361	1083.890	22012.471
14.28	102414.494	74045.337	28369.157	23142.612	913.861	22228.751
10.54	145683.269	99023.320	46659.949	29091.543	2415.935	26675.608
6.8	127647.426	53055.425	74592.001	32954.573	549.741	32404.832
3.4	136178.389	56004.891	80173.498	32464.902	1815.423	30649.479

Tableau V.9 : vérification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau (m)	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
70.38	100	58.978	41.022	100	27.916	72.084
66.64	100	58.909	41.091	100	8.821	91.179
62.9	100	60.521	39.479	100	8.088	91.912
59.16	100	60.854	39.146	100	7.187	92.813
55.42	100	49.393	50.607	100	4.313	95.687
51.68	100	49.687	50.313	100	3.686	96.314
47.94	100	62.385	37.615	100	6.775	93.225
44.2	100	62.617	37.383	100	5.861	94.139
40.46	100	62.839	37.161	100	5.873	94.127
36.72	100	59.580	40.420	100	5.469	94.531
32.98	100	59.802	40.198	100	5.050	94.950
25.5	100	59.838	40.162	100	5.273	94.727
21.76	100	59.479	40.521	100	4.968	95.032
18.02	100	59.622	40.378	100	4.693	95.307
14.28	100	72.300	27.700	100	3.949	96.051
10.54	100	67.972	32.028	100	8.305	91.695
6.8	100	41.564	58.436	100	1.668	98.332
3.4	100	41.126	58.874	100	5.592	94.408

Suivant Y :

Tableau V.10 : vérification du coefficient de comportement R suivant Y

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
70.38	7029.905	4202.711	2827.194	2804.237	696.611	2107.626
66.64	15263.417	9206.142	6057.275	5760.092	462.401	5297.691
62.9	23899.827	14737.337	9162.490	8041.399	613.786	7427.613
59.16	32437.717	20097.556	12340.161	9923.864	684.172	9239.692
55.42	30698.755	15381.324	15317.431	11471.111	478.767	10992.344
51.68	36182.762	18174.261	18008.501	12404.910	481.824	11923.086
47.94	62802.836	39445.500	23357.336	14441.892	998.458	13443.434
44.2	71592.197	45193.390	26398.807	15428.501	937.368	14491.133
40.46	80429.755	51000.770	29428.985	16370.353	1002.458	15367.895
36.72	80307.386	48265.689	32041.697	17307.337	1017.494	16289.843
32.98	88074.978	53189.509	34885.469	17993.132	1007.204	16985.928
25.5	95611.342	57957.744	37653.598	18642.840	1079.853	17562.987
21.76	103534.240	62431.874	41102.366	19455.109	1060.676	18394.433
18.02	112203.060	68152.217	44050.843	19905.484	1081.071	18824.413
14.28	114396.410	74045.337	40351.073	18305.160	921.291	17383.869
10.54	142766.488	99023.320	43743.168	19048.005	2489.089	16558.916
6.8	135756.195	53055.425	82700.770	26552.064	444.338	26107.726
3.4	151429.279	56004.891	95424.388	25491.313	1108.951	24382.362

Tableau V.11 : vérification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage

	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges		
Niveau	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles (%)	Effort	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
70.38	100	59.783	40.217	100	24.841	75.159
66.64	100	60.315	39.685	100	8.028	91.972
62.9	100	61.663	38.337	100	7.633	92.367
59.16	100	61.957	38.043	100	6.894	93.106
55.42	100	50.104	49.896	100	4.174	95.826
51.68	100	50.229	49.771	100	3.884	96.116
47.94	100	62.808	37.192	100	6.914	93.086
44.2	100	63.126	36.874	100	6.076	93.924
40.46	100	63.410	36.590	100	6.124	93.876
36.72	100	60.101	39.899	100	5.879	94.121
32.98	100	60.391	39.609	100	5.598	94.402
25.5	100	60.618	39.382	100	5.792	94.208
21.76	100	60.301	39.699	100	5.452	94.548
18.02	100	60.740	39.260	100	5.431	94.569
14.28	100	64.727	35.273	100	5.033	94.967
10.54	100	69.360	30.640	100	13.067	86.933
6.8	100	39.081	60.919	100	1.673	98.327
3.4	100	36.984	63.016	100	4.350	95.650

- D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, mais reprennent la totalité de l'effort tranchant dues aux charges horizontales, donc le système choisi impose un coefficient de comportement R=3.5.

d. Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $1+\sum P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : détermination du facteur de qaulité

P_q				
Critère "q"	Observé	N/Observé	Qx	Qy
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0.05	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0

- En récapitulant les résultats on trouve : $Q_x = 1.20$ et $Q_y = 1.15$

e. Période caractéristique :

$T_1 = 0.15$ s ; $T_2 = 0.5$ s pour un site S3

V.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

- Vérification du comportement modal de la structure
- Vérification de la participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification des déplacements
- Vérification de l'effort normal réduit
- Vérification des contraintes de cisaillement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

V.4.1 Vérification de comportement modal de la structure

➢ **Disposition des voiles :**

Après une dizaine de dispositions, nous avons retenus les trois suivantes dont la dernière avait le comportement le plus optimal.

Disposition 1 :

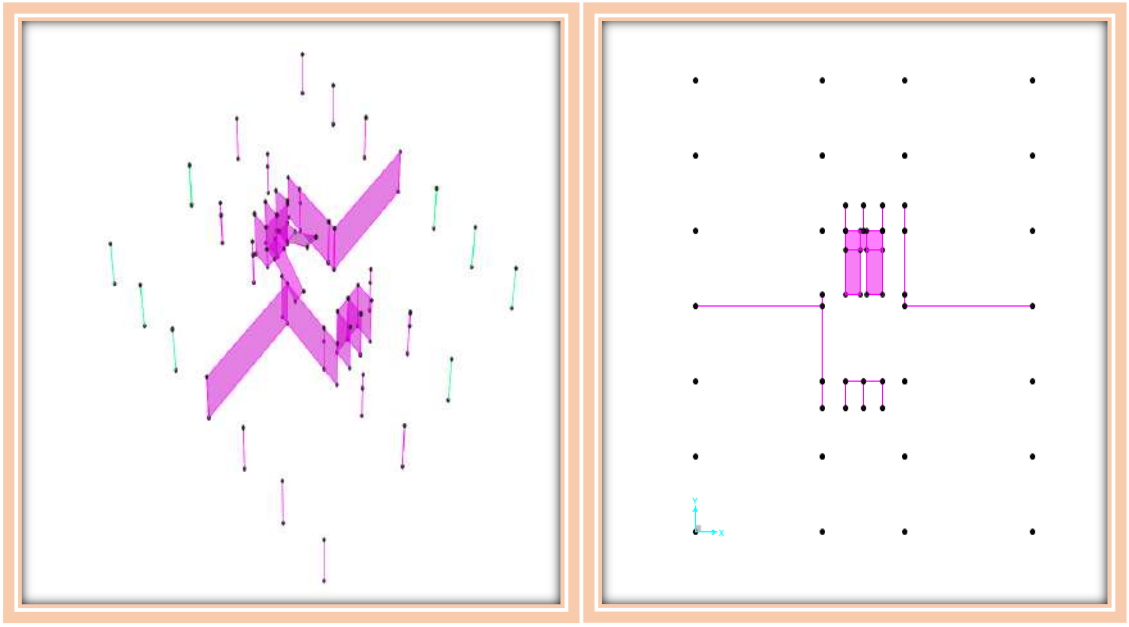


Figure V.9 : Disposition des voiles

Tableau V.13 : Le comportement dans les trois premiers modes

Mode	Période (s)	U_X (%)	U_Y (%)	R_Z (%)	Cas
mode 1	2.719246	0.306%	1.235%	53.935%	Rotations autour de Z
mode 2	2.092018	7.451%	51.740%	1.349%	Translation suivant Y
mode 3	1.207572	55.020%	7.566%	0.014%	Translation suivant X

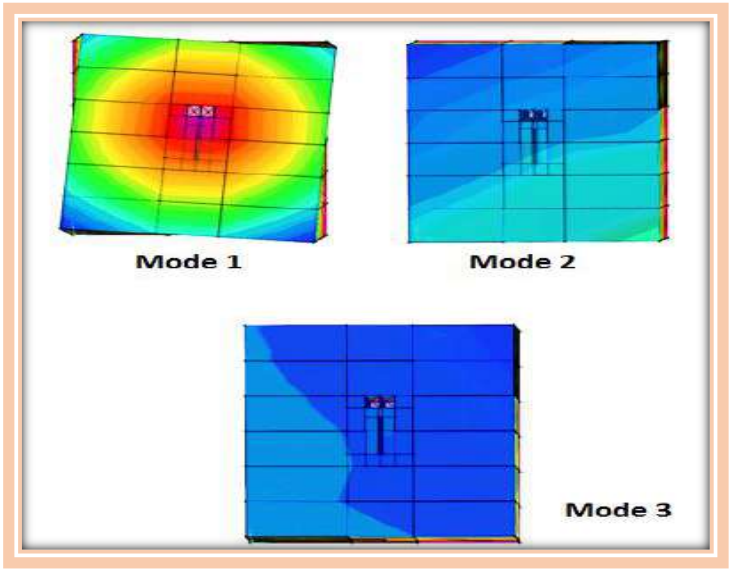


Figure V.10 : le comportement dans les trois premiers modes

Disposition 2 :

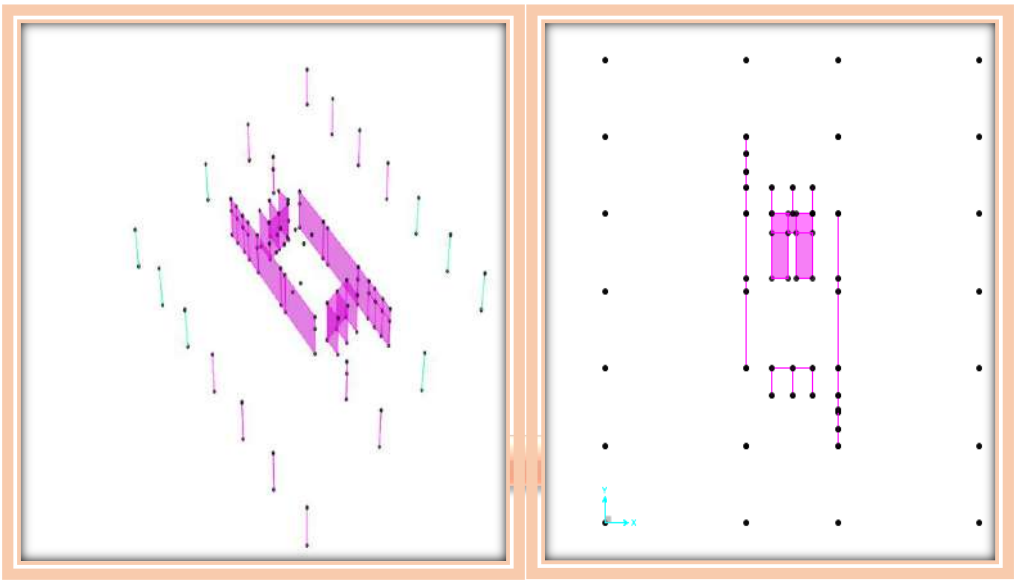


Figure V.11 : Disposition des voiles

Vérification du comportement :

Tableau V.14 : le comportement dans les trois premiers modes

Mode	Périodes (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	CAS
mode 1	2.41	65.11%	0.60%	0.11%	Translation suivant X
mode 2	1.88	0.07%	0.00%	56.23%	Rotation autour de Z
mode 3	1.171	1.01%	58.49%	0.01%	Translation suivant Y

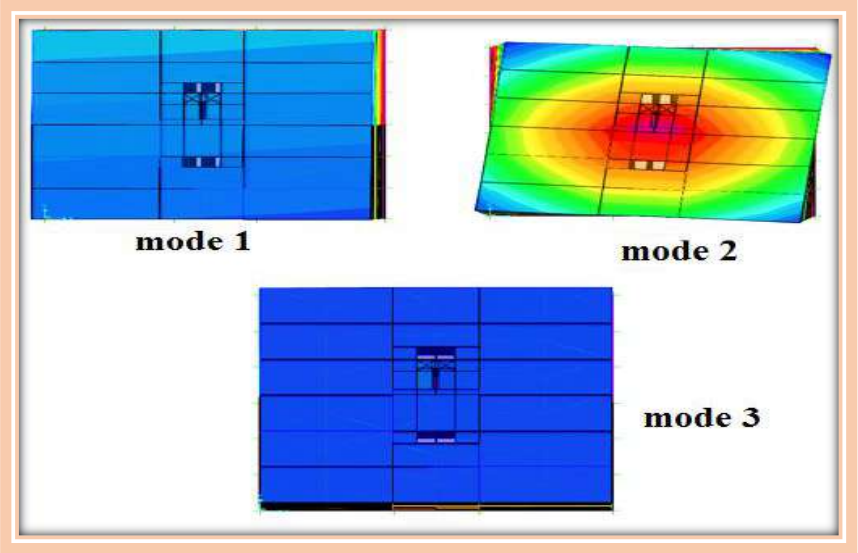


Figure V.12: Le comportement Dans les trois premiers modes

Disposition 3 :

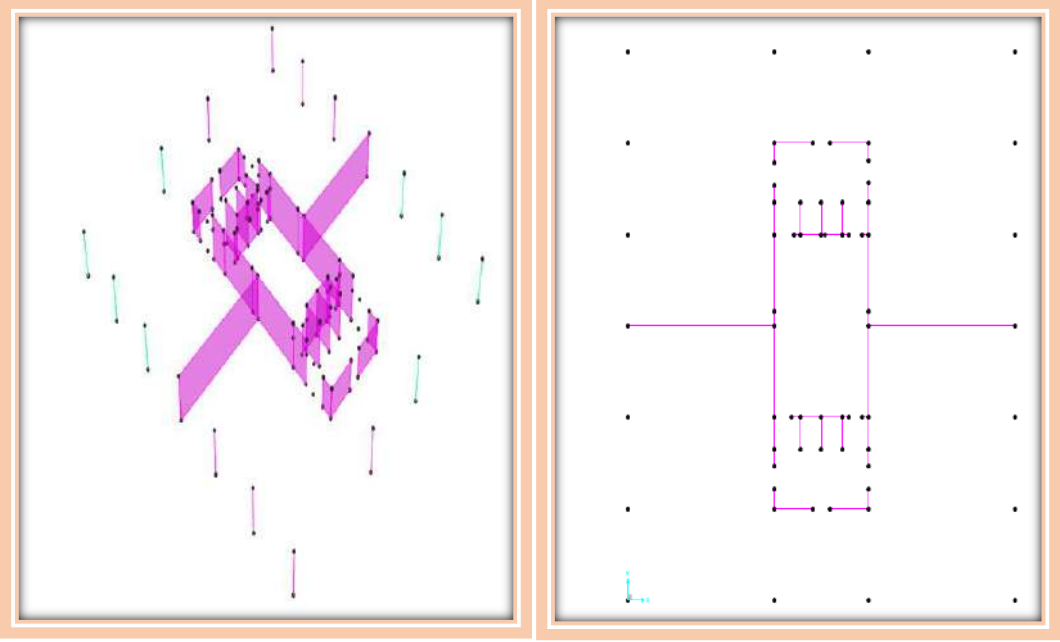


Figure V.13 : Disposition des voiles de toute la structure

Vérification du comportement :

Tableau V.15 : le comportement des trois premiers modes

Mode	Périodes (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	CAS
mode 1	0.99	63.01%	0.052%	0.00%	Translation suivant X
mode 2	0.93	0.05%	60.27%	0.01%	Translation suivant Y
mode 3	0.78	0.00%	0.00%	61.41%	Rotation autour de Z

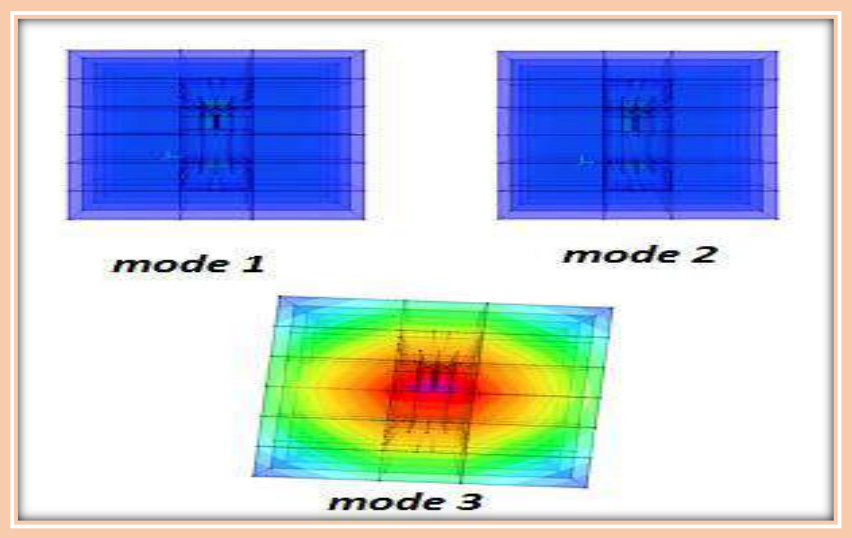


Figure V.14 : le comportement des trois premiers modes

V.2.4.b. Vérification de la participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✓ Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Tableau V.16 : Coefficient de participation massique

Mode	Périodes (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens X	Sens-Y	Sens Z
40	8.2	83.95%	90.02%	77.77%
115	10.50	91.20%	97.32%	92.14%

- D'après le tableau précèdent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de Participation massique n'atteint les 90% qu'après le 120eme mode.

V.2.4.c. Résultante des forces sismiques de calcul :

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 totale :

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

$$V_x = \frac{A.D_X.Q_X}{R} W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R} W$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T2 \\ 2.5\,\eta\,(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\,\eta\,(\frac{T_2}{3.0})^{\frac{2}{3}}\,(\frac{3.0}{T})^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

$T_2 = 0.5$ s (site S3)

Tableau V.17 : calcul de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑W (KN)	Vx (KN)	Vy (KN)
0.25	1.057	1.085	3.5	1.20	1.15	221907.087	20104.78	19850.38

Tableau V.18. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (KN)	V_t (KN)	0.8 V	V_t/V	$V_t > 0.8$ V
X	20104.78	34502.803	16083.82	1.72	oui
Y	19850.38	26671.228	15880.304	1.34	oui

V.4.2.d.Vérification de la stabilité au renversement :

- Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} h_i F_{iY}$ $M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} h_i F_{iX}$

Avec :

Fix, Fiy : la force distribuée en hauteur suivant X et Y

hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

- Le moment de stabilité qui est égal à : $M_{Sx} = \sum Y_G.W_i$ $M_{Sy} = \sum X_G.W_i$

Avec :

XG, YG : les coordonnées du centre de gravité de la structure

Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

Tableau V.19 : Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant X, Y

hi (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	M_{RX} (KN.m)	M_{RY} (KN.m)
70.38	2435.13	1882.4	132483.312	171384.449
66.64	3176.44	2455.44	163630.522	211677.962
62.9	3017.91	2332.89	146738.781	189826.539
59.16	2863.25	2213.34	130941.194	169389.87
55.42	2831.13	2188.51	121287.224	156901.225
51.68	1827.22	1412.47	72996.4496	94430.7296
47.94	1694.99	1310.25	62813.385	81257.8206
44.2	2292.62	1772.23	78332.566	101333.804
40.46	1994.44	1541.73	62378.3958	80695.0424
36.72	1810.08	1399.22	51379.3584	66466.1376
32.98	1697.12	1311.9	43266.462	55971.0176
29.24	1276.1	986.44	28843.5056	37313.164
25.5	1108.08	856.57	21842.535	28256.04
21.76	1285.25	993.52	21618.9952	27967.04
18.02	867.55	670.63	12084.7526	15633.251
14.28	679.9	525.57	7505.1396	9708.972
10.54	609.46	471.12	4965.6048	6423.7084
6.8	404.24	312.48	2124.864	2748.832
3.4	233.87	180.79	614.686	795.158
somme			1165847.73	1508180.76

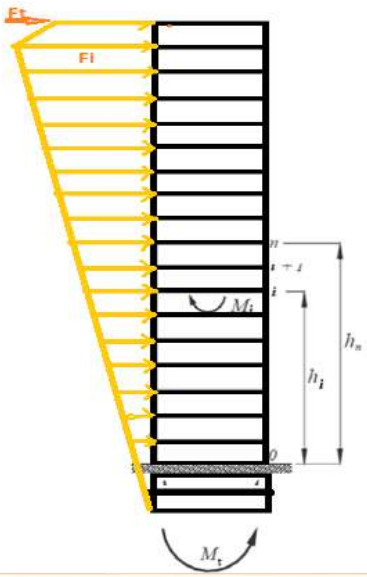


Figure V.15 : Les forces agissant sur la stabilité au renversement

Tableau V.20 : Calcul de moment de stabilité

hi (m)	X_G (m)	Y_G (m)	W_i (KN)	M_{SX} (KN.m)	M_{SY} (KN.m)
70.38	13.24	14.78	11428.651	168915.462	151315.339
66.64	13.25	14.68	15744.452	231128.555	208613.989
62.9	13.25	14.68	15848.09	232649.961	209987.193
59.16	13.26	14.72	15986.48	235320.986	211980.725
55.42	13.245	14.75	16873.888	248889.848	223494.647
51.68	13.25	14.68	11678.556	171441.202	154740.867
47.94	13.25	14.68	11678.556	171441.202	154740.867
44.2	13.25	14.68	17132.896	251510.913	227010.872
40.46	13.24	14.71	16282.323	239512.971	215577.957
36.72	13.24	14.71	16282.323	239512.971	215577.957
32.98	12.94	15.01	16997.428	255131.394	219946.718
29.24	14.53	13.24	14415.421	190860.174	209456.067
25.5	14.54	13.28	14353.374	190612.807	208698.058
21.76	13.25	14.68	19509.658	286401.779	258502.969
18.02	11.89	16.25	15902.316	258412.635	189078.537
14.28	11.88	16.27	15726.745	255874.141	186833.731
10.54	13.51	14.39	19099.658	274844.079	258036.38
6.8	13.25	14.68	19635.962	288255.922	260176.497
3.4	13.25	14.69	22720.717	333767.333	301049.5
somme			307297.494	4524484.34	4064818.87

- Ensuite, il faut vérifier que $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau V.21 : Vérification de la stabilité

M_{RX} (kN.m)	M_{RY} (kN.m)	M_{Sx} (kN.m)	M_{Sy} (kN.m)	M_{SX}/M_{RX}	M_{SY}/M_{RY}	$M_{SX}/M_{RX} \geq 1.5$
1165847.73	1508180.76	4524484.34	4064818.87	3.88	2.69	vérifiée

- La valeur 3.88 selon X et la valeur 2.69 selon Y marquent la différence des efforts avec le rapport 1.5.Docn la condition est vérifié ce que implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

V.2.4.e. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R\delta_{ek}$

δ_k : Déplacement dû aux forces séismiques F_i.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon [RPA : Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser : Δ_k limite = 0.01 h_e

Avec : h_e : la hauteur de l'étage k.

Tableau V.22 : Vérification des déplacements inter-étages sens x-x

Niveau (m)	δ_{kx} (cm)	R.δkx (cm)	Δ_{kX} (cm)	0.01 h (cm)	vérification
70.38	5.17	18.1	1.09	3.74	vérifiée
66.64	4.86	17.01	1.12	3.74	Vérifiée
62.9	4.54	15.89	1.12	3.74	Vérifiée
59.16	4.22	14.77	1.19	3.74	Vérifiée
55.42	3.88	13.58	1.19	3.74	Vérifiée
51.68	3.54	12.39	1.22	3.74	Vérifiée
47.94	3.19	11.17	1.19	3.74	Vérifiée
44.2	2.85	9.98	1.19	3.74	vérifiée
40.46	2.51	8.79	1.19	3.74	vérifiée
36.72	2.17	7.6	1.12	3.74	vérifiée
32.98	1.85	6.48	1.12	3.74	vérifiée
29.24	1.53	5.36	1.05	3.74	vérifiée
25.5	1.23	4.31	1.02	3.74	vérifiée
21.76	0.94	3.29	0.91	3.74	vérifiée
18.02	0.68	2.38	0.8	3.74	vérifiée
14.28	0.45	1.58	0.7	3.74	vérifiée
10.54	0.25	0.88	0.56	3.74	vérifiée
6.8	0.09	0.32	0.18	3.74	vérifiée
3.4	0.04	0.14	0.14	3.74	vérifiée

Tableau V.23 : Vérification des déplacements inter-étages sens y-y

Niveau (m)	δ_{ky} (cm)	R.δky (cm)	Δ_{ky} (cm)	0.01 h (cm)	vérification
70.38	4.13	14.46	0.84	3.74	vérifiée
66.64	3.89	13.62	0.91	3.74	vérifiée
62.9	3.63	12.71	0.91	3.74	vérifiée
59.16	3.37	11.8	0.95	3.74	vérifiée
55.42	3.1	10.85	0.94	3.74	vérifiée
51.68	2.83	9.91	0.95	3.74	vérifiée
47.94	2.56	8.96	0.94	3.74	vérifiée
44.2	2.29	8.02	0.95	3.74	vérifiée
40.46	2.02	7.07	0.94	3.74	vérifiée
36.72	1.75	6.13	0.88	3.74	vérifiée
32.98	1.5	5.25	0.91	3.74	vérifiée
29.24	1.24	4.34	0.84	3.74	vérifiée
25.5	1	3.5	0.8	3.74	vérifiée
21.76	0.77	2.7	0.74	3.74	vérifiée
18.02	0.56	1.96	0.7	3.74	vérifiée
14.28	0.36	1.26	0.59	3.74	vérifiée
10.54	0.19	0.67	0.46	3.74	vérifiée
6.8	0.06	0.21	0.14	3.74	vérifiée
3.4	0.02	0.07	0.07	3.74	vérifiée

V.2.4.f.Vérification au cisaillement des éléments :

Cette vérification ce fera selon le CBA dans le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

Min [$\frac{0.15\ f_{c28}}{\gamma_b}$, 4 MPa] Fissuration très préjudiciable ou préjudiciable.

Min [$\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b}$, 5 MPa] Fissuration Peu nuisible.

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.

Tableau V.24 : Vérification de cisaillement des poteaux

Elément	combinaison	Fissuration	Vu (KN)	τ (MPA)	τ_{adm} (MPA)	$\tau \leq \tau_{adm}$
Pot circulaire	G+Q+Edy	Peu nuisible	100.57	0.167	5	Vérifiée
Pot (85x90)	G+Q+Edy	Peu nuisible	160.09	0.215	5	Vérifiée
Pot (80x85)	G+Q+Edy	Peu nuisible	335.23	0.507	5	Vérifiée
Pot (75x80)	G+Q+Edy	Peu nuisible	333.61	0.574	5	Vérifiée
Pot (70x75)	G+Q+Edy	Peu nuisible	131.86	0.259	5	Vérifiée
Pot (65x70)	G+Q+Edy	Peu nuisible	90.80	0.207	5	Vérifiée
Pot (60x65)	G+Q+Edx	Peu nuisible	69.16	0.185	5	Vérifiée
Pot (55x60)	G+Q+Edx	Peu nuisible	90.57	0.286	5	Vérifiée

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

b. Les poutres

Tableau V.25 : Vérification au cisaillement des poutres

Elément	combinaison	Fissuration	Vu (KN)	τ (MPA)	τ_{adm} (MPA)	$\tau \leq \tau_{adm}$
PP (40x55)	1.35G+1.5Q	Peu nuisible	436.27	2.077	5.33	Vérifiée
PS (30x40)	G+Q+Edx	Préjudiciable	108.89	0.96	4	Vérifiée

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

V.2.4.g.Vérification de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 sont dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $\upsilon = \frac{N_D}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$

Avec :

υ : effort normal réduit.

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

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

f_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

Tableau V.26 : Vérification de l'effort normal

section	b (cm)	h (cm)	N (kN)	Br (mm²)	combinaison	fc28 (MPA)	γ (Mpa)	υ	vérification
pot 80x85	80	85	11897.54	647400	1.35G+1.5Q	25	0.735	0.3	Non Vérifiée

Tableau V.27 : Vérification de l'effort normal

section	b (cm)	h (cm)	N (kN)	Br (mm²)	combinaison	fc28 (MPA)	γ (Mpa)	υ	vérification
pot 80x85	80	85	7535.92	647400	1.35G+1.5Q	30	0.338	0.3	Non Vérifiée

Tableau V.28 : Vérification de l'effort normal

section	b (cm)	h (cm)	N (kN)	Br (mm²)	combinaison	fc28 (MPA)	γ (Mpa)	υ	vérification
pot 80x85	80	85	7130.697	647400	1.35G+1.5Q	35	0.333	0.3	Non Vérifiée

Tableau V.29 : Vérification de l'effort normal

section	b (cm)	h (cm)	N (kN)	Br (mm²)	combinaison	fc28 (MPA)	γ (Mpa)	υ	vérification
pot 80x85	80	85	7134.363	647400	1.35G+1.5Q	40	0.276	0.3	Vérifiée

Remarque :

Sur la base de ces résultats, nous avons opté pour une résistance de 40MPa 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
- Super plastifiants 7 kg/m

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

Tableau V.30: Dimensionnement final des éléments

	Sections		
Niveau	Poteaux (cm^2)	Poutre principale (cm^2)	Poutre secondaire (cm^2)
2 niveaux	55x60	45 x 60	35x45
2 niveaux	60x65		
3 niveaux	65x70		
3 niveaux	70x75		
6 niveaux	75x80		
RDC	80x85		
2 sous-sols	85x90		

V.2.4.h. 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 : $\theta = P_k \quad \Delta_k / V_k \times h_k \leq 0.10$

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

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

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

h_k : 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.

Tableau V.31 : Vérification de l'effet P-Δ sens x, y

Niveau	Wi (KN)	Δ_{kX} (cm)	Δ_{kY} (cm)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	h_k (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	vérification
70.38	11428.651	1.09	0.84	2435.13	1882.4	374	0.0137	0.0136	Vérifiée
66.64	15744.452	1.12	0.91	3176.44	2455.44	374	0.0148	0.0156	Vérifiée
62.9	15848.09	1.12	0.91	3017.91	2332.89	374	0.0157	0.0165	Vérifiée
59.16	15986.48	1.19	0.95	2863.25	2213.34	374	0.0178	0.0183	Vérifiée
55.42	16873.888	1.19	0.94	2831.13	2188.51	374	0.019	0.0194	Vérifiée
51.68	11678.556	1.22	0.95	1827.22	1412.47	374	0.0208	0.021	Vérifiée
47.94	11678.556	1.19	0.94	1694.99	1310.25	374	0.0219	0.0224	Vérifiée
44.2	17132.896	1.19	0.95	2292.62	1772.23	374	0.0238	0.0246	Vérifiée
40.46	16282.323	1.19	0.94	1994.44	1541.73	374	0.026	0.0265	Vérifiée
36.72	16282.323	1.12	0.88	1810.08	1399.22	374	0.0269	0.0274	Vérifiée
32.98	16997.428	1.12	0.91	1697.12	1311.9	374	0.03	0.0315	Vérifiée
29.24	14415.421	1.05	0.84	1276.1	986.44	374	0.0317	0.0328	Vérifiée
25.5	14353.374	1.02	0.8	1108.08	856.57	374	0.0353	0.0358	Vérifiée
21.76	19509.658	0.91	0.74	1285.25	993.52	374	0.0369	0.0389	Vérifiée
18.02	15902.316	0.8	0.7	867.55	670.63	374	0.0392	0.0444	Vérifiée
14.28	15726.745	0.7	0.59	679.9	525.57	374	0.0433	0.0472	Vérifiée
10.54	19099.658	0.56	0.46	609.46	471.12	374	0.0469	0.0499	Vérifiée
6.8	19635.962	0.18	0.14	404.24	312.48	374	0.0257	0.0259	Vérifiée
3.4	22720.717	0.14	0.07	233.87	180.79	374	0.04	0.0259	Vérifiée

- On constate d'après les tableaux, que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P-Δ.

V.3.Vérification au flambement pour les poteaux élancés :

Tableau V.32 : L'effort normal ultime des poteaux élancés

S (mm^2)	As (mm)	Br (mm^2)	L(m)	L_f(m)	i (m)	λ	α	Nu (KN)
635850	635.85	607904	11.22	7.854	0.225	34.88	0.709	11650.24

TableauV.33 : Vérification de 1.1Nu≤ Nu

N_u (KN)	1.1 N_U (KN)	Nu (KN)	1.1Nu≤ Nu
4765.71	5242.28	11650.24	vérifiée

Conclusion

Finalement, nous avons assuré une bonne stabilité globale de la structure par :

1. un dimensionnement adéquat de tous les éléments
2. le système de contreventement (noyau central)
3. une résistance élevée du béton (40 Mpa)

Chapitre VI

Etude des éléments résistants

VI.1.INTRODUCTION

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.

VI.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.

VI.3.Ferraillage des poutres

VI.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	γ_s=1.00
f_{c28}=40 Mpa	FeE400	f_{c28}= 40 Mpa	FeE400
σ_b=22.66 Mpa	σ_s=348 Mpa	σ_b= 29.57Mpa	σ_s=400 Mpa

VI.3.2.Recommandation du RPA99 version 2003

VI.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 III.

VI.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.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumes dans les Tableaux ci- dessous:

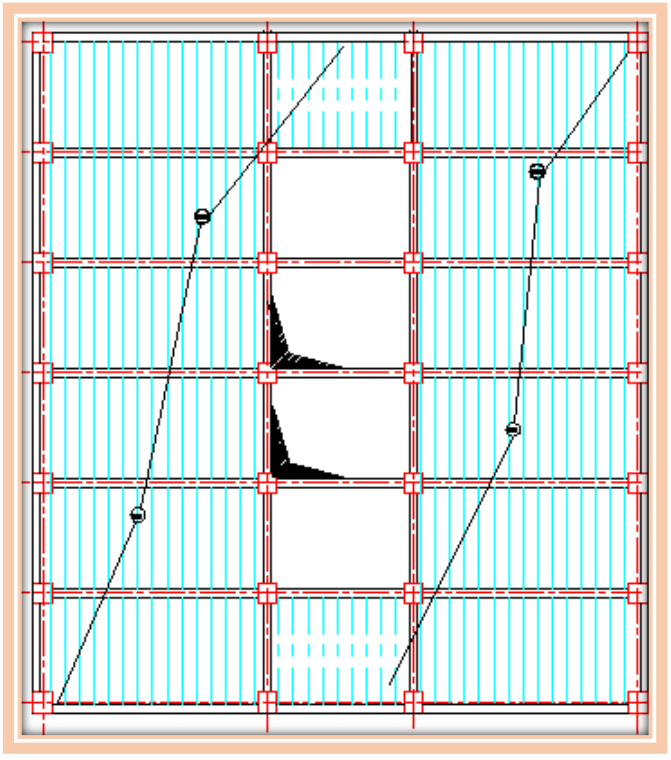


Figure VI.1 : coffrage plancher

VI.3.3.Ferraillage des poutres principales (45x60)

Tableau VI.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (45x60)

	Niveau	Positon	M_u (kN.m)	Combinaison	$A_{calculeé}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
Rive	Terrasse	travée	209.89	ELU	10.8	4HA14+6HA12 = 12.94
		appui	-413.45	G+Q+Edx	18.9	8HA14+ 6HA12= 19.10
	Habitation	travée	268.69	ELU	14.0	6HA14+6HA12=16.02
		appui	-492.79	G+Q+Edx	22.8	6HA16+8HA14 = 24.38
	Bureau	travée	292.18	ELU	15.3	6HA14+6HA12=16.02
		appui	-515.06	G+Q+Edx	23.9	6HA16+8HA14 = 24.38
	Commerce	travée	362.33	G+Q+Edx	16.5	6HA14+4HA16=17.28
		appui	-638.62	G+Q+Edx	30.1	8HA16+6HA20 = 34.93
	Dépôt	travée	275.29	ELU	14.4	6HA14+6HA12=16.02
		appui	-474.29	G+Q+Edx	21.9	6HA16+8HA14 = 24.38
intérimaire	Terrasse	travée	44.61	G+Q+Edx	3.9	4HA12=4.52
		appui	-149.92	G+Q+Edx	6.6	6HA12=6.79
	Habitation	travée	76.31	G+Q+Edx	3.9	4HA12=4.52
		appui	-198.11	G+Q+Edx	8.8	8HA12 = 9.05
	Bureau	travée	83.91	0.8+Edx	3.9	4HA12=4.52
		appui	-197.78	ELU	10.2	4HA14+4HA12 = 10.68
	Commerce	travée	77.99	G+Q+Edx	3.9	4HA12=4.52
		appui	-198.90	G+Q+Edx	8.9	8HA12 = 9.05
	Dépôt	travée	60.08	ELU	3.9	4HA12=4.52
		appui	-101.27	G+Q+Edx	4.5	4HA12=4.52

VI.3.3.1.Vérification sections minimale des poutres principales

Tableau VI.3 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres principales

	Niveau	Positon	$A_{calculée}$ (cm²)	A' (cm²)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisie}$ (cm²)
Rive	Terrasse	travée	12.94	0	2.7	13.5	6HA14+4HA12 = 13.76
		appui	19.10	0	2.7	13.5	8HA14+ 6HA12= 19.10
	Habitation	travée	16.02	0	2.7	13.5	6HA14+6HA12=16.02
		appui	24.38	0	2.7	13.5	6HA16+8HA14 = 24.38
	Bureau	travée	16.02	0	2.7	13.5	6HA14+6HA12=16.02
		appui	24.38	0	2.7	13.5	6HA16+8HA14 = 24.38
	Commerce	travée	17.28	0	2.7	13.5	6HA14+4HA16=17.28
		appui	34.93	0	2.7	13.5	8HA16+6HA20 = 34.93
	Dépôt	travée	16.02	0	2.7	13.5	6HA14+6HA12=16.02
		appui	24.38	0	2.7	13.5	6HA16+8HA14 = 24.38
intérimaire	Terrasse	travée	4.52	0	2.7	13.5	6HA14+4HA12 = 13.76
		appui	6.79	0	2.7	13.5	6HA14+4HA12 = 13.76
	Habitation	travée	4.52	0	2.7	13.5	6HA14+4HA12 = 13.76
		appui	9.05	0	2.7	13.5	6HA14+4HA12 = 13.76
	Bureau	travée	4.52	0	2.7	13.5	6HA14+4HA12 = 13.76
		appui	10.68	0	2.7	13.5	6HA14+4HA12 = 13.76
	Commerce	travée	4.52	0	2.7	13.5	6HA14+4HA12 = 13.76
		appui	9.05	0	2.7	13.5	6HA14+4HA12 = 13.76
	Dépôt	travée	4.52	0	2.7	13.5	6HA14+4HA12 = 13.76
		appui	4.52	0	2.7	13.5	6HA14+4HA12 = 13.76

VI.3.3.2.Verification 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 sollicitations Mser, Nser selon les règles CBA93.

$$\sigma_b = \frac{N_{Ser}}{B+15.A}$$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6\ f_{c28} = 24$ Mpa
- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S} = 241$ Mpa

Et : $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S} = 241$ Mpa

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (45x60)

	Niveau	Positon	M_{ser}(kN.m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\sigma_b \leq \sigma_b$	$\overline{\sigma_s} \leq \sigma_s$
Rive	Terrasse	travée	155.52	13.76	7.2	220.7	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-305.70	19.10	12.6	240.0	Vérifiée	Vérifiée
	Habitation	travée	195.87	16.02	8.6	240.0	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-359.23	24.38	13.7	240.0	Vérifiée	Vérifiée
	Bureau	travée	211.22	16.02	9.2	240.0	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-372.34	24.38	14.2	240.0	Vérifiée	Vérifiée
	Commerce	travée	257.97	17.28	11.0	240.0	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-454.71	34.93	15.5	240.0	Vérifiée	Vérifiée
	Dépôt	travée	196.64	16.02	8.6	240.0	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-338.82	24.38	12.9	240.0	Vérifiée	Vérifiée
intérimaire	Terrasse	travée	29.43	13.76	1.0	0.0	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-73.40	13.76	2.1	0.0	Vérifiée	Vérifiée
	Habitation	travée	43.51	13.76	1.4	0.0	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-87.14	13.76	4.0	0.0	Vérifiée	Vérifiée
	Bureau	travée	46.62	13.76	1.5	0.0	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-88.96	13.76	4.1	0.0	Vérifiée	Vérifiée
	Commerce	travée	55.78	13.76	1.8	0.0	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-101.76	13.76	4.7	0.0	Vérifiée	Vérifiée
	Dépôt	travée	68.90	13.76	2.3	0.0	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-96.93	13.76	4.5	0.0	Vérifiée	Vérifiée

VI.3.3.3.Vérification au cisaillement des poutres principales

Tableau VI.5 : Calcul de de la contrainte τ

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
situation durable	τ=4 Mpa	τ =5.33 Mpa
Situation accidentelle	τ =5.22 Mpa	τ =6.96 Mpa

Tableau VI.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	Vu (kN)	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Rive	terrasse	274.52	ELU	1.07	4	Vérifiée
	Habitation	324.79	ELU	1.27	4	Vérifiée
	Bureau	351.69	ELU	1.38	4	Vérifiée
	Commerce	436.27	ELU	1.71	4	Vérifiée
	Dépôt	328.67	ELU	1.29	4	Vérifiée
intérimaire	Terrasse	115.52	ELU	0.45	5	Vérifiée
	Habitation	149.74	ELU	0.59	5	Vérifiée
	Bureau	191.83	ELU	0.75	5	Vérifiée
	Commerce	194.52	ELU	0.76	5	Vérifiée
	Dépôt	141.02	ELU	0.55	5	Vérifiée

- Les poutres principales sont vérifiées cis à vis au cisaillement.

VI.3.4.Ferraillage des poutres secondaires (35x45)

Tableau VI.7 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (35x45)

	Niveau	Positon	M_u (kN.m)	Combinaison	$A_{calculée}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
Rive	Terrasse	travée	166.3	G+Q+Edx	10.3	4HA14+4HA12 = 10.68
		appui	-192.12	G+Q+Edx	12.0	4HA14+6HA12 = 12.94
	Habitation	travée	176.60	G+Q+Edx	10.9	6HA12+4HA14= 12.94
		appui	-205.66	G+Q+Edx	12.8	4HA14+6HA12 = 12.94
	Bureau	travée	143.05	G+Q+Edx	8.8	4HA14+4HA12 = 10.68
		appui	-168.15	G+Q+Edx	10.4	4HA14+6HA12 = 12.94
	Commerce	travée	103.37	G+Q+Edx	6.3	4HA14+2HA12=8.42
		appui	-128.01	G+Q+Edx	7.8	4HA14+2HA12=8.42
	Dépôt	travée	17.72	0.8G+Edx	2.3	4HA12=4.52
		appui	-23.52	G+Q+Edx	2.3	4HA12=4.52
Intermédiaire	Terrasse	travée	152.03	G+Q+Edy	9.3	4HA14+4HA12 = 10.68
		appui	-166.11	G+Q+Edy	10.2	4HA14+4HA12 = 10.68
	Habitation	travée	164.60	G+Q+Edy	10.2	4HA14+4HA12 = 10.68
		appui	-185.08	G+Q+Edy	11.5	4HA14+4HA12 = 10.68
	Bureau	travée	135.96	G+Q+Edy	8.3	4HA14+4HA12 = 10.68
		appui	-145.63	G+Q+Edy	8.9	4HA14+4HA12 = 10.68
	Commerce	travée	102.0	G+Q+Edy	6.2	4HA14+2HA12=8.42
		appui	-109.65	G+Q+Edy	6.7	4HA14+2HA12=8.42
	Dépôt	travée	31.31	G+Q+Edy	2.3	4HA12=4.52
		appui	-38.48	0.8G+Edy	2.3	4HA12=4.52

VI.3.4.1.Vérification des sections minimales des poutres secondaires (35x45)

Tableau VI.8 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres secondaires (35x45)

	Niveau	Positon	$A_{calculée}$ (cm²)	A' (cm²)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisie}$ (cm²)
Rive	Terrasse	travée	10.68	0	1.6	7.9	4HA14+4HA12 = 10.68
		appui	12.94	0	1.6	7.9	4HA14+6HA12 = 12.94
	habitation	travée	12.94	0	1.6	7.9	6HA12+4HA14= 12.94
		appui	12.94	0	1.6	7.9	4HA14+6HA12 = 12.94
	Bureau	travée	10.68	0	1.6	7.9	4HA14+4HA12 = 10.68
		appui	12.94	0	1.6	7.9	4HA14+6HA12 = 12.94
	Commerce	travée	8.42	0	1.6	7.9	4HA14+2HA12=8.42
		appui	8.42	0	1.6	7.9	4HA14+2HA12=8.42
	Dépôt	travée	4.52	0	1.6	7.9	4HA14+2HA12=8.42
		appui	4.52	0	1.6	7.9	4HA14+2HA12=8.42
Intermédiaire	Terrasse	travée	10.68	0	1.6	7.9	4HA14+4HA12 = 10.68
		appui	10.68	0	1.6	7.9	4HA14+4HA12 = 10.68
	Habitation	travée	10.68	0	1.6	7.9	4HA14+4HA12 = 10.68
		appui	10.68	0	1.6	7.9	4HA14+4HA12 = 10.68
	Bureau	travée	10.68	0	1.6	7.9	4HA14+4HA12 = 10.68
		appui	10.68	0	1.6	7.9	4HA14+4HA12 = 10.68
	Commerce	travée	8.42	0	1.6	7.9	4HA14+2HA12=8.42
		appui	8.42	0	1.6	7.9	4HA14+2HA12=8.42
	Dépôt	travée	4.52	0	1.6	7.9	4HA14+2HA12=8.42
		appui	4.52	0	1.6	7.9	4HA14+2HA12=8.42

VI.3.4.2.Verification des contraintes à ELS des poutres secondaires (35x45)

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

$\sigma_b = \frac{N_{Ser}}{B+15.A}$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6\ f_{c28} = 24$ Mpa
- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6\ f_{c28} = 24$ Mpa

Et : $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S} = 241$ Mpa

➢ Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	NIV	Positon	M_{ser}(kN.m)	$A_{adoptée}$ (cm²)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Rive	Terrasse	travée	48.47	10.68	4.7	117.4	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-65.78	12.94	6.0	137.8	Vérifiée	Vérifiée
	Habitation	travée	46.82	12.94	4.3	98.1	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-74.18	12.94	6.8	155.4	Vérifiée	Vérifiée
	Bureau	travée	24.36	10.68	1.8	20.1	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-48.03	12.94	4.4	100.6	Vérifiée	Vérifiée
	Commerce	travée	15.79	8.42	1.2	13.9	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-34.95	8.42	2.3	30.7	Vérifiée	Vérifiée
	Dépôt	travée	2.70	8.42	0.2	2.4	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-5.84	8.42	0.4	5.1	Vérifiée	Vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	travée	43.00	10.68	4.2	0.0	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-58.97	10.68	5.8	0.0	Vérifiée	Vérifiée
	Habitation	travée	47.12	10.68	4.6	0.0	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-65.58	10.68	6.4	0.0	Vérifiée	Vérifiée
	Bureau	travée	25.24	10.68	1.9	0.0	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-52.43	10.68	5.1	0.0	Vérifiée	Vérifiée
	Commerce	travée	32.63	8.42	2.5	0.0	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-68.10	8.42	7.2	0.0	Vérifiée	Vérifiée
	Dépôt	travée	27.69	8.42	2.1	0.0	Vérifiée	Vérifiée
		appui	-58.45	8.42	6.2	0.0	Vérifiée	Vérifiée

VI.3.4.3.Vérification au cisaillement des poutres secondaires

Tableau VI.10 : Calcul de la contrainte τ

	Poutres de rive	Poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
situation durable	τ=4 Mpa	τ =5.33 Mpa
Situation accidentelle	τ =5.22 Mpa	τ =6.96 Mpa

Tableau VI.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

	Niveau	Vu (kN)	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Rive	terrasse	95.38	G+Q+Edx	0.64	6.96	Vérifiée
	Habitation	108.89	G+Q+Edx	0.73	6.96	Vérifiée
	Bureau	93.58	G+Q+Edx	0.62	6.96	Vérifiée
	Commerce	74.35	G+Q+Edx	0.49	6.96	Vérifiée
	Dépôt	15.53	G+Q+Edx	0.10	6.96	Vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	82.34	G+Q+Edx	0.55	5.33	Vérifiée
	Habitation	104.99	G+Q+Edx	0.69	5.33	Vérifiée
	Bureau	94.47	G+Q+Edx	0.63	5.33	Vérifiée
	Commerce	100.50	G+Q+Edx	0.67	5.33	Vérifiée
	Dépôt	69.32	G+Q+Edx	0.46	5.33	Vérifiée

VI.3.5.Calcul des armatures transversales

Tableau VI.12 : Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement.

		RPA99			St adopté (cm)		
section	τ_u(Mpa)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	A_t(cm)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	$A_{tchoisie}$(cm²)
45X60	2.08	15	30	2.7	10	20	4 ϕ8=2.01
35x45	0.73	10	20	1.8	10	20	4 ϕ8 = 2.01

VI.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 :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ $\quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\,M_0}$ $\quad \rho \leq \frac{4.2}{f_e}$
- Avec : $M_t = K x M_0$

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

Tableau VI.13 : Vérification Les conditions de la flèche des poutres.

	1er condition			2eme conditions			3eme conditions		
	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10\,M_0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\,M_0}$	$\rho = \frac{A}{b\,d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\rho \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	0.060	0.063	Non Vérifiée	0.060	0.075	Non Vérifiée	0.013	0.0105	Non. Vérifiée.
PS	0.091	0.063	Vérifiée	0.081	0.075	Vérifiée	0.014	0.0105	Non Vérifiée

Les conditions sont n'est pas vérifiées pour les poutres donc le calcul de la flèche nécessaire.

Tableau VI.14 : Vérification de la flèche des poutres principales.

	NIV	Positon	M_{ser}(KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)	$f \leq f_{adm}$
Rive	Terrasse	travée	155.52	13.76	5.5	12.6	Vérifiée
		appui	-305.70	19.10	11.6	12.6	Vérifiée
	habitation	travée	195.87	16.02	6.9	12.6	Vérifiée
		appui	-359.23	24.38	11.9	12.6	Vérifiée
	bureau	travée	211.22	16.02	7.4	12.6	Vérifiée
		appui	-372.34	24.38	12.0	12.6	Vérifiée
	commerce	travée	257.97	17.28	8.9	12.6	Vérifiée
		appui	-454.71	34.93	12.4	12.6	Vérifiée
	dépôt	travée	196.64	16.02	6.9	12.6	Vérifiée
		appui	-338.82	24.38	11.7	12.6	Vérifiée
Intermédiaire	terrasse	travée	29.43	13.76	0.9	8.2	Vérifiée
		appui	-73.40	13.76	1.1	8.2	Vérifiée
	habitation	travée	43.51	13.76	1.3	8.2	Vérifiée
		appui	-87.14	13.76	1.8	8.2	Vérifiée
	bureau	travée	46.62	13.76	1.4	8.2	Vérifiée
		appui	-88.96	13.76	1.9	8.2	Vérifiée
	commerce	travée	55.78	13.76	1.7	8.2	Vérifiée
		appui	-101.76	13.76	2.7	8.2	Vérifiée
	dépôt	travée	68.90	13.76	2.1	8.2	Vérifiée
		appui	-96.93	13.76	2.4	8.2	Vérifiée

Tableau VI.15 : Vérification de la flèche des poutres secondaires.

	NIV	Positon	M_{ser}(KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)	$f \leq f_{adm}$
Rive	Terrasse	travée	48.47	12.94	3.0	9.8	Vérifiée
		appui	-65.78	16.02	3.6	9.8	Vérifiée
	habitation	travée	46.82	12.94	2.9	9.8	Vérifiée
		appui	-74.18	16.02	4.3	9.8	Vérifiée
	bureau	travée	24.36	10.68	1.5	9.8	Vérifiée
		appui	-48.03	12.94	2.7	9.8	Vérifiée
	commerce	travée	15.79	8.42	1.0	9.8	Vérifiée
		appui	-34.95	10.68	1.8	9.8	Vérifiée
	dépôt	travée	2.70	8.42	0.2	9.8	Vérifiée
		appui	-5.84	8.42	0.2	9.8	Vérifiée
Intermédiaire	terrasse	travée	43.00	12.94	2.6	9.8	Vérifiée
		appui	-58.97	12.94	3.7	9.8	Vérifiée
	habitation	travée	47.12	12.94	2.9	9.8	Vérifiée
		appui	-65.58	13.76	4.1	9.8	Vérifiée
	bureau	travée	25.24	10.68	1.5	9.8	Vérifiée
		appui	-52.43	12.94	3.1	9.8	Vérifiée
	commerce	travée	32.63	8.42	2.1	9.8	Vérifiée
		appui	-68.10	8.42	6.2	9.8	Vérifiée
	dépôt	travée	27.69	8.42	1.8	9.8	Vérifiée
		appui	-58.45	8.42	5.0	9.8	Vérifiée

Les armatures de peau : 2HA12 = 2.26 cm²

VI.4.Ferraillage des poutres sous l'effet du changement thermique

VI.4.1. Ferraillage des poutres principales sous l'effet du changement thermique

- Combinaison 1.35G+1.5Q+1.5T

Tableau VI.16 : Ferraillage des poutres principales (45x60)

Niveau	Positon	N_T (kN)	M_u (KN.m)	A_1 (Cm²)	A_2 (Cm²)	$A_{S1choisi}$ (cm²)	$A_{S2choisi}$ (cm²)
Terrasse	travée	1275.3	130.41	21.9	10	6HA16+6HA14=21.30	4HA14+4HA12=10.68
	appui	1275.3	-209.42	6.4	25.5	4HA14+2HA12=8.42	8HA16+8HA14=28.40
habitation	travée	1275.3	168.71	23.6	8.3	6HA16+8HA14=24.38	4HA14+2HA12=8.42
	appui	1275.3	-303.12	2.2	29.7	4HA12=4.52	8HA16+10HA14=31.48
bureau	travée	1275.3	180.77	24.2	7.7	6HA16+8HA14=24.38	4HA14+2HA12=8.42
	appui	1275.3	-319.39	1.4	30.5	4HA12=4.52	8HA16+10HA14=31.48
commerce	travée	1275.3	216.08	25.8	6.1	8HA16+8HA14=28.40	4HA14+2HA12=8.42
	appui	1275.3	-381.11	0.0	33.2		10HA16+10HA14=35.50

VI.4.1.1. Vérification des sections minimales des poutres principales

Tableau VI.17 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres principales

Niveau	Positon	$A_{S2choisi}$ (cm²)	$A_{S1choisi}$ (cm²)	A' (cm²)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	A_{choisi} (cm²)
Terrasse	travée	21.30	10.68	0	2.7	13.5	6HA16+6HA14=21.30
	appui	8.42	28.40	0	2.7	13.5	8HA16+8HA14=28.40
habitation	travée	24.38	8.42	0	2.7	13.5	6HA16+8HA14=24.38
	appui	4.52	31.48	0	2.7	13.5	8HA16+10HA14=31.48
bureau	travée	24.38	8.42	0	2.7	13.5	6HA16+8HA14=24.38
	appui	4.52	31.48	0	2.7	13.5	8HA16+10HA14=31.48
commerce	travée	28.40	8.42	0	2.7	13.5	8HA16+8HA14=28.40
	appui	0.0	33.50	0	2.7	13.5	10HA16+10HA14=35.50

VI.4.1.2.Verification des contraintes àl' ELS

Tableau VI.18 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres

Niveau	Positon	N_T (kN)	M_{ser}(KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	travée	1275.3	96.62	21.30	6.1	42.5	Vérifiée	Vérifiée
	appui	1275.3	-154.90	28.40	8.8	125.0	Vérifiée	Vérifiée
habitation	travée	1275.3	123.40	24.38	6.7	35.1	Vérifiée	Vérifiée
	appui	1275.3	-221.71	31.48	12.7	35.0	Vérifiée	Vérifiée
bureau	travée	1275.3	131.30	24.38	6.9	32.5	Vérifiée	Vérifiée
	appui	1275.3	-231.98	31.48	13.0	40.0	Vérifiée	Vérifiée
commerce	travée	1275.3	154.87	28.40	7.3	27.5	Vérifiée	Vérifiée
	appui	1275.3	-273.12	35.50	14.4	56.2	Vérifiée	Vérifiée

VI.4.1.3.Vérification au cisaillement des poutres principales

Tableau VI.19 : calcul τ

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
situation durable	τ=4 Mpa	τ =5.33 Mpa
Situation accidentelle	τ =5.22 Mpa	τ =6.96 Mpa

Tableau VI.20 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niveau	Vu (kN)	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
terrasse	143.83	1.35G+1.5Q+1.5T	0.56	4	Vérifiée
Habitation	203.29	1.35G+1.5Q+1.5T	0.79	4	Vérifiée
Bureau	218.02	1.35G+1.5Q+1.5T	0.85	4	Vérifiée
Commerce	260.31	1.35G+1.5Q+1.5T	1.02	4	Vérifiée

VI.4.2.Ferraillage des poutres secondaires sous l'effet du changement thermique

Tableau VI.21 : Ferraillage des poutres secondair

Niveau	Positon	N_T (kN)	M_u (kN.m)	A_{S1} (Cm^2)	A_{S2} (Cm^2)	$A_{S1choisie}$ (cm^2)	$A_{S2choisie}$ (cm^2)
Terrasse	travée	765.18	66.83	14.5	7.5	6HA14+6HA12=16.02	4HA14+2HA12=8.42
	appui	765.18	-90.29	6.3	15.7	4HA14+2HA12=8.42	6HA14+6HA12=16.02
habitation	travée	765.18	64.75	14.4	7.6	6HA14+6HA12=16.02	4HA14+2HA12=8.42
	appui	765.18	-101.71	5.7	16.3	4HA14+2HA12=8.42	6HA14+4HA16=17.28
bureau	travée	765.18	34.03	12.8	9.2	4HA14+6HA12=12.94	4HA14+4HA12=10.68
	appui	765.18	-65.99	7.5	14.4	4HA14+2HA12=8.42	6HA14+6HA12=16.02
commerce	travée	765.18	20.01	12.0	10.0	4HA14+6HA12=12.94	4HA14+4HA12=10.68
	appui	765.18	-48.05	8.5	13.5	4HA14+6HA12=12.94	6HA14+4HA12=13.76

VI.4.2.1. Vérification des sections minimales des poutres secondaires

Tableau VI.22 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des poutres secondaires

Niveau	Positon	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	travée	14.5	7.5	0	1.6	7.9	6HA14+6HA12=16.02
	appui	6.3	15.7	0	1.6	7.9	6HA14+6HA12=16.02
habitation	travée	14.4	7.6	0	1.6	7.9	6HA14+6HA12=16.02
	appui	5.7	16.3	0	1.6	7.9	6HA14+4HA12=17.28
bureau	travée	12.8	9.2	0	1.6	7.9	4HA14+6HA12=12.94
	appui	7.5	14.4	0	1.6	7.9	6HA14+6HA12=16.02
commerce	travée	12.0	10.0	0	1.6	7.9	4HA14+6HA12=12.94
	appui	8.5	13.5	0	1.6	7.9	6HA14+4HA12=13.76

VI.4.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

Tableau VI.23 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.

Niveau	Positon	N_T (kN)	M_{ser}(KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s} \leq \sigma_s$
Terrasse	travée	765.18	48.47	16.02	3.6	27.1	Vérifiée	Vérifiée
	appui	765.18	-65.47	16.02	8.9	124.9	Vérifiée	Vérifiée
habitation	travée	765.18	46.82	16.02	6.1	44.1	Vérifiée	Vérifiée
	appui	765.18	-74.18	17.28	9.3	129.4	Vérifiée	Vérifiée
bureau	travée	765.18	24.36	12.94	4.9	99.0	Vérifiée	Vérifiée
	appui	765.18	-48.04	16.02	8.0	112.3	Vérifiée	Vérifiée
commerce	travée	765.18	14.48	12.94	4.2	66.7	Vérifiée	Vérifiée
	appui	765.18	-34.96	13.76	7.3	104.6	Vérifiée	Vérifiée

VI.4.2.3. Vérification de la contrainte de cisaillement

Tableau VI.24 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires :

Niveau	Vu (kN)	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
terrasse	50.27	1.35G+1.5Q+1.5T	0.34	4	Vérifiée
Habitation	64.58	1.35G+1.5Q+1.5T	0.43	4	Vérifiée
Bureau	49.50	1.35G+1.5Q+1.5T	0.33	4	Vérifiée
Commerce	40.61	1.35G+1.5Q+1.5T	0.27	4	Vérifiée

VI.4.3.Calcul des armatures transversales

Tableau VI.25 : Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement.

		RPA99			St adopté (cm)		
section	τ_u(Mpa)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	A_t(cm)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	$A_{tchoisie}$(cm²)
40x60	1.02	15	30	2.7	10	20	4 ϕ8=2.01
35x45	0.43	11.25	22.5	1.8	10	20	4 ϕ8 = 2.01

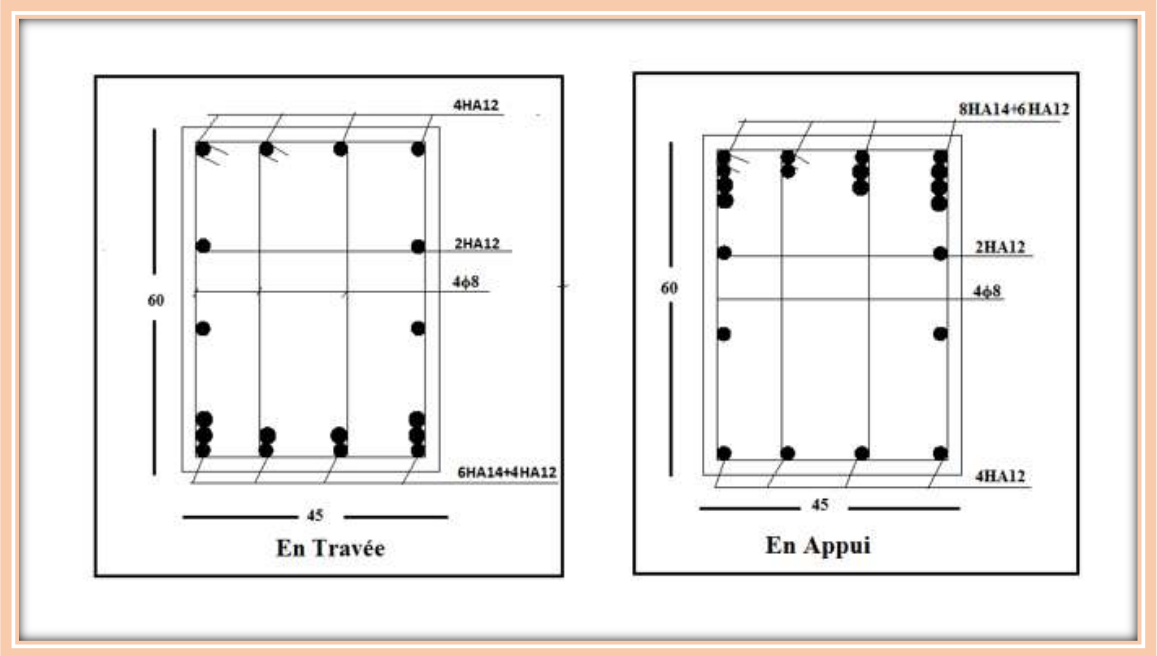


Figure VI.2 : Ferraillage des poutres principales rive terrasse et étage

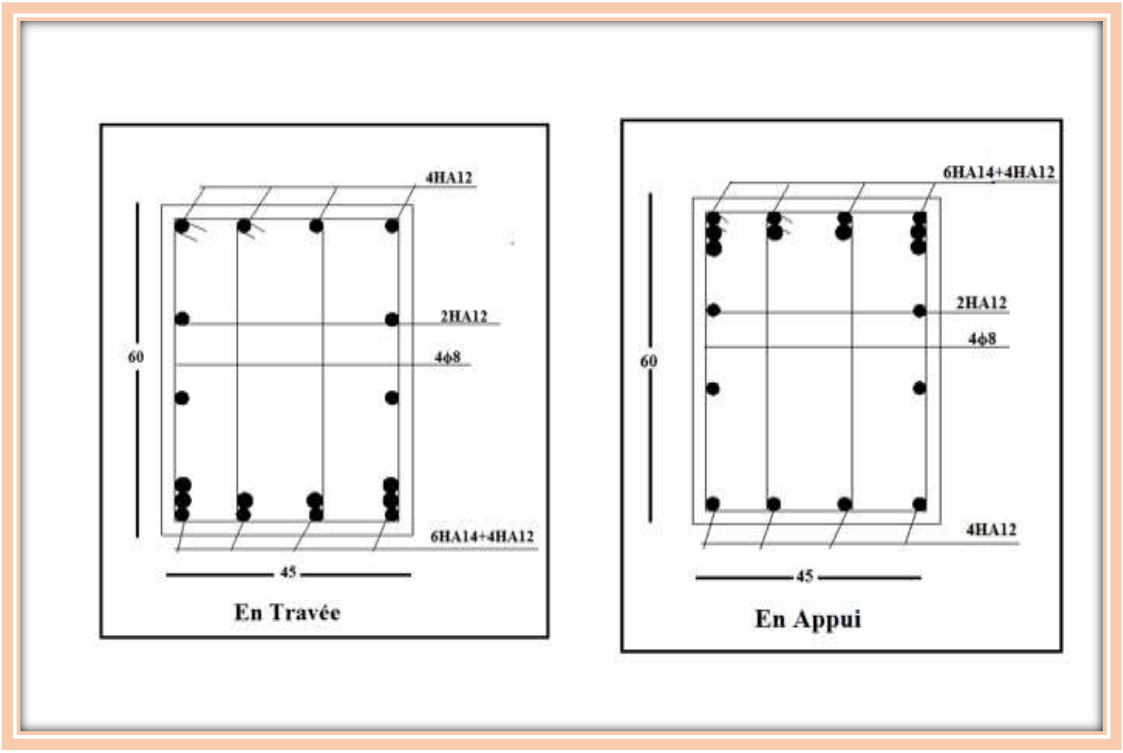


Figure VI.3 : Ferraillage des poutres principales intermédiaire terrasse et étage

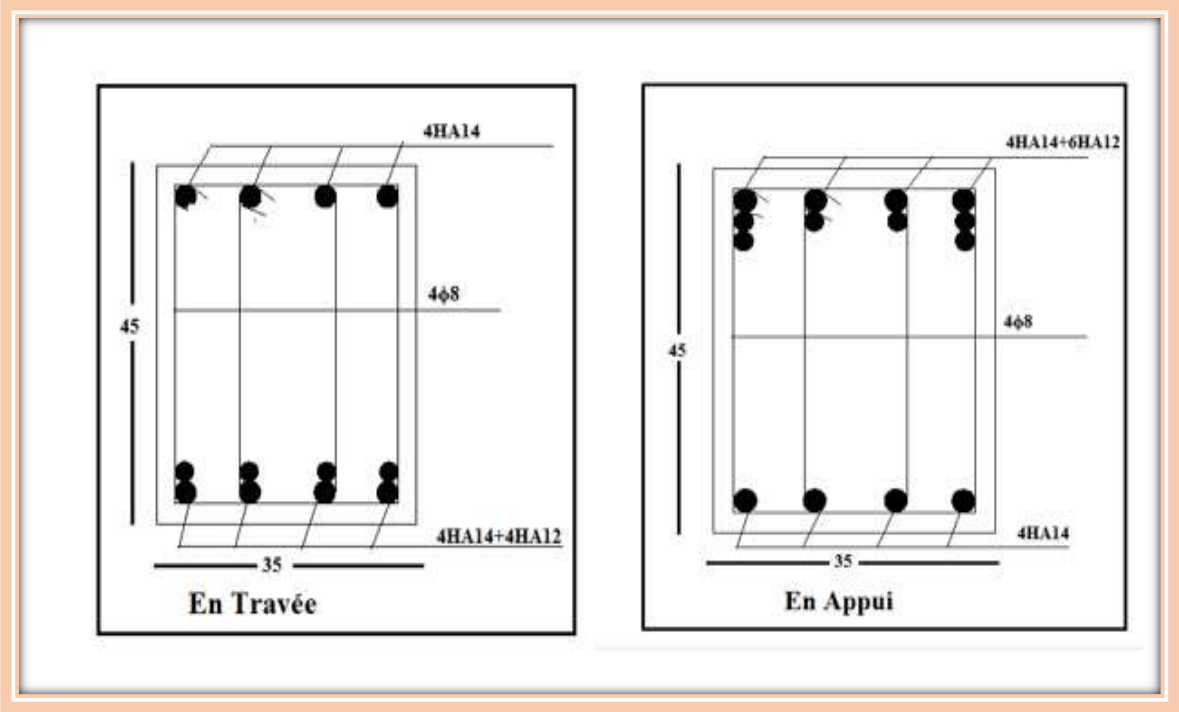


Figure VI.4 : Ferraillage des poutres secondaires terrasse et étage

VI.5.Ferraillage des goussets

Tableau VI.26 : Ferraillage longitudinales des goussets

Niveau	Positon	M_u (KN.m)	Combinaison	A_{calcul} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
Terrasse	travée	110.18	ELU	6.8	4HA14+2HA12=8.42
	appui	-844.82	G+Q+Edx	18.5	4HA16+8HA14= 20.36
habitation	travée	147.92	ELU	6.8	4HA14+2HA12=8.42
	appui	-690.92	G+Q+Edx	15.0	6HA12+6HA14 = 16.02
bureau	travée	120.83	ELU	6.8	4HA14+2HA12=8.42
	appui	-678.49	G+Q+Edx	14.7	4HA16+6HA12 = 14.83
commerce	travée	76.77	G+Q+Edx	6.8	4HA14+2HA12=8.42
	appui	-741.84	G+Q+Edx	16.2	4HA16+6HA14=17.28
dépôt	travée	139.38	ELU	6.8	4HA14+2HA12=8.42
	appui	-567.55	G+Q+Edx	12.3	4HA14+6HA12 = 12.94

VI.5.1. Vérification des sections minimales des goussets

Tableau VI.27 : Vérification selon RPA2003 et CBA93 des goussets (45x120)

Niveau	Positon	$A_{calculée}$ (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	travée	8.42	0	2.2	11	6HA14+2HA12=11.50
	appui	20.36	0	2.2	11	8HA14+ 4HA16= 20.36
habitation	travée	8.42	0	2.2	11	6HA14+2HA12=11.50
	appui	16.02	0	2.2	11	6HA12+6HA14 = 16.02
bureau	travée	8.42	0	2.2	11	6HA14+2HA12=11.50
	appui	14.83	0	2.2	11	4HA16+6HA12 = 14.83
commerce	travée	8.42	0	2.2	11	6HA14+2HA12=11.50
	appui	17.28	0	2.2	11	6HA14+4HA16=17.28
dépôt	travée	8.42	0	2.2	11	6HA14+2HA12=11.50
	appui	12.94	0	2.2	11	4HA14+6HA12 = 12.94

VI.5.2.Verification des contraintes à ELS

Tableau VI.28 : Vérification des contraintes à l'ELS des goussets

Niveau	Positon	M_{ser}(KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	travée	271.08	11.50	2.7	35.7	Vérifiée	Vérifiée
	appui	-5.29	20.36	0.6	0.7	Vérifiée	Vérifiée
habitation	travée	370.97	11.50	6.2	240.0	Vérifiée	Vérifiée
	appui	-22.22	16.02	0.2	2.8	Vérifiée	Vérifiée
bureau	travée	394.28	11.50	6.5	240.0	Vérifiée	Vérifiée
	appui	-92.26	14.83	0.8	11.7	Vérifiée	Vérifiée
commerce	travée	480.42	11.50	8.0	240.0	Vérifiée	Vérifiée
	appui	-139.68	17.28	1.2	17.3	Vérifiée	Vérifiée
dépôt	travée	370.19	11.50	6.1	240.0	Vérifiée	Vérifiée
	appui	-1.63	12.94	0.2	0.1	Vérifiée	Vérifiée

VI.5.3.Vérification au cisaillement pour les goussets

Tableau VI.29 : calcul de la contrainte τ

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
situation durable	τ=4 Mpa	τ =5.33 Mpa
Situation accidentelle	τ =5.22 Mpa	τ =6.96 Mpa

Tableau VI.30 : Vérification de la contrainte de cisaillement des goussets

Niveau	Vu (kN)	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
terrasse	582.23	1.35G+1.5Q	1.23	4	Vérifiée
Habitation	551.61	1.35G+1.5Q	1.17	4	Vérifiée
Bureau	562.93	1.35G+1.5Q	1.19	4	Vérifiée
Commerce	604.62	1.35G+1.5Q	1.29	4	Vérifiée
Dépôt	390.37	1.35G+1.5Q	0.83	4	Vérifiée

VI.5.4.Calcul des armatures transversales

Tableau VI.31 : Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement.

	RPA99			St adopté (cm)		Nbre des barres	
τ_u(Mpa)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	A_t (cm)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	Nb_{ZC}	Nb_{ZN}
1.29	14.4	60	2ϕ8=1.01	10	20	19	12

Avec :

N = $\frac{2.h}{S_t}$

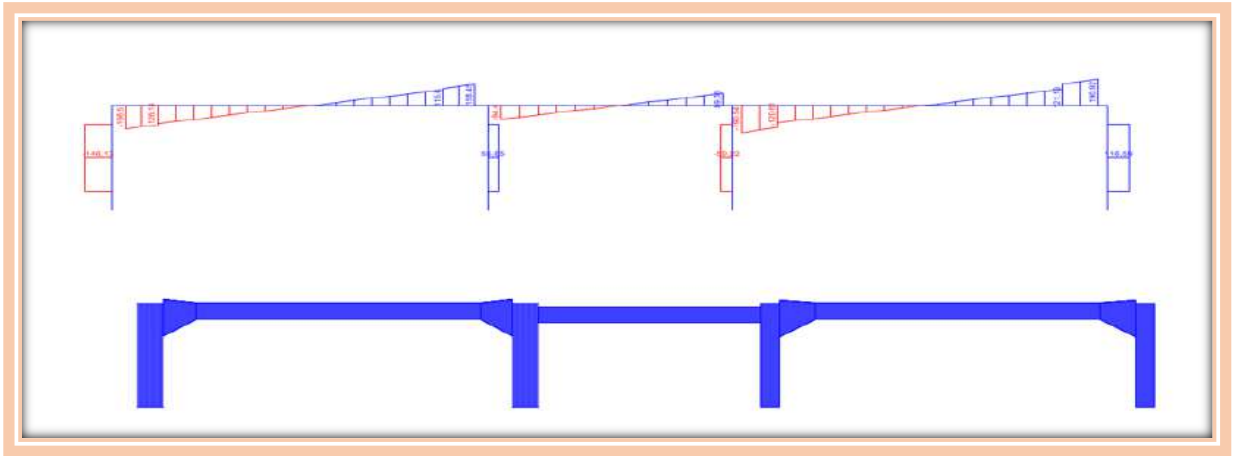


Figure VI.7 : diagramme de l'effort tranchant

VI.5.4.Vérification de la flèche

Tableau VI.32 : Vérification Les conditions de la flèche des poutres principales

1er condition			2eme conditions			3eme conditions		
$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l}$	$\frac{M_t}{10\ M_0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\ M_0}$	$\rho = \frac{A}{b\ d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\rho \leq \frac{4.2}{f_e}$
0.12	0.063	Vérifi	0.12	0.075	Vérif.	0.004	0.0105	Vérif.

VI.6.Ferraillage des poteaux

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

VI.6.1. Détermination des armatures longitudinales

VI.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.

VI.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 N_{max} et son $M_{corres.}$

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

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant M_{max} et son $N_{corres.}$

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

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corr}

Tableau VI.33 : Ferraillage longitudinale des poteaux

	Cas	Sollicitations	Combinaison	N (kN)	M (kN.m)	A_{S1} (cm²)	A_{S2} (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
$Pot_{circulaire}$	1	N_{max}- M_{corres}	ELU	6120.025	16.53	12.70	12.70	57.23	8HA20+16HA16=57.30
	2	M_{max}- $N_{corres.}$	G+Q+Edy	4468.31	287.18	12.70	12.70		
	3	N_{min}- M_{corres}	0.8G+Edx	338.42	19.49	12.70	12.70		
Pot 55x60	1	N_{max}- M_{corres}	ELU	642.23	11.59	4.60	4.60	29.7	6HA20+6HA16+=30.91
	2	M_{max}- $N_{corres.}$	G+Q+Edx	242.12	174.3	4.60	4.60		
	3	N_{min}- M_{corres}	0.8G+Edx	39.29	6.81	4.60	4.60		
Pot 60c65	1	N_{max}- M_{corres}	ELU	1370.05	11.35	5.00	5.00	35.1	6HA20+10HA16=38.96
	2	M_{max}- $N_{corres.}$	G+Q+Edx	885.13	118.17	5.00	5.00		
	3	N_{min}- M_{corres}	0.8G+Edx	129.56	1.14	5.00	5.00		
Pot 65x70	1	N_{max}- M_{corres}	ELU	2492.77	13.25	5.40	5.40	40.95	6HA20+12HA16=42.98
	2	M_{max}- $N_{corres.}$	G+Q+Edx	1547.55	114.58	5.40	5.40		
	3	N_{min}- M_{corres}	0.8G+Edx	985.81	23.05	5.40	5.40		
Pot 70x75	1	N_{max}- M_{corres}	G+Q+Edx	4160.62	3.28	5.80	5.80	47.25	8HA20+12HA16=49.26
	2	M_{max}- $N_{corres.}$	G+Q+Edx	2569.5	109.80	5.80	5.80		
	3	N_{min}- M_{corres}	0.8G+Edx	2255.84	1.38	5.80	5.80		
Pot75x80	1	N_{max}- M_{corres}	G+Q+Edx	10043.29	16.03	6.20	6.20	54.00	8HA20+16HA16=57.30
	2	M_{max}- $N_{corres.}$	G+Q+Edy	2244.69	174.49	6.20	6.20		
	3	N_{min}- M_{corres}	0.8G+Edx	6297.24	6.07	6.20	6.20		
Pot 80x85	1	N_{max}- M_{corres}	G+Q+Edx	12426.33	291.47	6.80	6.80	61.20	10HA20+16HA16=63.59
	2	M_{max}- $N_{corres.}$	G+Q+Edy	5153.04	311.14	6.80	6.80		
	3	N_{min}- M_{corres}	0.8G+Edx	7824.82	23.67	6.80	6.80		
Pot 85x90	1	N_{max}- M_{corres}	G+Q+Edy	8387.11	59.19	7.70	7.70	68.85	12HA20+16HA16=69.87
	2	M_{max}- $N_{corres.}$	G+Q+Edy	2903.43	211.36	7.70	7.70		
	3	N_{min}- M_{corres}	0.8G+Edx	5264.55	5.66	7.70	7.70		

VI.6.3.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 M_{ser}, N_{ser} selon les règles CBA93.

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6\ f_{c28} = 22.66$ Mpa
- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6\ f_{c28} = 22.66$ Mpa

Et : $\sigma_S \leq \sigma_S = \overline{2}40.99$ Mpa

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.34 : Vérification des contraintes à ELS

	cas	sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	A_{choisi} (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_S(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
$Pot_{circulaire}$	1	N_{max}- M_{corres}	4447.23	11.86	57.30	6.3	0.0	Vérifiée	-
	2	M_{max}- $N_{corres.}$	186.75	42.19		0.7	2.8	Vérifiée	Vérifiée
	3	N_{min}- M_{corres}	140.83	31.69		0.6	0.0	Vérifiée	-
Pot 55x60	1	N_{max}- M_{corres}	472.58	8.35	30.91	1.3	0.0	Vérifiée	-
	2	M_{max}- $N_{corres.}$	171.30	53.53		1.4	0.0	Vérifiée	-
	3	N_{min}- M_{corres}	36.53	2.55		1.9	0.0	Vérifiée	-
Pot60x65	1	N_{max}- M_{corres}	1004.54	8.16	38.96	2.1	0.0	Vérifiée	-
	2	M_{max}- $N_{corres.}$	667.37	34.3		1.8	0.0	Vérifiée	-
	3	N_{min}- M_{corres}	196.10	2.25		0.4	0.0	Vérifiée	-
Pot 65x70	1	N_{max}- M_{corres}	1825.40	9.53	42.98	3.2	0.0	Vérifiée	-
	2	M_{max}- $N_{corres.}$	654.91	32.32		1.5	0.0	Vérifiée	-
	3	N_{min}- M_{corres}	404.74	0.94		0.7	0.0	Vérifiée	-
Pot 70x75	1	N_{max}- M_{corres}	2674.43	6.66	49.26	4.00	0.0	Vérifiée	-
	2	M_{max}- $N_{corres.}$	1056.61	31.19		1.8	0.0	Vérifiée	-
	3	N_{min}- M_{corres}	747.06	6.47		1.20	0.0	Vérifiée	-
Pot 75x80	1	N_{max}- M_{corres}	4783.91	2.47	57.30	6.2	0.0	Vérifiée	-
	2	M_{max}- $N_{corres.}$	1578.36	43.06		2.4	0.0	Vérifiée	-
	3	N_{min}- M_{corres}	1215.51	10.44		1.6	0.0	Vérifiée	-
Pot 80x85	1	N_{max}- M_{corres}	5179.88	8.49	63.59	6.0	0.0	Vérifiée	-
	2	M_{max}- $N_{corres.}$	2581.43	42.1		3.2	0.0	Vérifiée	-
	3	N_{min}- M_{corres}	2106.45	0.35		2.4	0.0	Vérifiée	-
Pot 85x90	1	N_{max}- M_{corres}	2775.76	0.73	69.87	2.9	0.0	Vérifiée	-
	2	M_{max}- $N_{corres.}$	2609.96	41.04		2.9	43.1	Vérifiée	Vérifiée
	3	N_{min}- M_{corres}	877.28	31.03		1.1	0.0	Vérifiée	-

VI.6.5.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.
- b_0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

✓ **Selon le CBA963**

Min [$\frac{0.15\ f_{c28}}{\gamma_b}$, 4 MPa] Fissuration très préjudiciable ou préjudiciable.

Min [$\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b}$, 5 MPa] Fissuration Peu nuisible.

✓ **Selon le RPA99 version 2003 :**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$\tau_u = \rho_d \times f_{c28}$

$\rho_d = 0.075$ si $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0.04$ si $\lambda < 5$

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

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ i= $\sqrt{\frac{I}{B}}$

Tableau VI.35 : Vérification de cisaillement des poteaux

Elément	combinaison	Vu (KN)	τ (MPA)	λ	ρ_d	τ_{adm} (MPA) CBA	τ_{adm} (MPA) RPA	$\tau \leq \tau_{adm}$
Pot circulaire	G+Q+Edy	100.57	0.167	34.88	0.075	5.33	3	Vérifiée
Pot (85x90)	G+Q+Edy	160.09	0.215	9.16	0.075	5.33	3	Vérifiée
Pot (80x85)	G+Q+Edy	335.23	0.507	10.67	0.075	5.33	3	Vérifiée
Pot (75x80)	G+Q+Edy	333.61	0.574	11.34	0.075	5.33	3	Vérifiée
Pot (70x75)	G+Q+Edy	131.86	0.259	12.09	0.075	5.33	3	Vérifiée
Pot (65x70)	G+Q+Edy	90.80	0.207	12.96	0.075	5.33	3	Vérifiée
Pot (60x65)	G+Q+Edx	69.16	0.185	13.95	0.075	5.33	3	Vérifiée
Pot (55x60)	G+Q+Edx	90.57	0.286	15.12	0.075	5.33	3	Vérifiée

VI.6.6.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 : $\phi t = \leq$ Min $[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi l]$

Φ_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

At = nt x at

Avec :

n_t : est le nombre des barres transversales.

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$St \leq \frac{0.9\ .A_T\ \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3.f_{t28} xK)}$ dans les cas de flexion composée $K=1+3\frac{N_U}{B.f_{c28}}$

$St \leq$ Min [0.9d, 40 cm] et $\frac{A_t.f_{et}}{b_0\ S_t} \geq 0.4$Mpa

- **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 $\lambda g = l_f/a$

ρ = 2.5 st $\lambda g \geq 5$

ρ = 3.75 dans les cas contraintes.

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

- ✓ Dans la zone nodale $st \leq [10\ \phi l, 15]$ zone IIb
- ✓ Dans la zone courante : $st \leq 15\ \phi l$ zone IIb

Φl : diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

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

$$0.3\% \quad si \quad \lambda g \geq 5$$

$$0.8\% \quad si \quad \lambda g \leq 3$$

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.

Tableau VI.36 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements

Elément	combinaison	Vu (KN)	At (cm^2)	λg	ρ_d	Zone	St (cm) RPA	St (cm) CBA	St (cm) RPA	St (cm) finale	At choisi
Pot circulaire	G+Q+Edy	100.57	3.14	2.91	3.75	Nodale	299.7	40	15	10	4ϕ10
						Courante		40	20	5	4ϕ10
Pot (85x90)	G+Q+Edy	160.09	3.14	2.64	3.75	Nodale	299.7	40	15	10	4ϕ10
						Courante		40	20	5	4ϕ10
Pot (80x85)	G+Q+Edy	335.23	3.14	3.08	3.75	Nodale	84.92	40	15	10	4ϕ10
						Courante		40	20	5	4ϕ10
Pot (75x80)	G+Q+Edy	333.61	3.14	3.27	3.75	Nodale	80.32	40	15	10	4ϕ10
						Courante		40	20	5	4ϕ10
Pot (70x75)	G+Q+Edy	131.86	3.14	3.49	3.75	Nodale	190.51	40	15	10	4ϕ10
						Courante		40	20	5	4ϕ10
Pot (65x70)	G+Q+Edy	90.80	3.14	3.74	3.75	Nodale	258.21	40	15	10	4ϕ10
						Courante		40	20	5	4ϕ10
Pot (60x65)	G+Q+Edx	69.16	3.14	4.03	3.75	Nodale	314.78	40	15	10	4ϕ10
						Courante		40	20	5	4ϕ10
Pot (55x60)	G+Q+Edx	90.57	3.14	4.36	3.75	Nodale	221.88	40	15	10	4ϕ10
						Courante		40	20	5	4ϕ10

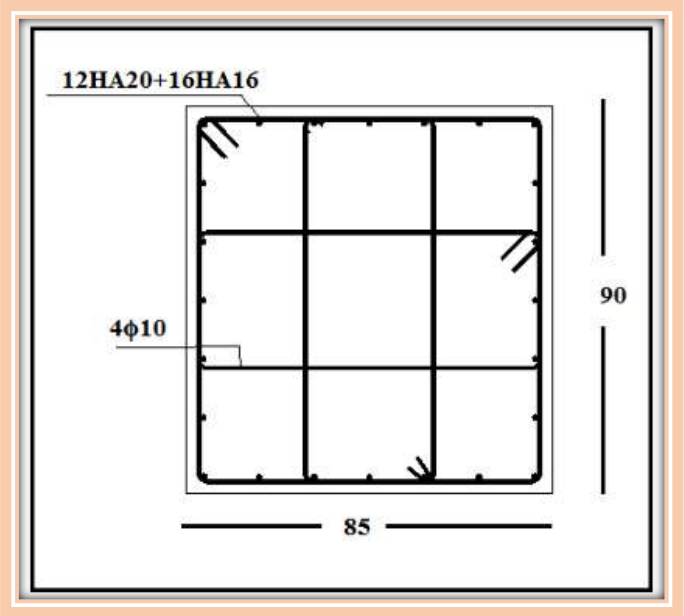


Figure VI.8 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de sous-sol

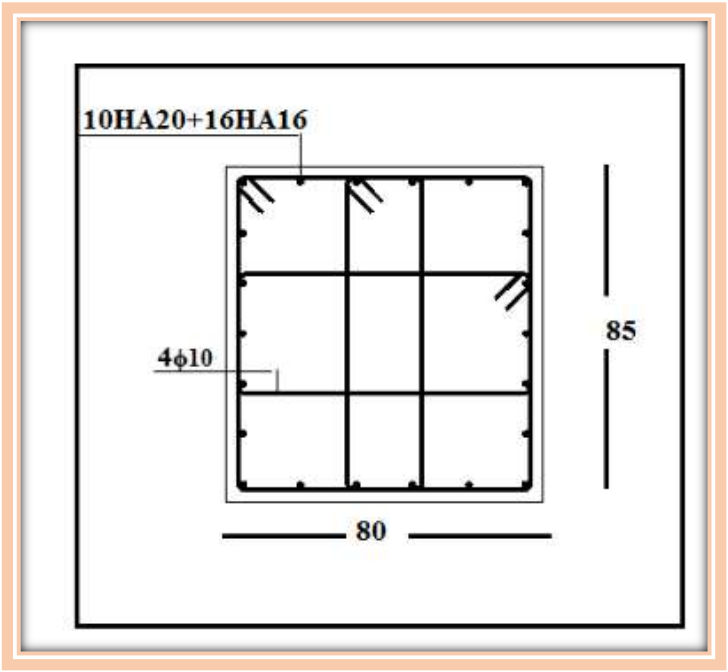


Figure VI.9 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de RDC

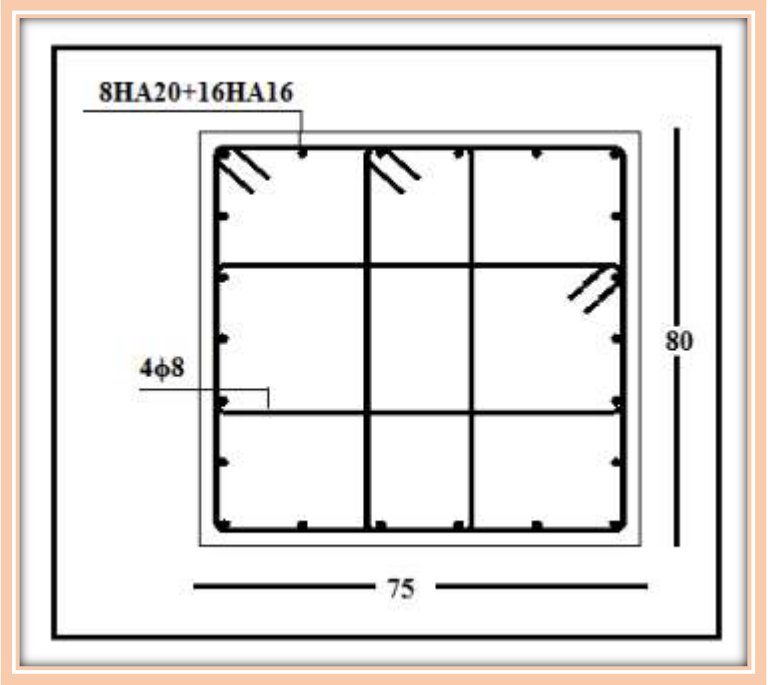


Figure VI.10 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de 1^{er} 2^{eme} 3^{eme} 4^{eme} 5^{em}et6^{eme}

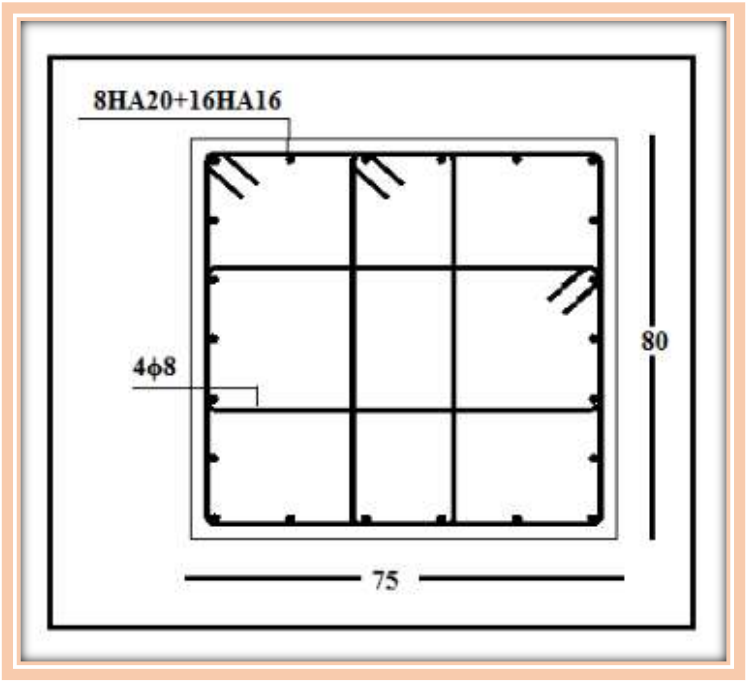


Figure VI.11 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de 7eme 8eme et 9eme

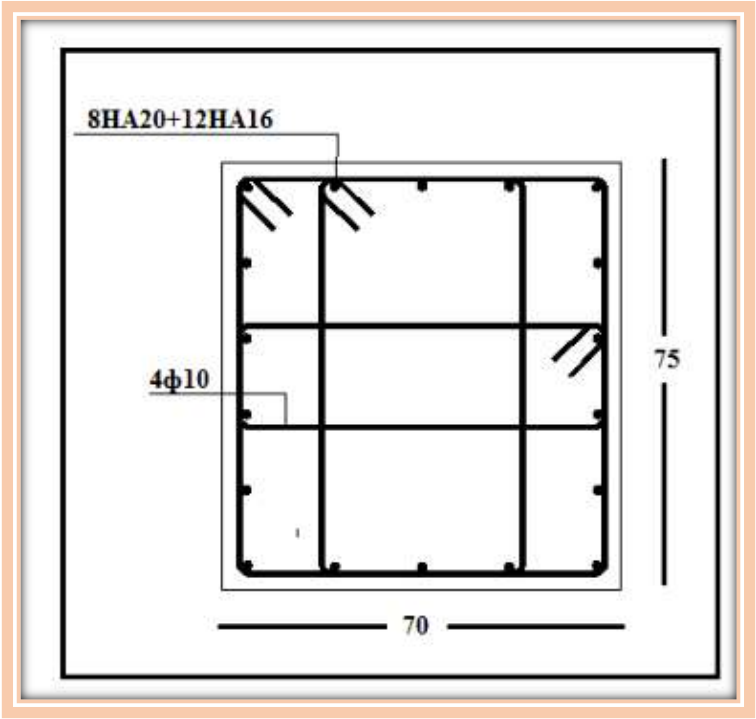


Figure VI.12 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de 10eme 11eme et 12eme

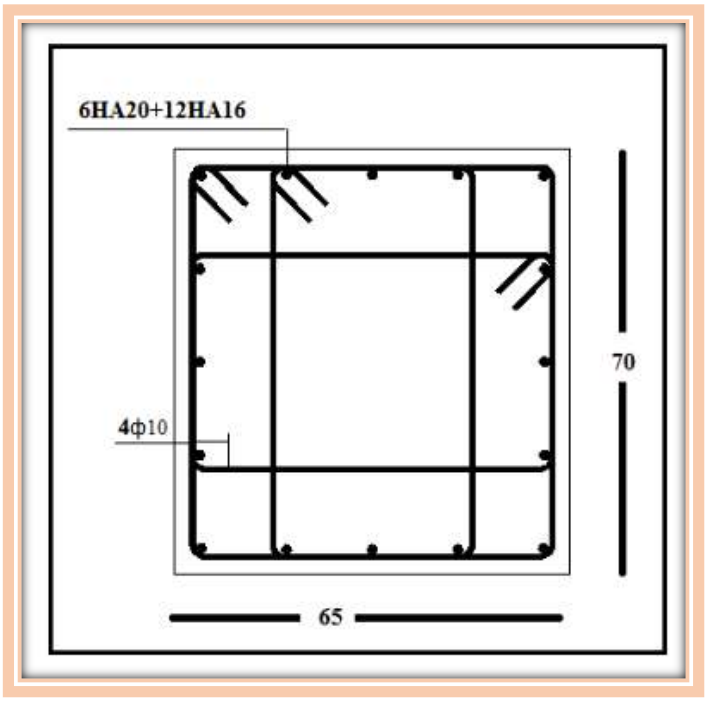


Figure VI.13: Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de 10eme 11eme et 12eme

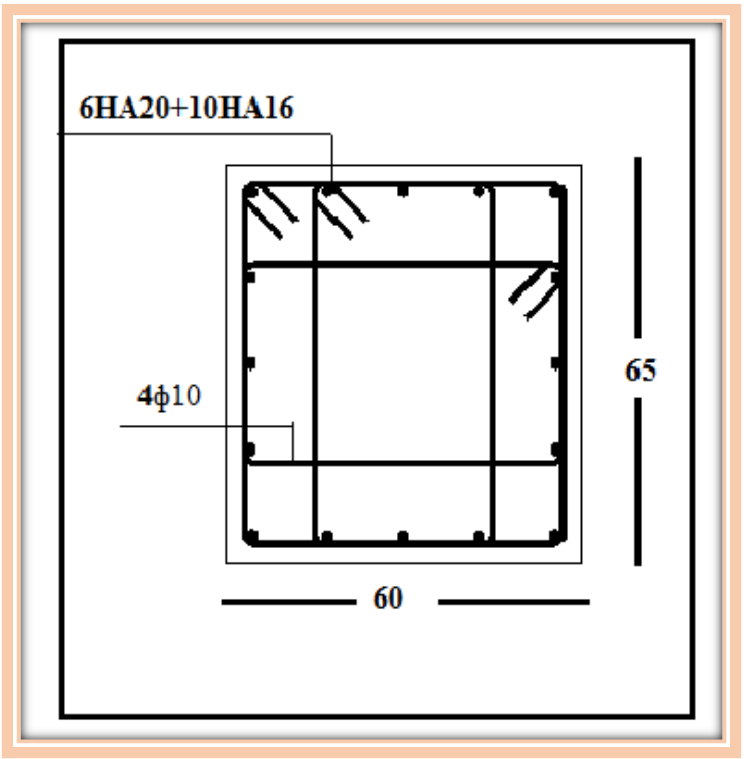


Figure VI.14 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de 13eme et 14eme

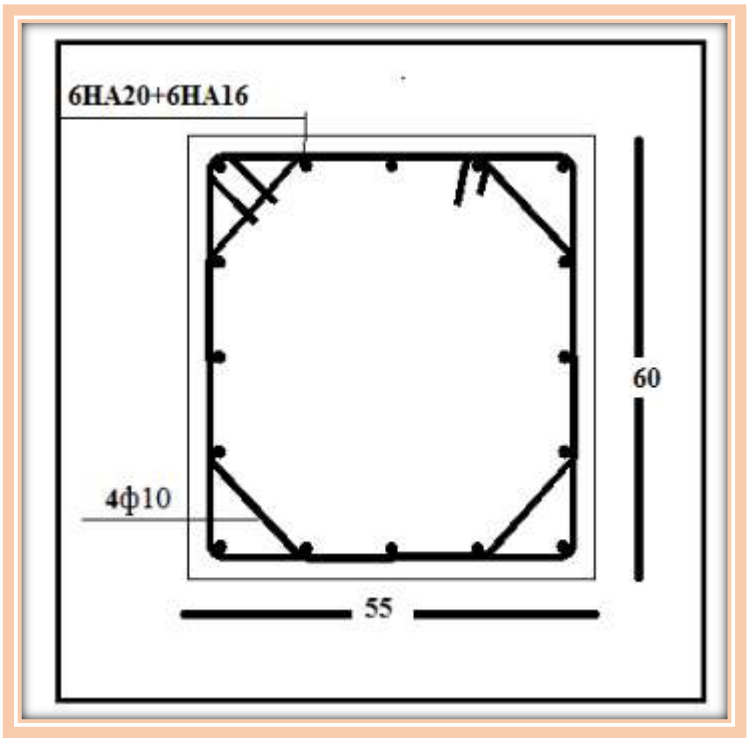


Figure VI.15: Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de 15eme et 16eme

VI.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.

VI.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.

VI.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)

VI.7.3.Recommandations réglementaires

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

- ❖ **Armatures verticales :**
- ➢ **Selon le CBA 93 :**

$A_{ver} \leq 0.4\ cm^2$ 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]**

A_v = 0.20% B dans la section tendue du voile.

A_v = 0.15% B dans la section globale du voile.

A_v = 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**

$S_h \leq$ Min [0.9d ; 40 cm]

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

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

D'après le BEAL 91 :

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

- **La contrainte limites de cisaillement**

$\tau_b \leq \overline{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : V=1.4 $V_{u\ calculé}$

$\overline{\tau}$ = 0.2 f_{c28}

Avec :

τ_b : contrainte de cisaillement

τ : contrainte de cisaillement admissible

A_b : section d'armature horizontale

d= 0.9h : hauteur utile

- **Selon le RPA99 version 2003**

$\Phi_h \leq \frac{1}{10}$.a

$S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$

$S_h \leq$ 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.

VI.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.

VI.7.5.Ferraillage des voiles pleins (trumeau)

VI.7.5.1.Les armatures verticales

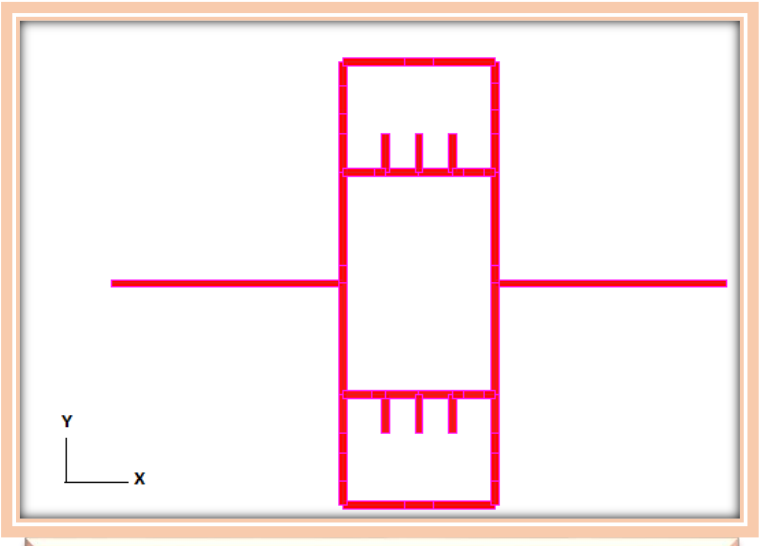


Figure V.16: Disposition des voiles suivants X et Y

Tableau IV.37 : Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5	γ_s=1.15	γ_b=1.15	γ_s=1.00
f_{c28}=40 Mpa	FeE400	f_{c28}= 40 Mpa	FeE400
σ_b=22.66 Mpa	σ_s=348 Mpa	σ_b= 29.57Mpa	σ_s=400 Mpa

Tableau VI.38 : Ferraillage verticales des voiles pleins, d'épaisseur 35cm.

Sens	Voile	L (m)	S (m²)	N (kN)	M (kN.m)	Combin	A_{S1} (cm²)	A_{S1} (cm²)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	A_{choisi} (cm²)
X	1	1.85	0.65	11280.46	1365.21	G+Q+Edx	8.8	8.8	4.64	13.91	2(14HA12)= 15.83
	2	3.15	1.10	3597.04	1044.25	G+Q+Edx	14.0	14.0	6.91	20.74	2(14HA14)=21.55
	3	5.65	1.98	8394.47	3478.78	G+Q+Edx	24.0	24.0	11.36	34.13	2(18HA16)=36.19
	4	9.15	3.2	16043.91	27167.85	G+Q+Edx	38.0	38.0	17.5	52.5	2(28HA16)=56.30
Y	5	1.84	0.64	6994.17	586.20	G+Q+Edy	8.8	8.8	4.62	13.86	2(14HA12)= 15.83
	6	4.05	1.42	12330.19	448.43	G+Q+Edy	17.6	17.6	8.58	25.73	2(18HA14)=27.71

V.7.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.39 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Voile	L (m)	S (m²)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A_{S1} (cm²)	A_{S1} (cm²)	σ_b (Mpa)	σ_S (Mpa)	$\sigma_{S'}$ (Mpa)	Vérifications
X	1	1.85	0.65	3353.05	708.46	15.83	15.83	5.8	0	74.1	Vérifiée
	2	3.15	1.10	3511.56	841.80	21.55	21.55	3.2	0	48.4	Vérifiée
	3	5.65	1.98	6503.60	5345.45	36.19	36.19	4.6	0	69.2	Vérifiée
	4	9.15	3.2	5330.62	26786.97	56.30	56.30	7.3	0	144.1	Vérifiée
Y	5	1.84	0.64	12330.19	448.43	15.83	15.83	20.7	0	205.3	Vérifiée
	6	4.05	1.42	5232.77	1345.88	27.71	27.71	3.8	0	56.1	Vérifiée

VI.7.5.3. Vérification des contraintes de cisaillements

Tableau VI.40 : Vérification des contraintes des cisaillements

Sens	Voile	L (m)	T (kN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
X	1	1.85	167.23	0.257	8	Vérifiée
	2	3.15	28.92	0.029	8	Vérifiée
	3	5.65	552.49	0.342	8	Vérifiée
	4	9.15	830.67	0.334	8	Vérifiée
Y	5	1.84	249.82	0.385	8	Vérifiée
	7	4.05	426.42	0.352	8	Vérifiée

VI.7.5.4. Calcul des armatures horizontales

Tableau .V.41 : Détermination des armatures horizontales.

Sens	Voile	L (m)	τ (Mpa)	S_h CBA	S_h RPA	S_h cm		A_h (cm^2)
X	1	1.85	0.257	28.35	30	ZN	10	2(8ϕ8)=4.02
						ZC	20	
	2	3.15	0.029	28.35	30	ZN	10	2(11ϕ8)=5.53
						ZC	20	
	3	5.65	0.342	28.35	30	ZN	10	2(12ϕ10)=9.42
						ZC	20	
	4	9.15	0.334	28.35	30	ZN	10	2(18ϕ10)=14.14
						ZC	20	
Y	5	1.84	0.385	28.35	30	ZN	10	2(8ϕ8)=4.02
						ZC	20	
	6	4.05	0.352	28.35	30	ZN	10	2(9ϕ10)=7.07
						ZC	20	

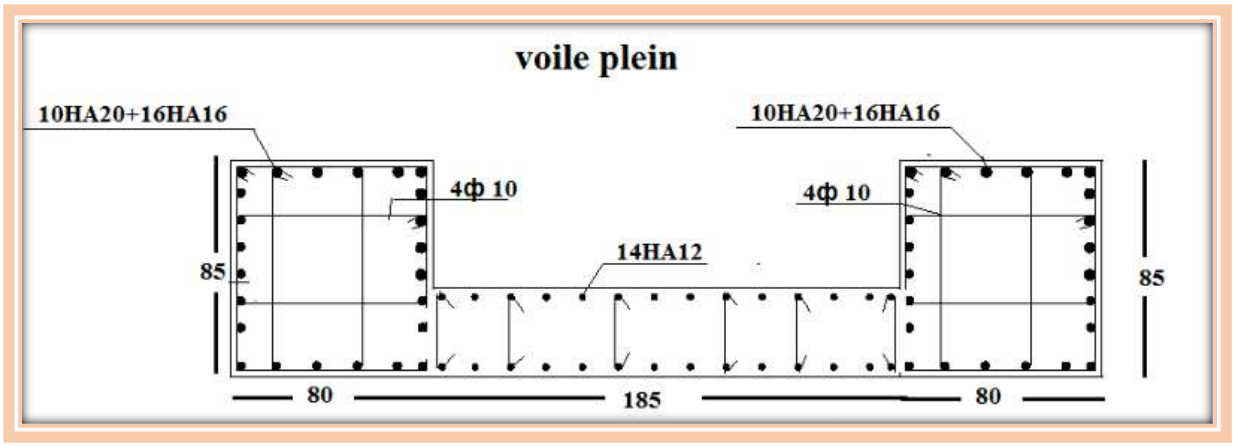


Figure V.17 : Ferraillage voile plein

VI.7.6.Ferraillage des voiles (linteaux)

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

- **Recommandation règlementaire**
- **Selon le CBA93**

Même condition que pour les poutres

- **Selon le RPA99**

Contrainte limite de cisaillement $\tau_b \leq \tau_b = 0.2\ f_{c28}$

- **Ferraillage** on devra disposer :

✓ Des aciers longitudinaux Al

✓ Des aciers transversaux At

✓ Des aciers en parties courante Ac

1. **Premier cas : $\tau_b \leq 0.06\ f_{c28}$**

- **Aciers longitudinaux**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$A_t \geq \frac{M}{f_e Z}$ avec : Z=h-2d

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau

d : distance d'enrobage

- **Aciers transversaux**

On distingue deux Cas :

$\lambda > 1$ (linteau longe)

$\lambda < 1$ (linteau court)

a. Linteau longe $\lambda > 1$

On à : $S_t \leq A_t . f_e . \frac{Z}{T}$

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t : section d'armatures transversales

L : portée du linteau.

Z=h-2d

b. linteau court :

On doit avoir : $S_t \leq \frac{A_t . f_e . L}{T + A_t . f_e}$

T= min (V_1, V_2) avec : $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$ $V_2 = 2V_u$

M_{cj}, M_{ci} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée L_{ij}, on les calculs comme suit :

$M_c = A_t.f_e.Z$ avec : Z= h-2d

2. Deuxièmes cas : $\tau_b \geq 0.06\ f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant le minimum réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales Ad disposé obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_d = \frac{V}{2\sin\alpha f_e}$ avec : $\tan\alpha = \frac{h-2d}{L}$

$V = V_{calcul}$ (sans majoration)

- **Ferraillage minimal : selon le RPA99 version 2003 [art 7.7.3.3]**

On a :

$A_t \geq 0.15\%$ b.h

$A_c \geq 0.20\%$ b.h

- $A_d = 0$ si $\tau_b \leq 0.06\ f_{c28}$
- $A_d = 0$ si $\tau_b > 0.06\ f_{c28}$
- $A_t \geq 0.15\%$ b.h si $\tau_b \leq 0.06\ f_{c28}$
- $A_c \geq 0.20\%$ b.h si $\tau_b > 0.06\ f_{c28}$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.42 : Détermination de sollicitation

Sens	Voile	L (m)	h (m)	V (kN)	τ_b (Mpa)	M (kN.m)	$\tau_b \leq 0.06\ f_{c28}$
X	1	1.2	1.2	403.10	0.408	1001.26	Flexion simple
	2	1.2	1.2	413.10	0.416	93.58	Flexion simple
Y	3	1.2	1.2	306.88	0.311	341.28	Flexion simple
	4	1.2	1.2	281.56	0.286	287.03	Flexion simple

Tableau VI.43 : calcul des armatures des voiles

Sens	Voile	A calculé (cm²)		St (cm)	A choisie (cm²)	
		A_l	A_t		A_l	A_t
X	1	3.04	1.98	13	4HA10=3.14	5ϕ8=2.51
	2	2.03	2.03	13	4HA10=3.14	5ϕ8=2.51
Y	3	7.42	1.51	13	10HA10=7.85	5ϕ8=2.51
	4	6.24	1.38	13	10HA10=3.14	5ϕ8=2.51

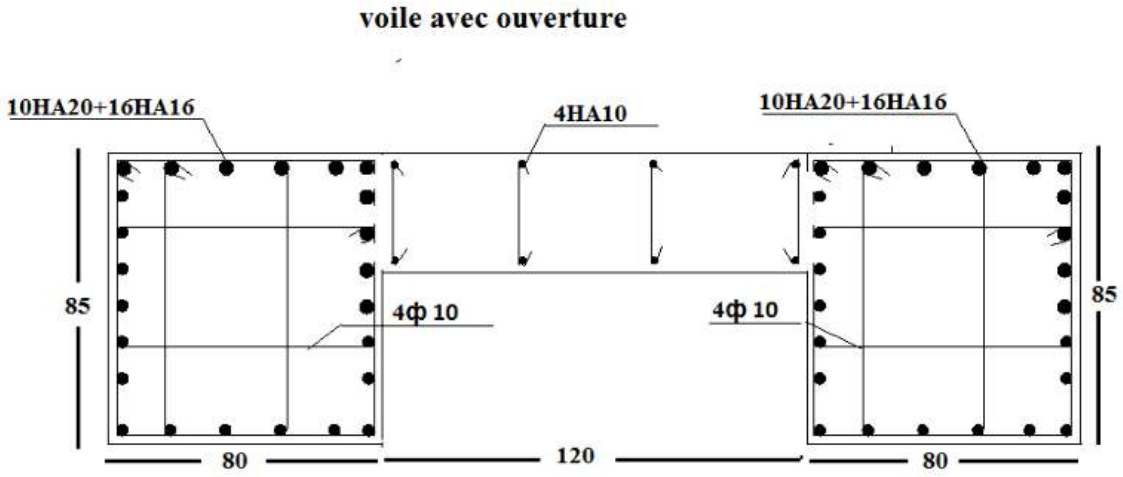


Figure V.18 : Ferraillage voile avec ouverture

Conclusion

On constate que le ferraillage des éléments structuraux, à savoir les poteaux, les poutres et les voiles est une tâche délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt à l'outil informatique (Robot expert).

On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite la partie infrastructure**.**

Chapitre VII

Etude d'infrastructure

VII.1.Introduction

Par définition le mot infrastructure, et dans le domaine de génie civil est un ensemble d'éléments structuraux interconnectés qui fournissent le cadre pour supporter la totalité de la superstructure.

Elle se compose essentiellement de fondations d'un ouvrage ainsi que d'éventuels niveaux enterrés. Elle assure néanmoins le transit des efforts venant de la partie aérienne du projet « **superstructure** »vers les éléments de fondations notamment par le biais de poutres.
Dans le présent projet, l'étude de l'infrastructure se fait en deux étapes, la première on calculera les fondations dont le type sera déterminé en fonction des conditions qu'on verra prochainement. Ensuite, les murs périphériques se trouvant au niveau des deux sous-sols, pour

VII.2.Reconnaissance du lieu et du Sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.
Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Le PH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Sol de moyenne à forte humidité et de faible à moyenne compacité. W%=20.24% ;
- Sol de nature argilo marneuse brunâtre à grisâtre
- L'agressivité du sol est nulle par rapport au béton
- Le sol est moyennement compressible et peu gonflables. Le coefficient de gonflement Cg atteint la valeur 0.036. A cet effet il est recommandé de prendre toutes les dispositions nécessaires qui s'imposent dans ce cas :
  - Canalisations étanches ; avec les éléments souples.
  - Éviter les plantations à proximité des blocs.
- Sol de moyenne à faible cohésion c=0.20 bars ;
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle ;
- Le site est classé S3 (terrain meuble)

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondant à **σsol = 4.0 bars** avec un ancrage de **7.40m** sous le niveau du sous-sol.

VII.3.Choix du type de fondation

Vue la présence des voiles périphériques et le rapprochement des poteaux et après les vérifications du chevauchement des bulbes de pression ; on a conclu que les semelles isolées ainsi que filantes sous voiles et poteaux ne sont pas convenables dans notre cas ; donc on a opté pour un radier général. Néanmoins, on fera une vérification pour les semelles filantes .

Ce type de fondation présente plusieurs avantages dont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité de l'exécution.

Les dimensions du radier sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous radier.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

VII.4.Vérification du chevauchement entre les semelles :

VII.4.1.Notion des bulbes de pression :

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous-jacentes jusqu'a une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation), Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont touchées par ces pressions.

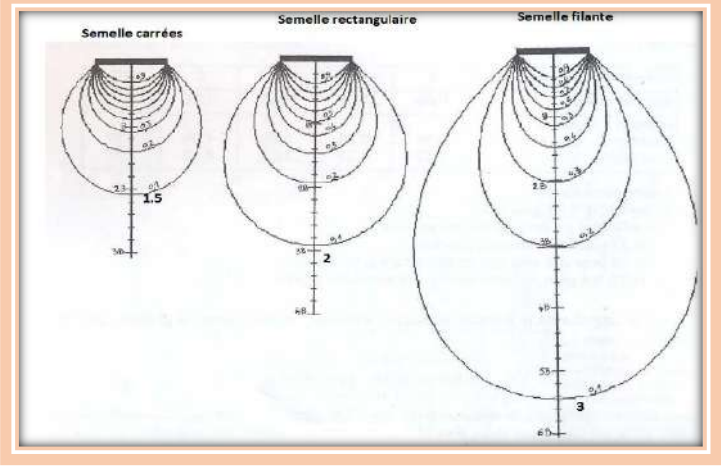


Figure VII.1 : Bulbes de pression dans différents types de semelle

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une d'elles. Ainsi, les semelles très chargées auront une bulbe beaucoup plus profonde que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.[9]

Pour cela on doit procéder aux vérifications suivantes :

Chevauchement entre semelles filantes : $L \leq (A_1+A_2)$

L : distance entre deux semelles

A : largeur de la semelle

VII.4.3.Semelles filantes :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravite coïncidente avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Les semelles filantes sont dimensionnées a ELS sous l'effort N : $Ns = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante : $\sigma_s \leq \sigma_m = \frac{N_{ser}}{S}$ et $A \geq \frac{N}{\sigma_S .L}$

La contrainte admissible du sol vaut 0,25 Mpa

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle

Tableau. VII.1. Dimensionnement des semelles filantes suivant X et Y.

Semelle	N_{ser} (kN)	L (m)	B (m)	S (m²)
F1	15733.59	29.4	17.03	500.68
F2	7637.20	20	8.27	165.4
F3	13601.08	20	14.72	294.4

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque que la largeur de la semelle filante dépasse sa longueur ce qui engendre un chevauchement et un risque de rupture de la bande du sol située entre les deux semelles. Donc, on passe à l'étude d'un radier général.

VII.4.Le radier

Le radier (radier nervuré) sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis –nervures- chargés par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol résultante des efforts normaux dans les poteaux.

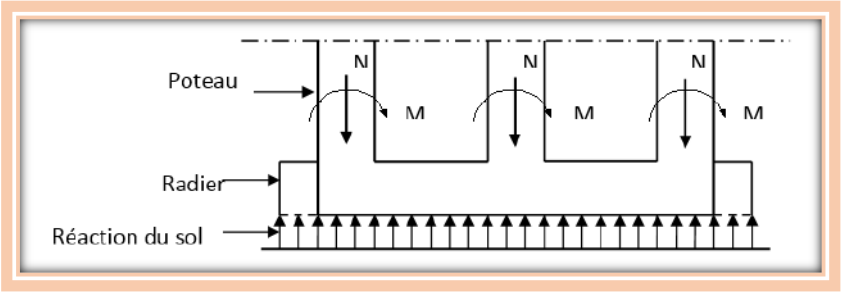


Figure VII.2 : Schéma du radier

VII.4.1.Pré dimensionnement du radier :

h=$\frac{L_{max}}{20}$ (dalle) **[11]**

Avec :

L_{max} : la longueur entre axe des poteaux

Tableau VII.2 : Dimensionnement du radier

	L_{max} (cm)	h (cm)	h_{choisi} (cm)
Dalle	1000	50	60

Tableau VII.3 : Les dimensionnes du radier

L_x(m)	L_y (m)	St (m²)	N_{ser} (KN)	N_u (KN)	σ (Mpa)	γ_h (KN.m^3)
26.5	29.4	779.1	240366.017	329350.753	0.4	18

Sr = $\frac{N_{ser}}{\sigma}$ = 600.92 m²

Avec :

S_r : surface du radier

N_{ser} : l'effort normal à ELS

VII.4.2.Vérification des contraintes à ELS

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{remblai} + P_{radier}}{S_r} = 0.46 \text{ bars} \geq \bar{\sigma} = 0.4 \text{ bars}$$ donc la surface du radier insuffisante.

S_r : surface du radier

N_{ser} : l'effort normal à ELS

$P_{remblai}$: poids de remblai ($\gamma_h x S_r x h_{remblai}$)

$P_{radieri}$: poids de radier ($S_r x h_0 x \rho_b$)

ρ_b : poids volumique de béton

γ_h : poids volumique de sol

VII.4.3. Vérification du poinçonnement du radier

D'après les règles **CBA93 [art.A.5.2.4.2],** la vérification au poinçonnement doit se faire sous le poteau le plus sollicité.

On doit vérifier : $N \leq 0{,}045.ht.\ \mu_c.f_{c28}/\gamma_b$

Avec :

μc : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : La hauteur total du radier.

$\mu c = 2\ (a+b+2.h_{radier})$

a,b : Dimensions du poteau.

Tableau III.4 : Vérification au poinçonnement

Nu (KN/m²)	h (m)	f_{c28} (Mpa)	γ_b	a (m)	b (m)	Uc (m)	F_{limite} (kN)	Qu ≤ F_{limite}
3709.89	0.5	40	1.5	0.9	0.85	5.5	3300	Non Vérifiée

- La condition au non poinçonnement n'est pas vérifiée, donc notre radier nécessite des nervures dans les deux directions

VII.5.Nervure

VII.5.1.Pré dimensionnement des nervures

h=$\frac{L_{max}}{10}$ = 100 cm [technique d'ingénieur Art CP110]

Avec :

L_{max} : la longueur entre axe des poteaux

VII.5.2. Vérification de non poinçonnement de nervure

D'après les règles **CBA93 [art.A.5.2.4.2],** la vérification au poinçonnement doit se faire sous le poteau le plus sollicité.

On doit vérifier : $N_U \leq 0{,}045.ht.\ \mu_c.f_{c28}/\gamma_b$

Avec :

μc : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : La hauteur total du radier.

$\mu c = 2\ (a+b+2.h_{radier})$

a,b : Dimensions du poteau.

Nu : l'effort normal

Tableau III.5 : Vérification au non poinçonnement

Nu (KN/m²)	h (m)	f_{c28} (Mpa)	γ_b	a (m)	b (m)	Uc (m)	F_{limite} (kN)	Nu ≤ F_{limite}
3709.89	1	40	1.5	0.9	0.85	5.5	6600	Vérifiée

VII.5.3. Etude du débord du radier

- Le débord du radier est calculé par Autocad D= 3 m
- La surface du radier Sr = 1150.5 m²

VII.5.4.Vérification des contraintes à l'ELS

- $\sigma = \frac{N_{ser} + P_{remblai} + P_{radier}}{S_r} = 0.33 \text{ bars} \bar{\geq} \sigma = 0.4 \text{ bars}$
- Donc, la surface du radier est insuffisante.

S_r : surface du radier

N_{ser} : l'effort normal à ELS

$P_{remblai}$: poids de remblai ($\gamma_h x S_r x h_{remblai}$)

$P_{radieri}$: poids de radier ($S_r x h_0 x \rho_b$)

ρ_b : poids volumique de béton

γ_h : poids volumique de sol

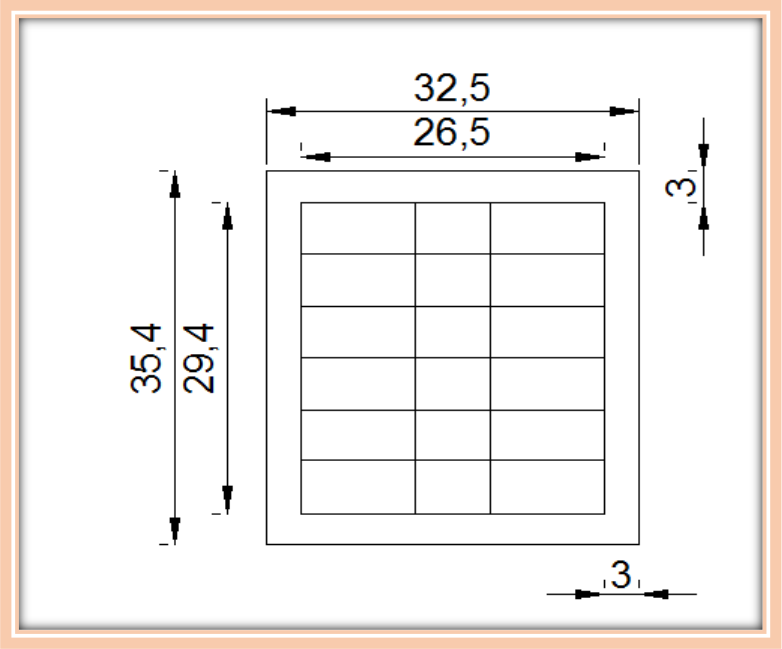


Figure VII.3 : Les dimensions du radier

VII.5.5.Vérfication des contraintes au cisaillement

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes des cisaillements

Sens	Radier			Nervure		
Sens X	τ=1.72 Mpa	τ_{adm}= 1.87 Mpa	Vérifiée	τ= 1.64 Mpa	τ_{adm}= 4 Mpa	Vérifiée
Sens Y	τ=2.11 Mpa		Vérifiée			

- Les contraintes de cisaillement sont vérifiées.

VII.6. Ferraillage du radier et des nervures

Le radier se calculera comme un plancher renversé appuyé sur le voile périphérique et les poteaux.

Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable.

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode des 'lignes de rupture' pour déterminer les moments unitaires qui dépendent du coefficient de Poisson et du rapport : $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{490}{1000} = 0.49 > 0.4$ donc la dalle travaille suivent deux direction.

VII.6.1. Détermination des moments par la méthode des lignes de rupture

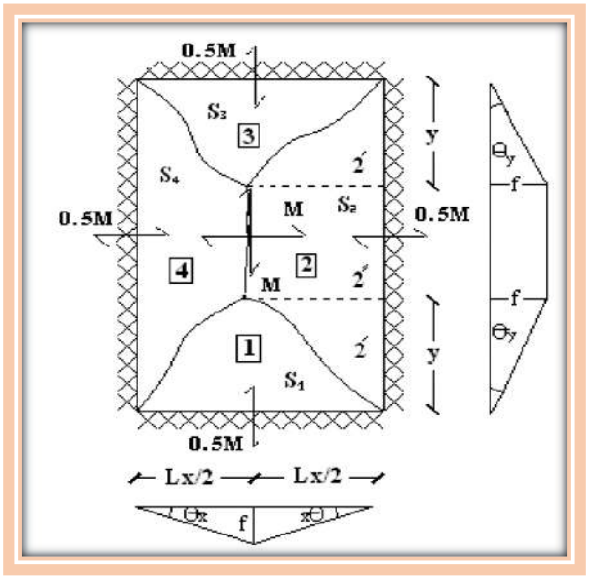


Figure VII.4 : Dalle reposant sur 4 appuis.

- **Travail externe**

$T_{ext} = T_1+T_2+T_3+T_4$

$T_{ext}= q\ f\ (6.13 – 0.81y)$

- **Travail interne**

$T_{int}= T_1+T_2+T_3+T_4$

$T_{int} = M\ f\ (\frac{9.6}{y} +12.18)$

- **Principe du travail virtuel**

$T_{int} = T_{ext}$ donc $q= \frac{M\ (\frac{14.7}{y}+12.24)}{6.13-0.81\ y}$……(1)

VII.6.2. Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

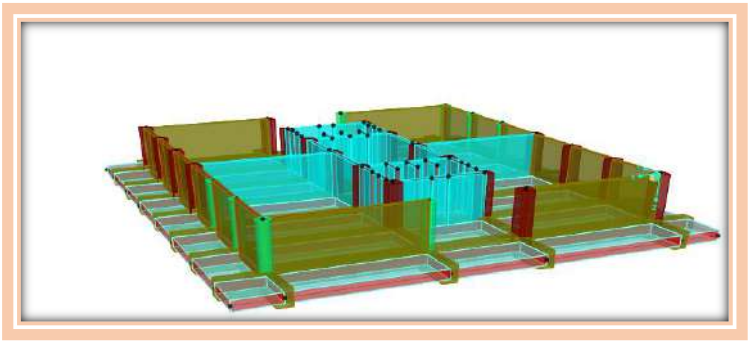


Figure VII.5: Schéma du radier et des nervures

Tableau VII.7 : Moments à L'ELU et L'ELS

ELU	
Sens X	Sens Y
M_t = 822.42 KN.m	M_t = 159.99 KN.m
M_a = 548.28kN.m	M_a = 94.11kN.m
ELS	
Sens X	Sens Y
M_t = 665.73 kN.m	M_t = 914.38 KN.m
M_a = -1357.38kN.m	M_a = -1357.38kN.m

Tableau VII.8 : Ferraillage de la dalle pleine

F_{c28} = 40Mpa		Mu (KN.m)	F_{tj}= 3 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 22.66 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa	St (Cm)
Sens X	En travée	822.42	A=44.10cm²	$A_{choisie}$= 10HA16+8 HA 20=45.24 cm²		A_{min}= 6 cm²	30
	En appui	548.28	A= 28.77cm²	$A_{choisie}$= 10HA14+8 HA 16=31.48cm²		A_{min}= 6 cm²	30
Sens-Y	En travée	159.99	A= 8.16cm²	$A_{choisie}$=8HA12=9.05 cm²		A_{min}= 6 cm²	30
	En appui	94.11	A=4.78 cm²	$A_{choisie}$=8HA12=9.05 cm²		A_{min}= 6 cm²	30

VII.6.3.Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VII.9: vérification des contraintes

	Vérification de contrainte à LELS						
Sens X	En travée	σ_b=1. Mpa	σ_{sadm}= 24 Mpa	vérifiée	σ_s= 29.87 Mpa	σ_{sadm}= 241 Mpa	Vérifiée
	En appui	σ_b= 2.8Mpa		vérifiée	σ_s= 88.58 Mpa		Vérifiée
Sens -Y	En travée	σ_b= 11.2 Mpa		vérifiée	σ_s=191.38 Mpa		Vérifiée
	En appui	σ_b= 3.9 Mpa		vérifiée	σ_s= 240.37 Mpa		Vérifiée

- Donc, pas besoin d'armatures transversales.

VII.7. Ferraillage des nervures

Calcul en flexion simple

Tableau VII.10 : Moment à L'ELU et L'ELS

ELU	
M_t = 914.38 KN.m	M_a = -1357.38kN.m
ELS	
M_t = 665.73 kN.m	M_a = -987.54 kN.m

Tableau .VII.11 : la section d'armature

f_{c28} = 40Mpa	f_{tj}= 3 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 22.66 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
En travée	A=28.2 cm^2	A_{choisi}=6HA16+6 ch HA 20=30.91 cm^2		
En appui	A= 2.4 cm^2	A_{choisi}= 10HA16+8 ch HA 20=45.24 cm^2		
A_t = 3.3 cm^2	$A_{t\ choisir}$ = 5HA10 = 3.93 cm^2		Zone nodale	St = 10 cm
			Zone courante	St = 20 cm

VII.5.1.Vérifications des contraintes

Tableau VII.12 : vérification des contraintes

Vérification de contrainte à LELS						
En travée	σ_b= 8.6 Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	vérifiée	σ_s= 240 Mpa	σs_{badm}= 241 Mpa	vérifiée
En appui	σ_b= 7.5 Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	vérifiée	σ_s= 240 Mpa	σ_{sadm}= 241 Mpa	vérifiée
Vérification de cisaillement			τ= 1.64 Mpa		τ_{adm}= 4 Mpa	Vérifie

VII.6. Etude du voile périphérique

Les voiles périphériques son des murs en béton armé se trouvant au niveau du sous-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres.

Le mur voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 3.40 m et une épaisseur de 35 cm

Il est considéré comme une dalle pleine et supposé uniformément chargée par la poussée des terres.

D'après **RPA99V2003 art [10.1.2]** le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens horizontal et vertical.
- Un recouvrement de 50 ϕ pour le renforcement des angles.

$\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{340}{1000} = 0.34 < 0.4$ donc la dalle travaillant suivent une seule direction.

VII.6.1.Calcul de la poussée des terres

VII.6.1.1. Calcul des charges

En plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit aussi la charge d'exploitation q=3.5kN/m² qui vient du dépôt.

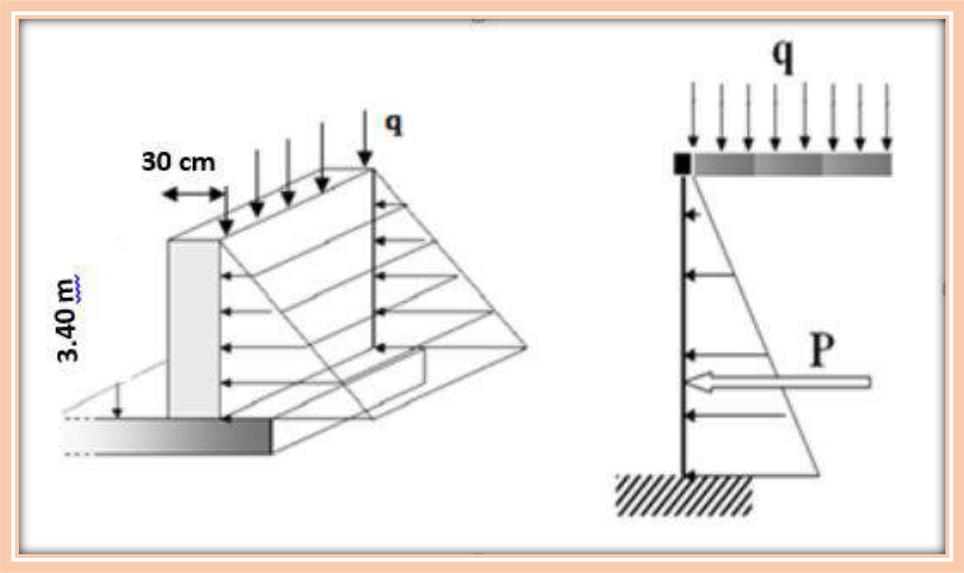


Figure VII.6: Schéma du chargement qui vient au voile périphérique

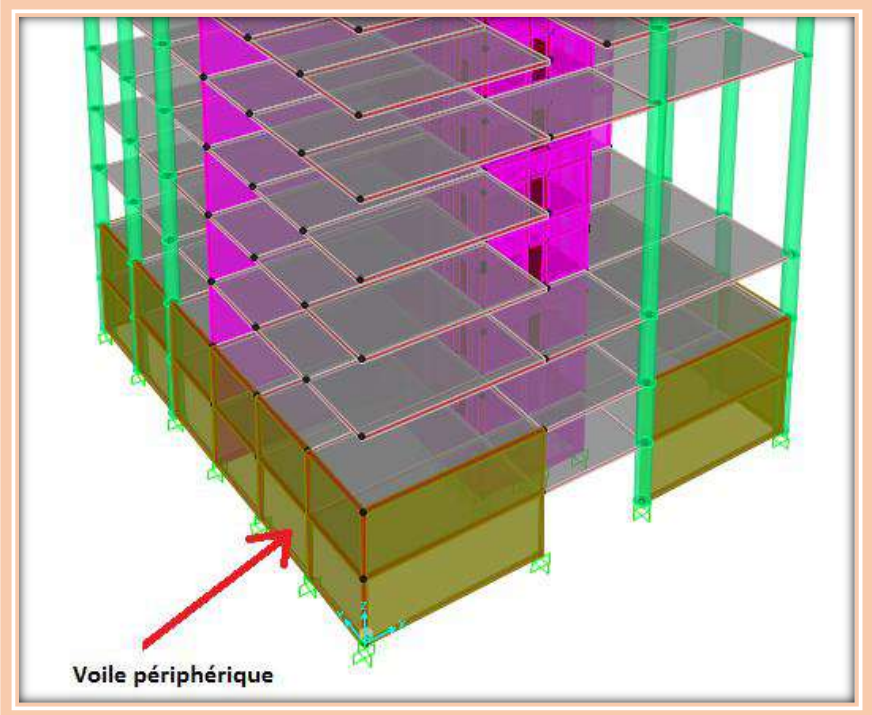


Figure VII.7 : Vue en 3D des voiles périphériques dans la structure

γ_d = 18 kN/m3 (poids volumique de la terre)

H = 6.8 m

λ = l'inclinaison du mur =0

β = l'inclinaison de la terre =0

φ = angle de frottement =12°

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à :

$P = \frac{1}{2}\, k\gamma * \gamma sol * H^2$ et $k\gamma = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

Tableau VII.13 : calcul de la poussée des terres

γ_{sol} (kN/m3)	φ °	kγ	H (m)	P (kN/ml)
18	12	0.654	6.80	234.28

VII.6.1.2.Calcul des moments

Tableau VII.14 : calcul Q_u et Q_{ser}

P (kN/ml)	Q_U (kN/ml)	Q_{ser} (kN/ml)
234.28	158.14	117.14

VII.6.3.Calcul ferraillage

En utilisant la méthode de forfaitaire

Tableau VII.15 : calcul des moments

	ELU		ELS	
	M_0 (KN.m)	Mu (KN.m)	M_0 (KN.m)	Mser (KN.m)
travée	228.51	182.81	169.27	135.42
Appui		-114.26		-84.65

Tableau .VII.16 : la section d'armature

f_{c28} = 40Mpa	f_{tj}= 3 Mpa	Fe= 400 Mpa	σ_{badm}= 22.66 Mpa	σ_{sadm}=348 Mpa
En travée	A=20.3 cm^2	A_{choisi}=6HA16+6HA14 = 21.30 cm^2		
En appui	A= 12.4 cm^2	A_{choisi}=4HA14+6HA12 = 12.94 cm^2		
A_{rep}= 1.7 cm^2	$A_{rep\ choisir}$ = 5HA10 = 3.93 cm^2		St = 20 cm	

VII.6.4.Vérifications des contraintes

Tableau VII.17 : vérification des contraintes

Vérification de contrainte à LELS						
En travée	σ_b= 1.2 Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	vérifie	σ_s= 14.1Mpa	σs_{badm}= 241 Mpa	vérifie
En appui	σ_b= 0.7 Mpa	σ_{badm}= 24 Mpa	vérifie	σ_s= 8.8 Mpa	σ_{sadm}= 241 Mpa	vérifie
Vérification de cisaillement			τ= 0.250 Mpa		τ_{adm}= 4 Mpa	Vérifie

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné et ferraillé dans un premier lieu les fondations on à choisis de faire un radier général car les semelles filantes ne remplissaient pas le critère de chevauchement.

Dans le deuxième partie, nous avons dimensionné et ferraillé le voile périphérique qui se trouve au sous-sol, il a un rôle structural aussi, il forme une boite rigide permettant d'ancrer la structure dans le sol.

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la règlementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Après une étude approfondie, nous avons su trouver des solutions adéquates aux multiples problèmes techniques rencontrés.

Pour commencer, le premier problème rencontré est que la structure peut être fortement affectée par le séisme ainsi que le vent pour cause de son élancement ce qui conduit au renversement. Donc, nous avons remédié à ce problème en optant pour trois solutions :

1ere Solution : - Choisir un système de contreventement de voiles porteurs (noyau central) pour raison d'existante de parois vitrées.

2nd Solution : - Assurer un ancrage de telle façon à augmenter la stabilité au renversement.

3eme Solution : - Choisir un type de fondations convenable à savoir un radier général.

Ensuite, pour que la condition de l'effort normal réduit dans les poteaux soit vérifiée, nous avons augmenté la résistance du béton fc28 jusqu'à 40Mpa.

Pour les poteaux élancés, la solution était d'augmenter leur section de béton de telle sorte qu'il n'y est pas de risque de flambement.

Le dimensionnement des voiles de contreventement a atteint 35cm d'épaisseur pour assurer une déformation dans le domaine élasto- plastique pour assurer ainsi la ductilité de la structure.

Nous avons atteint ce stade de solutions adaptées à cet ouvrage à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs dans le domaine du génie civil.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres projets de fin d'études et sera complété développé et enrichi.

Référence bibliographique

[1] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**

[2] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**

[3] : Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

[4] : DTU 331, NFP 208_601

[5] : Règlement de sécurité

[6] : Cour béton armé Mr.O.BOUKENDAKDJI

[7] : Règlement neige et vent R.N.V 1999 Document Technique

[8] : Site internet (www.infoclimat.fr)

[9] : Conception et calcul des structures en béton «HENRY THONIER ».

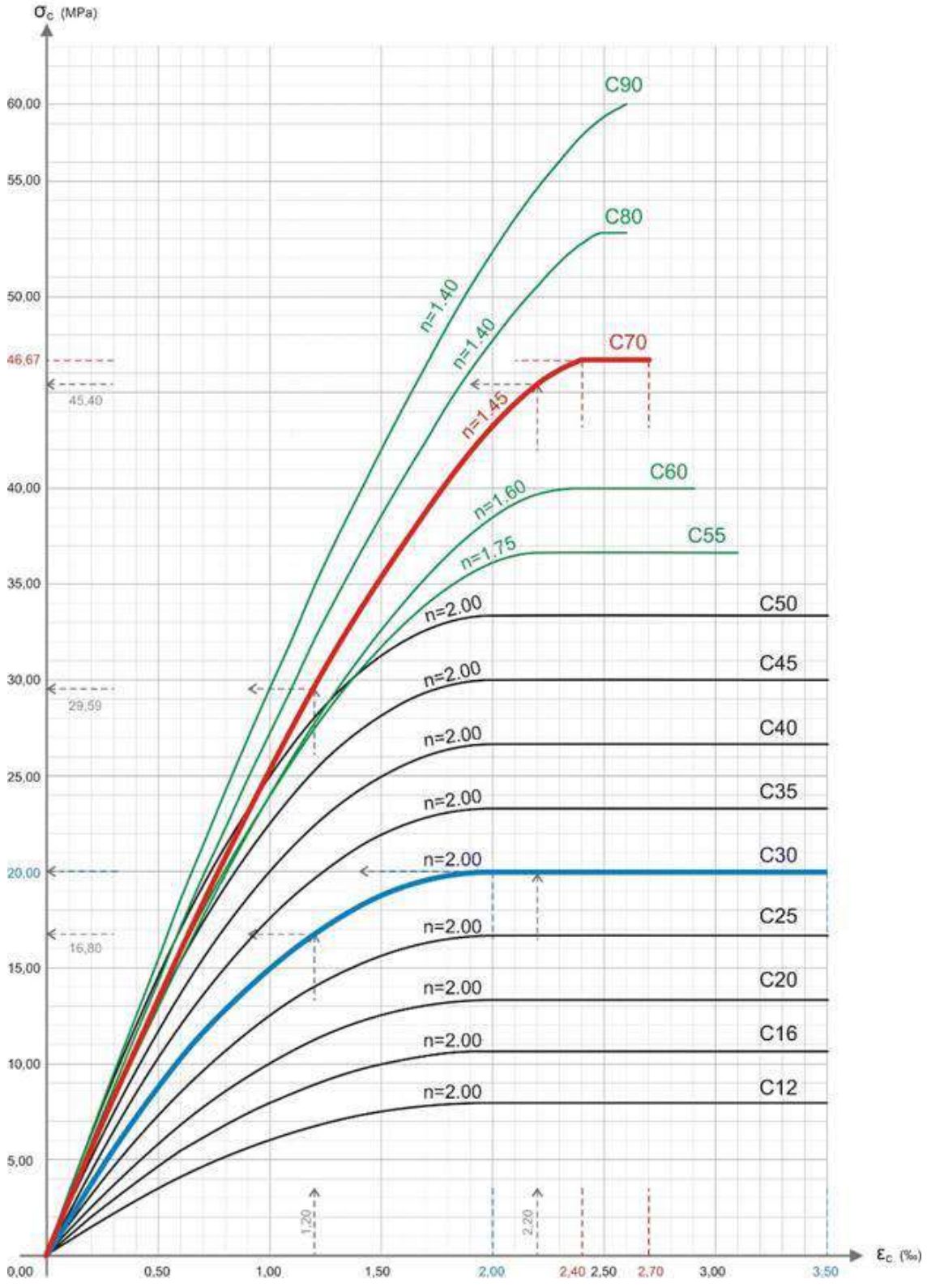
[10] : Réglementation ERP et IGH

[11] : Technique d'ingénieur

Logiciels :

- SAP2000
- Expert 2010
- Auto CAD

Annexe



Résistance à la compression caractéristique et déformation du béton

Annexe

SOCIETE D'ETUDES TECHNIQUES ET D'ARCHITECTURE DE MEDEA

E.P.E/S.P.A AU CAPITAL DE 79.940.000,00 DA

DIRECTION DU LABORATOIRE

Suite à votre demande, nous vous donnerons ci-dessous les recommandations nécessaires à la confection d'un béton hydraulique de meilleure résistance à la compression possible, nos essais ont abouti aux résultats suivants :

A/. Le sable que vous nous avez présenté (Sable De **SIDI BAYZID)** a les caractéristiques suivantes :

1. L'équivalent de sable **ES = 70.68 %**
2. Module de finesse **M.F =2.55**

B/. Les agrégats 8/15.15/25 prévenant de la carrière de **MOKORNO** et **0/3** de **HAMAM RIGHA** ont montré un coefficient « Los Angeles » **admissible** et un pourcentage d'impuretés **admissible**.

Commentaire :

Le pourcentage de l'équivalent de sable admissible (≥ 65 % au piston).

Le coefficient de « Los Angeles » admissible (< 30 %)

Le pourcentage des impuretés admissible (< 2 %)

L'étude de composition à partir de ces éléments a abouti à une granulométrie optimale, obtenue par un mélange de :

Agrégats 15/25 :	**35 %**	soit **634.88** Kg/m3 de béton
Agrégats 8/15 :	**27%**	soit **489.76** Kg/m3 de béton
Agrégats 0/3 :	**18%**	soit **326.50** Kg/m3 de béton
Sable de SIDI BAYZID :	**20%**	soit **362.79** Kg/m3 de béton

Avec un dosage de **400** Kg de ciment de **SOUR EL GHOUZLANE** et **200** litres d'eau par mètre cube de béton l'essai au laboratoire a révélé un affaissement de **7** Cm et une résistance moyenne de compression de **192.76 Kg /Cm²** pour un âge de béton de 07 jours.

Ces éléments sont donnés à titre de recommandations.

La composition du béton

Annexe

Construction

Notice produit
Edition Septembre 2015
Numéro 117
Version n°2015-268
SIKAFLUID®

SIKAFLUID®

Superplastifiant - Haut Réducteur d'Eau.

Conforme à la norme NF EN 934-2 tab 3.1 et 3.2

Présentation

Le SIKAFLUID est un superplastifiant qui améliore la mise en place du béton en augmentant les résistances mécaniques.

Domaines d'application

Le SIKAFLUID s'utilise dans deux domaines privilégiés.

1 - Amélioration de la maniabilité, à résistances égales, sans réduction d'eau.

Béton avec CEM I 52,5 R à 350 kg/m³ et E/C=0,5						
SIKAFLUID	Eau (l/m3)	Cône (cm)	Résistance à la compression (MPa)		Résistance à la traction (MPa)	
			1 j	28 j	1 j	28 j
Témoin	175	7	10,0	43,0	0,8	2,6
0,60%	175	14	10,5	44,0	0,8	2,6
0,95%	175	16	12,0	45,0	0,9	2,7
1,25%	175	18	13,0	45,5	0,9	2,7

Le SIKAFLUID a la propriété de transformer un béton de consistance S1 ou S2 (cône 30 à 70 mm) en un béton S4 (cône supérieur à 160 mm) en conservant les résistances.
Le béton se met en place très facilement avec une légère vibration. Un piquage soigné est nécessaire si l'on ne vibre pas.
Le SIKAFLUID est, dans ce cas, recommandé pour les bétons très ferraillés.

2 - Amélioration des résistances et de la maniabilité avec réduction d'eau partielle (5 à 10 %) pour un dosage en SIKAFLUID de 0,76 à 1,80 % du poids du ciment.
Le SIKAFLUID permet également d'améliorer la mise en place des bétons en augmentant en même temps leurs résistances (15 à 40%).
Le SIKAFLUID est utilisé dans ce cas pour :

- les bétons armés de toutes performances,
- les bétons préfabriqués (étuvés ou non).

Caractères généraux

Par son action physico-chimique, le SIKAFLUID permet :

sur béton frais :

- d'augmenter considérablement la fluidité du béton, donc de faciliter sa mise en place en diminuant les temps unitaires,
- d'améliorer la pompabilité du béton.

sur béton durci :

- d'augmenter les résistances mécaniques,
- d'accroître la compacité,
- d'augmenter l'imperméabilité.

en béton étuvé :

- d'économiser l'énergie (chauffage, vibration, matériel).
- d'améliorer la rotation des coffrages.

Le SIKAFLUID est compatible avec tous les ciments, exception faite des liants alumineux.

Fiche technique du super plastifiant