République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Yahyia Fares de Médéa

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil
Mémoire de Fin d'Etudes pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

THEME

Etude comparative entre deux systèmes de contreventement différents d'un bâtiment en R+8 implanté en zone III

Etudié par:

-Mr. BOUDJEMAA Mohamed.

-Mr. RAHMANI Boubaker.

-Mr. MEKHTICHE Oussama.

Promoteur :

-Mr. KHELLADI Mohamed.

Co-Promoteur:

-Mr. KORTEBY Abbdelkarim.

2016-2017

REMERCIEMENTS

Nous remercions avant tout le Dieu qui nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à nos encadreurs **M KORTEBY** et **M KHELADI**, qui nous a témoignés de leurs confiances, de leurs aides scientifiques, leurs expériences et leurs compétences.

Nous aimons également remercier les examinateurs pour avoir accepté le faire partie du jury de ce mémoire ainsi que pour le diplôme qu'ils nous accordé.

Nous remercions l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation en Génie Civil.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les membres de Bureau d'études : **M BENAISSA OULD TURKI** et notamment le bureau d'études **M HANNACHI KAMEL** pour nous avoir aidés et donnés tous les moyennes et la volonté pour terminer ce travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements.

RÉSUME

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مقارنة لبناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق ارضي + 8 طوابق) لاستعمال سكني بين نظامين مختلفين المقرر بنائها بولاية تيبازة والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية القوية
النظام الأول محقق بواسطة نظام العارضات والاعمدة مدعما بالجدران المسلحة (نظام عادي)
النظام الثاني محقق بواسطة الجدران المسلحة الحاملة (نظام القولبة الخندقية)
الابعاد والقياسات كل العناصر المكونة للبناية تم ضبطها وفقا للمعايير القوانين المعمولة بها في الجزائر

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل
- قواعد الخرسانة المسلحة

تمت الدراسة الحركية للبناية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر الدقيقة
باستعمال تقنية حساب الهياكل ببرنامج <<SAP2000 Version 19.1.0>>
وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الاساسات.

Abstract

This project includes a comparative analysis of a reinforced concrete structure (ground+8 floors) according to two different systems. (Traditional System/ Tunnel Form Construction).
This construction will be settled in a seismic zone of high seismicity III in TIPAZA.
The first system is called mixed structure in which both frame system and shear walls
The second systems consist of a structure including only shear walls.
The measurement and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 v 2003).
The dynamic study has been realized according to the numerical method (MEF) using the program (SAP2000 v 19.1).
Finally, we have studied the substructure by calculating all the foundations.

Résumé

Ce projet consiste à une étude comparative d'une structure en béton armé (RDC+ 8 ETAGES) qui a été fait entre deux systèmes de contreventement et de coffrages différents (coffrage traditionnel et coffrage tunnel) qui sera implantée à Tipaza, cette région est classée dans la zone de très forte sismicité (III).

Le premier système est composé par des portiques contreventés par des voiles

Le second système consisté à une structure comporte seulement des voiles et dalle pleines

Le dimensionnement et le calcul de ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 V2003)

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 Version 19.1.0».

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

SOMMAIRE

Remerciement
Résume
Liste des tableaux
Liste des figures
Notations
Introduction général

CHAPITRE I : présentation de l'ouvrage

I.1-Destination 1
I.2-Situation 1
I.3-Description de l'ouvrage 1
I.4-Caractéristique géométriques de l'ouvrage 1
I.4.1-Dimensions du bâtiment en plan 1
I.4.1-Dimensions du bâtiment en élévation 1
I.5- Conception structurelle 2
I.5.1- Eléments Principaux 2
a/ Structure 01 : 2
b/Structure 02 2
I.3.2- Eléments secondaires :(commun entre les deux structures) 3
a/Maçonnerie 3
b/ Escaliers 3
c/L'acrotère 3
d/ Chainages et Raidisseurs 3
I.4 -Caractéristique mécaniques des matériaux 4
I.4.1-Béton 4
I.4.2-Acier 5
I.5-les coffrages 6
a-coffrage traditionnelle (en bois) 6
b-Coffrage tunnel 6

CHAPITRE II : Prédimensionnement

Structure 01

II.1-pré-dimensionnement des planchers 8

II.1.a- Plancher à corps creux 8
II.1.b- Plancher dalle pleine : 8
II.2- pré-dimensionnement des poutres 8
II.3- Pré-dimensionnement des poteaux :..... 9
II.3.1- Evaluation des charges et surcharges 9
II.3.2-Etapes de Pré-dimensionnement : 12
II.3.3-Calcul de l'effortNu 12
II.3.4- Détermination des charges et surcharges 13
II.3.5- Vérifications du (1.1Nu ≤Nu) 14
II.3.6- Vérification selon le RPA99v2003 14
II.5-Prédimensionnement des voiles 14
II.6-Pré-dimensionnement d'escalier 15
II.6.1- Evaluation des charges et surcharges 15
II.6-Pré-dimensionnement de la poutre palière 16
II.6.1-Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003 16
structure 02
II.1- pré-dimensionnement 17
II.1- Plancher dalle pleine 17
II.2- Evaluation des charges et surcharges 17
a- plancher terrasse 17
b- Plancher courant 18
c-Surcharges d'exploitation 18
II.3- Les voile 18
II.4-Pré-dimensionnement d'escalier 19

CHAPITRE III : calcul des éléments secondaires

Introduction 20
III.1- Calcul de l'acrotère 20
III.1.1- Charges et surcharges 20
III.1.2- Calcul des efforts 21
III.1.3- Calcul du ferraillage 21
III.1.5-Vérification de la contrainte de cisaillement du béton 22
III.2-Calcul des escaliers 22

III.2.1-Détermination des efforts 23
III.2.2-Sollicitations de calcul 23
III.2.3-Calcul du ferraillage 24
III.2.4-Vérification à l'E.L.S 24
III.2.5-Vérification de l'effort tranchant 24
III.2.6-Vérification de la flèche 25
a-Évaluation de la flèche 25
b-Valeurs limites des flèches 25
III.3- Calcul de la poutre palière 26
III.3.1- charges revenants à la poutre 26
III.3.2- Calcul des efforts 26
III.3.3-Ferraillage de la poutre palière 26
III.3.4- Vérifications à L'ELS 27
III.3.5- Vérifications de l'effort tranchant 27
III.3.6- Vérifications de la flèche 27
III.4- Plancher à corps creux 27
III.4.1- La dalle de compression 28
III.4.2- Les poutrelles 28
III.5- Les dalles pleines 34
III.5.1- Calcul des actions 34
III.5.2- Calcul du ferraillage 35
III.5.3-Vérification à l'E.L.S 35
III.5.4-Vérification de l'effort tranchant 35
III.5.5-Vérifications préliminaires de la flèche 36
III.6- La dalle machine 36
III.6.1- Calcul des actions : 36
III.6.1- Calcul du ferraillage : 38
III.6.2- Vérification à l'E.L.S : 38
III.6.3- Vérification de l'effort tranchant : 39
III.6.4-Vérifications préliminaires de la flèche : 39
III.6.5- Vérification au poinçonnement : 39

Chapitre IV : etude sismique

Introduction : 41

IV.1-Choix de la méthode de calcul 41
IV.1.1-Méthode statique équivalente 41
IV.1.2-Méthode d'analyse modale spectrale 44
IV.2-Caractéristiques géométriques de la structure 44
IV.2.1- Le centre de Masse 44
IV.2.2- Le centre de Torsion 45
IV.2.3-Excentricités 46
IV.3-Modélisation 46
Structure 01
IV..1-Centre de masse et de rigidité 48
IV.2-Excentricité 48
IV.3-Spectre de réponse 48
IV.4-Détermination des paramètres du spectre de réponse 49
IV.5-Résultats et vérifications de l'analyse dynamique 51
IV.5.1-Vérification de comportement 52
IV.5.2-Vérification de participation massique 53
IV.5.3-Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 54
IV.5.4-Vérification de la stabilité au renversement 55
IV.5.5-Vérification des déplacements 56
IV.5.6-Vérification de cisaillement des éléments 57
IV.5.7-Vérification de l'effort normal réduit à la base 58
IV.5.8-Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 59
Structure 02
IV.1- Centre de masse et de rigidité 60
IV.2-Excentricité 60
IV.3-Spectre de réponse 61
IV.4-Détermination des paramètres du spectre de réponse 61
IV.5-Résultats et vérifications de l'analyse dynamique 63
IV.5.1-Vérification de comportement 63
IV.5.2-Vérification de participation massique 65
IV.5.3-Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 66
IV.5.4-Vérification de la stabilité au renversement 67
IV.5.5-Vérification des déplacements 68
IV.5.6-Vérification de cisaillement des éléments 69

IV.5.7-Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 70
Conclusion :..... 71

CHAPITRE V : ferraillage des éléments résistants

Strucure01

V.1-Combinaison des charges :..... 72
V.2- Ferraillage des poutres : 72
V.2.1-Détermination des armatures longitudinales :..... 72
V.2.2- Détermination des armatures transversales :..... 73
V.2.3- vérification à l'ELS :..... 74
V.2.4-Vérifications de la flèche des poutres : 74
a-Calcul des poutres principales :..... 75
a.1- Calcul des efforts : 75
a.2-Armatures longitudinales : 75
a.3-vérification à l'ELS :..... 75
a.4-armatures transversales : 75
a.5- Vérifications de la flèche..... 76
b-Calcul des poutres secondaires : 77
b.1- Calcul des efforts : 77
b.2-Armatures longitudinales :..... 77
b.3-vérification à l'ELS :..... 77
b.4-armatures transversales :..... 77
b.5- Vérifications de la flèche. 78
c-Calcul des chainages :..... 79
c.1- Calcul des efforts : 79
c.2-Armatures longitudinales :..... 79
c.3-vérification à l'ELS :..... 79
c.4-armatures transversales : 79
c.5- Vérifications de la flèche..... 80
V.3-Ferraillage des poteaux :..... 81
V.3.1-Détermination des armatures longitudinales :..... 81
a. Recommndations des règlements :..... 81
b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :..... 82
c-Détermination des armatures :..... 82
d-Vérification des contraintes à l'ELS :..... 83

V.3.2-Détermination des armatures transversales : 83
a-Calcul des armatures transversales 84
b-application des recommandations. 84
c-Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale At/St.b 85
V.4-Ferraillage des voiles 87
V.4.1- Les trumeaux : 87
a- Recommandation du CBA93. 87
b- Recommandation du RPA99 version 2003. 87
V.4.2- Linteaux 89
V.4.3-Détermination des armatures 91
a-Le ferraillage longitudinal et horizontal 92
b-Calcul du linteau 95
b.1-Ferraillage du linteau 95
c-Vérification des contraintes à l'ELS 96
Structure02
V.4-Ferraillage des voiles 97
V.4.1-Les voiles pleines 97
V.4.1.1-Détermination des armatures verticales et horizontales 97
V.4.2-Les voiles avec ouvertures 100
V.4.2.1-Les trumeaux 100
V.4.2.2-Les linteaux 104
V.4.3-Vérification des voiles a ELS 108
V.4-Ferraillage des dalles pleines 109
V.4.1- Calcul des efforts 110
V.4.3- Vérification à l'E.L.S 111
V.4.5- Vérification de l'effort tranchant 111
V.4.6-Vérifications préliminaires de la flèche 111

CHAPITRE VI: étude de l'infrastructure

Introduction : 112
La conception des fondations : 112
Type de fondation : 112
Reconnaissance du lieu & du sol 112
Principe du ferraillage des semelles 113

Structure 01

VI.1-Calcul des fondations 113
VI.2-Semelles isolée 114
VI.3-Semelles filantes 115
VI.4- Radier générale (Nervuré) 117
VI.4.1-Surface nécessaire 117
VI.4.2-Evaluation des charges sur radier 117
VI.4.3-Pré-dimensionnement de radier 117
a- la dalle 117
b-Nervures 118
b.1-la largeur des nervures 118
b.2-la hauteur des nervures 118
VI.4.4- Vérification de la stabilité au renversement 118
VI.4.5-vérification des contraintes dans le sol 119
VI.4.6- Ferraillage du radier 119
a. Ferraillage de la dalle du radier 119
a-1-Détermination des efforts : 119
a.2- Calcul du ferraillage 120
b. Ferraillage des nervures 121
b.1-Calcul des efforts 121
b.2-Calcul des armatures……121
b.3-Vérification des contraintes à l'E.L.S : 121
b.4-Armatures transversales : 122
b.5-Armature de peau 122
VI.5.1-Pré-dimensionnement. 123
VI.5.2-Sollicitations. 123
VI.5.3-Ferraillage : 124
a-à l'état limite ultime. 124
b. condition de non fragilité. 124
c. vérification des contraintes à l'ELS. 124
d. Armatures transversales. 124

Structure 02

Introduction 126
VI.1-Surface nécessaire : 126

VI.2-Evaluation des charges sur radier : 126
VI.3-Pré-dimensionnement de radier : 126
a-la dalle 126
VI.4- Vérification de la stabilité au renversement : 127
VI.5-vérification des contraintes dans le sol : 127
VI.6- Ferraillage du radier : 128
a.1-Détermination des efforts : 128
a.2- Calcul du ferraillage 128
a.3-Vérification des contraintes à l'E.L.S 129

CHAPITRE VII: etude comparative

Introduction 130
VII.1- Stabilité de la structure 131
VII.1.1-Le comportement modal 131
VII.1.2-Participation massique 132
VII.1.3-La force sismique a la base 133
VII.1.4-Stabilité au renversement 133
VII.2-Résistance des éléments 134
VII.2.1-Déplacements 134
VII.2.2- Déformations 135
VII.2.3-Cisaillement des éléments 135
VII.3-Economie 137
VII.3.1-Volume et montant des gros œuvres 137
VII.3.3-Pourcentage d'acier des gros œuvres 139
VII.4-Exécution 143
VII.5-Conclusion 144

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : presentation de l'ouvrage

Tableau 1.1 :Caractéristique du béton. 4
Tableau I.2 : Caractéristique de l'acier 5
Tableau I.3 -Les types d'aciers utilisés et leurs nuances 5

CHAPITRE II : Prédimensionnement

Tableau II-1 : Dimensions des poutres 9
Tableau II -2 :charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux) 10
Tableau II-3 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine) 10
Tableau II -4 : Charges permanentes du plancher courant (corps creux) 10
Tableau II -5 : charges permanentes du plancher courant (dalle pleine) 11
Tableau II -6 : charges permanentes du mur simple cloison 11
Tableau II -7 : charges permanentes du mur double cloison 11
Tableau II -8 : Surcharges sur les planchers 11
Tableau II -9 : Calcul de l'effort Nu 12
Tableau II -10: vérifications du (1.1Nu $\leq Nu$) 14
Tableau II -11 : vérifications de coffrage des poteaux 14
Tableau II -12 : Charges permanentes palier de repos 16
Tableau II -13 : Charges permanentes de paillasse 16
Tableau II -14 : Pré-dimensionnement du plancher dalle pleine 17
Tableau II -15 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible 18
Tableau II -16 : charges permanentes du plancher courant 18
Tableau II -17 : Surcharges sur les planchers 18

CHAPITRE III : calcul des éléments secondaires

Tableau III-1 : Les efforts 21
Tableau III-2 :Calcul du ferraillage 21
Tableau III-3 : Vérification à l'E.L.S 21
Tableau III-4 : vérification au cisaillement 22
Tableau III-5 : Détermination des efforts 23
Tableau III-6 : Sollicitations de calcul 24
Tableau III -7 : les données 24
Tableau III -8 : Calcul des sections d'acier de l'escalier 24
Tableau III-9 : Vérification à l'E.L.S 24
Tableau III -10 : vérification au cisaillement 25
Tableau III -11 : Vérifications préliminaires de la flèche de l'escalier 25

Tableau III -12 : Vérification de la flèche de l'escalier 25
Tableau III -13 : Calcul des efforts 26
Tableau III -14 : Ferraillage de la poutre palière..... 26
Tableau III -15 : Vérification à l'ELS de la poutre palière 27
Tableau III -16 :Vérifications de l'effort tranchant..... 27
Tableau III -17 : Vérifications préliminaires de la flèche dela poutre palière 27
Tableau III -18:les charges et moment de flexion de la poutrelle avant collage..... 29
Tableau III -19: Détermination le nombre des étaiements..... 29
Tableau III -20 : Actions de calcul des poutrelles après coulage. 30
Tableau III -21 : Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage (type01)..... 30
Tableau III -22 : Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage (type02)..... 31
Tableau III -23 : Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage (type02)..... 32
Tableau III -24 : les efforts internes..... 32
Tableau III -25 :ferraillages longitudinaux des poutrelles 32
Tableau III -26 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement 33
Tableau III -27 : Vérifications préliminaires de la flèche 33
Tableau III -28: Vérifications de la flèche des poutrelles 34
Tableau III -29: Les actions sur la dalle..... 35
Tableau III -30: Ferraillage et l'espacement des dalles pleines. 35
Tableau III -31 :Vérification à l'E.L.S..... 35
Tableau III -32: vérification au cisaillement..... 36
Tableau III -33 : vérification de flèche de la dalle 36
Tableau III -34:chargements de la dalle..... 36
Tableau III -35:Les valeurs du travail externe. 37
Tableau III -36 :Les valeurs du travail interne. 37
Tableau III -37 : calcul du moment..... 38
Tableau III -38 : Les données..... 38
Tableau III -39: Calcul des sections d'acier de la dalle. 38
Tableau III -40 :Vérification à l'E.L.S..... 39
Tableau III -41: vérification au cisaillement..... 39
Tableau III -42 : Vérification de la flèche..... 39

CHAPITRE IV : étude sismique

Tableau IV.1 : vérification de la condition de régularité a.2..... 42
Tableau IV.2 : vérification de la condition de régularité a.3..... 42

Tableau IV.3 : vérification de la condition de régularité a.4 43
Tableau IV.4 : vérification de la condition de régularité a.4 43
Tableau IV-5 : centre d'inertie et centre de masse 48
Tableau IV-6 : Excentricité 48
Tableau IV-7:Justification du coefficient de comportement R (sensX) 50
Tableau IV-8 : Justification du coefficient de comportement R (sensY) 50
TableauIV-9 : détermination du facteur de qualité Q de la structure 51
Tableau. IV.10 : Vérification de comportement 52
Tableau. IV.11 : Vérification de participation massique 53
Tableau. IV.12 : Calcul de la force sismique 54
Tableau. IV.13 :Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 54
Tableau. IV.14 : Le moment de renversement 55
Tableau. IV.15 : Le moment de stabilité 55
Tableau. IV.16 : Vérification de stabilisation 55
Tableau. IV.17:Vérification des déplacements inter-étagesens X 56
Tableau. IV.18:Vérification des déplacements inter-étagesens Y 56
Tableau. IV.19 : Vérification de cisaillement des poutres 57
Tableau. IV.20: Vérification de cisaillement des voiles sens X 58
Tableau. IV.21 : Vérification de cisaillement des voiles sens Y 58
Tableau. IV.22 : Vérification de l'effort normal réduit à la base. 59
Tableau. IV.23: Vérification l'effet P-Δ 59
Tableau IV-24: centre d'inertie et centre de masse 60
Tableau IV-25 : Excentricité 61
Tableau IV-26: détermination du facteur de qualité Q de la structure 62
Tableau. IV.27 : Vérification de comportement 63
Tableau. IV.28 : Vérification de participation massique 65
Tableau. IV. 29: Calcul de la force sismique 66
Tableau. IV.30 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 66
Tableau. IV.31 : Le moment de renversement 67
Tableau. IV.32 : Le moment de stabilité 67
Tableau. IV.33: Vérification de stabilisation 67
Tableau. IV.34 : Vérification des déplacements inter-étage sens X 68
Tableau. IV.35: Vérification des déplacements inter-étage sens Y 69
Tableau. IV.36 : Vérification de cisaillement des voiles sens X 69

Tableau. IV.37 : Vérification de cisaillement des voiles sens Y 70
Tableau. IV.38 : Vérification l'effet P-Δ 70
Tableau. IV.39 : les sections finales 71

CHAPITRE V : ferraillage

Tableau .V.1: Calcul des efforts de la poutre principales 30X40 75
Tableau .V.2: Ferraillage longitudinal de la poutre principale30X40 75
Tableau .V.3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale 75
Tableau .V.4: Vérifications préliminaires de la flèche des poutres principales 76
Tableau .V.5: Calcul des efforts de la poutre secondaire 30X35 77
Tableau .V.6: Ferraillage longitudinal des poutres secondaire 77
Tableau .V.7: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire 77
Tableau .V.8: Vérifications préliminaires de la flèche des poutres secondaires 78
Tableau .V.9: Calcul des efforts du chinage 30X30 79
Tableau .V.10:Ferraillage longitudinal des chinages 79
Tableau .V.11: Vérification des contraintes à l'ELS chainages. 79
Tableau .V.12: Vérifications préliminaires de la flèche des chainages 80
Tableau .V.13: Sollicitations extrêmes de ferraillage. 82
Tableau V.14 : Les Armatures longitudinaux des poteaux 83
Tableau .V.15 : Vérification des contraintes à l'ELS 83
Tableau .V.16: Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement 85
Tableau .V.17 : Ferraillage voile 1 92
Tableau .V.18 : Ferraillage de voile 2 93
Tableau .V.19 : Ferraillage de voile 3 94
Tableau .V.20 : les sollicitations du calcul des linteaux 95
Tableau .V.21: Calcul desarmatures des linteaux 95
Tableau .V.22: calcul les armatures transversales el leurs espacements 96
Tableau. IV.23 : Vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS 96
Tableau. V.24: ferraillage de voile 98
Tableau.V.25 : ferraillage de voile 99
Tableau.V.26 : ferraillage de voile 100
Tableau.V.27 : ferraillage de voile 101
Tableau.V.28 : ferraillage de voile 102
Tableau.V.29 : ferraillage de voile 103
Tableau.V.30 : vérification des contraintes dans le linteau 104

Tableau.V.31: ferraillage de linteau 104
Tableau.V.32 : vérification des contraintes dans le linteau 105
Tableau.V.33 : ferraillage de linteau 105
Tableau.V.34 : vérification des contraintes dans le linteau 106
Tableau.V.35 : ferraillage de linteau 106
Tableau.V.36 : vérification des contraintes dans le linteau 107
Tableau.V.37 : ferraillage de linteau 107
Tableau.V.38 : vérification des voiles a l'ELS 108
Tableau.V.39 : calcul du moment 110
Tableau .V.40 :Les données 110
Tableau .V.41: Calcul des sections d'acier de la dalle. 110
Tableau .V.42: Vérification à l'E.L.S. 111
Tableau.V.43 : vérification au cisaillement 111
Tableau.V.44 : Vérification de la flèche 111

CHAPITRE VI : étude de l'infrastructure

Tableau.VI.1 :Sections des semelles isolées 114
Tableau.VI.2 : Sections des semelles filantes 116
Tableau.VI.3 : Sections des semelles filantes 116
Tableau.VI.4 :les sollicitations de calcule 117
Tableau VI.5: vérification au cisaillement 118
Tableau VI.6: vérification au cisaillement 118
Tableau.VI.7 : Vérification de la stabilité au renversement 119
Tableau.VI.8: Vérification des contraintes dans le sol a l'ELS 119
Tableau.VI.9 : Calcul des efforts 120
Tableau VI.10 : Ferraillage des panneaux du radier 120
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes à l'E.L.S 121
Tableau VI.12 :Calcul des efforts 121
Tableau VI.13: Ferraillage des nervures 121
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes 121
Tableau.VI.15 : les sollicitations de calcule 126
Tableau VI.16 : vérification au cisaillement 127
Tableau.VI.17: Vérification de la stabilité au renversement 127
Tableau.VI.18: Vérification des contraintes dans le sol a l'ELS 128
Tableau.VI.19 : Calcul des efforts 128

Tableau VI.20 : Ferraillage des panneaux du radier 128
Tableau VI.21 : Vérification des contraintes à l'E.L.S 129

CHAPITRE VII : étude comparative

Tableau. VII.1 : Cisaillement des éléments..... 136
Tableau. VII.2 : Volume et montant du gros œuvre Superstructure 137
Tableau. VII.3 : Volume et montant du gros œuvre d'infrastructure..... 138
Tableau. VII.4 : Pourcentage d'acier des gros œuvres de la superstructure 139
Tableau. VII.5 : Pourcentage d'acier des gros œuvres de l'infrastructure..... 140
Tableau. VII.6 : les sommes des gros œuvres 141

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE II : Prédimensionnement

FigureII.1: Schéma statique d'escalier 15
Figure II -2 :Coupe de voile en plan 18

CHAPITRE III :calcul des éléments secondaires

Figure III-1 : L'acrotère 20
Figure III-2 : section d'acier et béton de l'acrotère 22
Figure. III-3 : Représentation d'un escalier 23
Figure. III-4 : Modèle de calcul des escaliers 23
Figure. III -5 : schématisation de la poutrelle avant collage 28
Figure. III -6: les différents types de dalles pleines. 34
Figure. III -7 : Dimensions de la dalle machine. 36
Figure. III -8 : ferraillage de la dalle machine……..……..36

CHAPITRE IV : étude sismique

Figure IV.1 : Vue d'un décrochement en plan 42
Figure IV.2 : 1er Disposition des voiles 47
Figure IV.3: 2eme Disposition des voiles 47
Figure IV.4 : Disposition final des voiles 47
Figure IV.5: 1er mode translation suivant l'axe Y. 52
Figure IV.6: 2eme mode translation suivant l'axe X. 52
Figure IV.7 :3eme mode rotation au tour de l'axe Z. 53
Figure IV.8 : Disposition des voiles. 60
Figure IV.9:1er mode rotation au tour de l'axe Z. 63
Figure IV.10 :2eme mode translation suivant l'axe Y. 64
Figure IV.11 :3eme mode translation suivant l'axe X plus rotation au tour de l'axe Z. 64

CHAPITRE V: ferraillage

Figure V-1 : Ferraillages des poutres principales 76
Figure V-2 : Ferraillages des poutres secondaires 78
Figure V-3 : Ferraillages des chinages en travée et en appui 80
FigureV.4 : définition de la zone nodale dans les poteaux 81
Figure V-5 : Ferraillages des poteaux 86
FigureV.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles 88

FigureV.7 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux 90
Figure V-8 :Ferraillages devoile 1..... 92
Figure V-9 :Ferraillages de voile 2..... 93
Figure V-10 :Ferraillages de voile 3..... 94
Figure V-11 :Ferraillages de voile..... 98
Figure V-12 :Ferraillages de voile..... 100
Figure V-13 :Ferraillages de voile..... 101
Figure V-14 :Ferraillages de voile..... 102
FigureV.15 : le schéma de la déformation 109
FigureV.16: le schéma des moments 109

CHAPITRE VI : étude de l'infrastructure

Figure VI.1 : lesefforts normaux appliqués aux fondations 113
Figure VI.2 : Semelle isolée sous poteau 114
Figure VI.3 : schémas d'une semelle filante mur et poteaux 115
Figure VI.4:position des chapeaux..... 120
Figure VI.5 : Ferraillage des nervures..... 123
Figure VI.6 : Ferraillage des longrines..... 125

CHAPITRE VII : étude comparative

Figure. VII.1 : Le comportement modal..... 131
Figure. VII.2 : participation massique..... 132
Figure. VII.3 : La force dynamique..... 133
Figure. VII.4 : Déplacement de chaque étage. 134
Figure. VII.5 : Déformation pour chaque étage. 135
Figure. VII.6 : Montant de la superstructure 138
Figure. VII.7 : Montant de l'infrastructure 139
Figure. VII.8 : Pourcentage d'acier de la superstructure..... 140
Figure. VII.9 : Pourcentage d'acier de l'infrastructure 140
Figure. VII.10: Volume global du béton 141
Figure. VII.11: Pourcentage global d'acier 141
Figure. VII.12 : Montant global 142

NOTATIONS

- **Majuscules romaines :**

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé

B : Aire du béton

Br: Section réduite du béton d'un poteau.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Es: Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie: Moment d'inertie équivalent.

Lt : Largeur de la section tendue

M : Moment fléchissant.

Mt: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma: Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu: Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser: Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

Nser: Effort normal de service.

NU: Effort normal ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique

- **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.

St : Espacement de cours d'armature transversale.

fcj: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

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

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jour.

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

i : Rayon de giration.

lf : Longueur de flambement

- **Majuscules grecques :**

Δf: flèche .

Σ : sommation.

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

W: poids.

- **Minuscules grecques :**

α:Angle.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ:Élancement mécanique

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

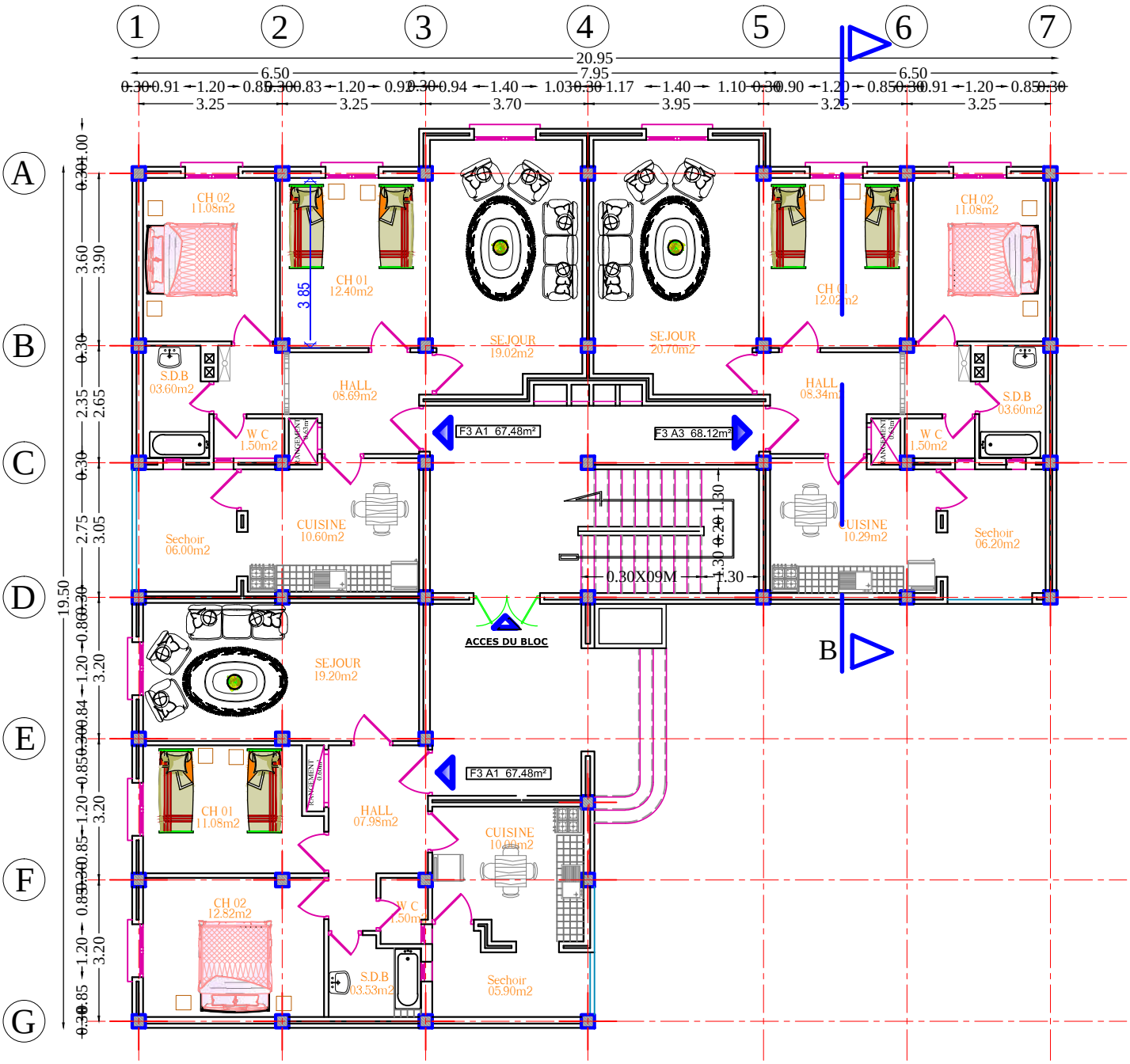
δ: Déplacement d'un niveau.

- **Autres notations :**

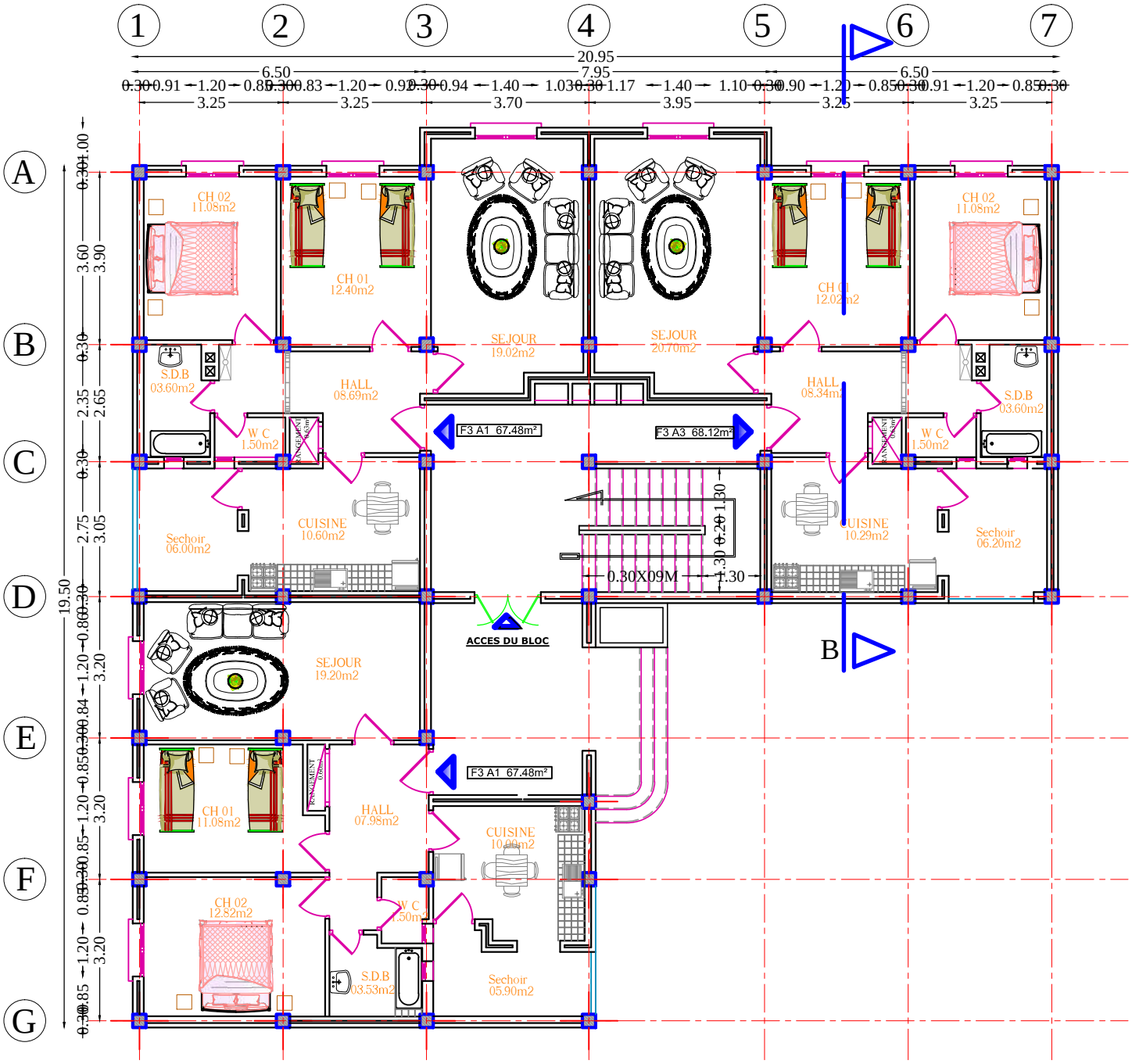
A.N : Axe neutre.

S01 : portiques-voiles

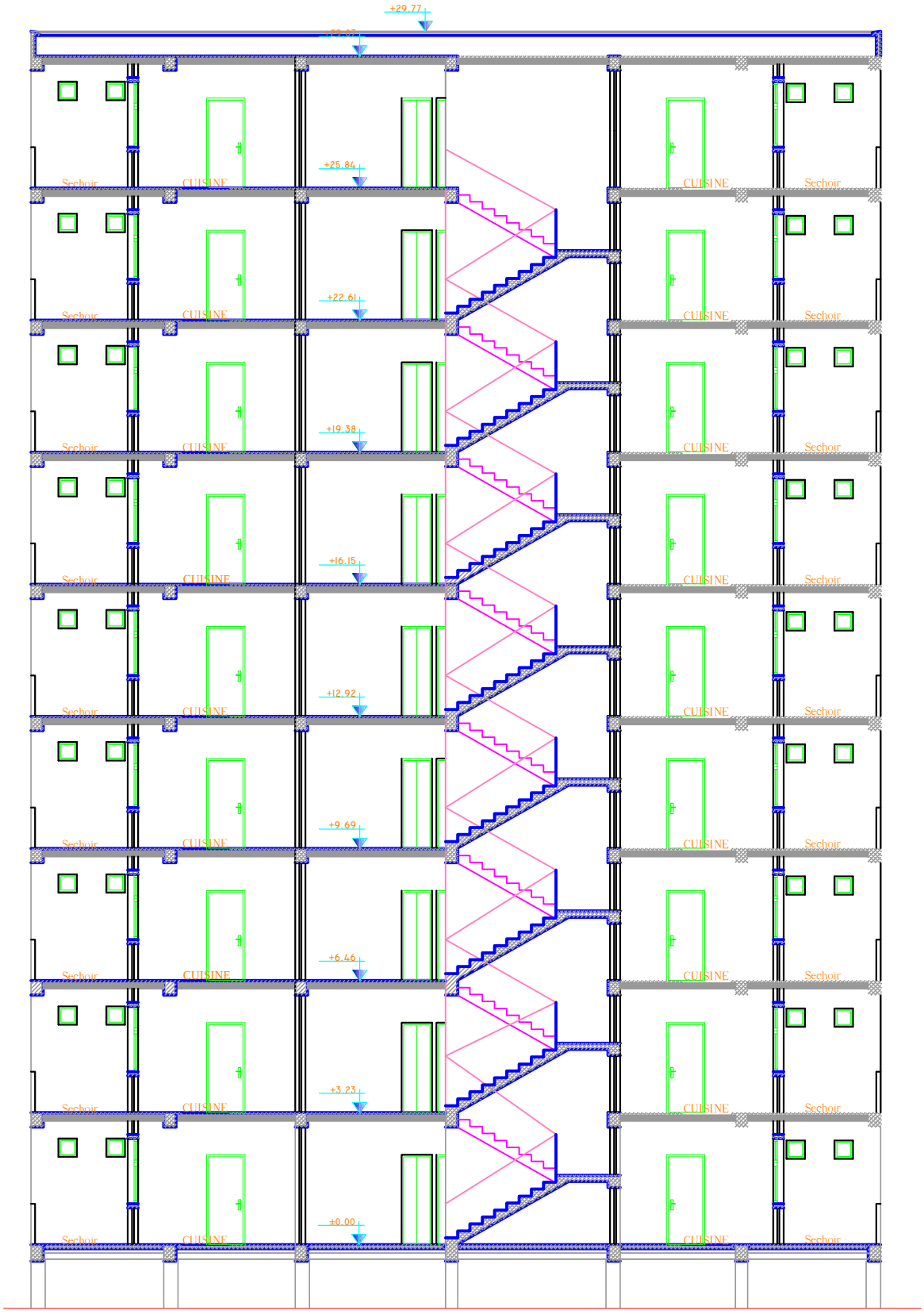
S02 : voiles porteurs



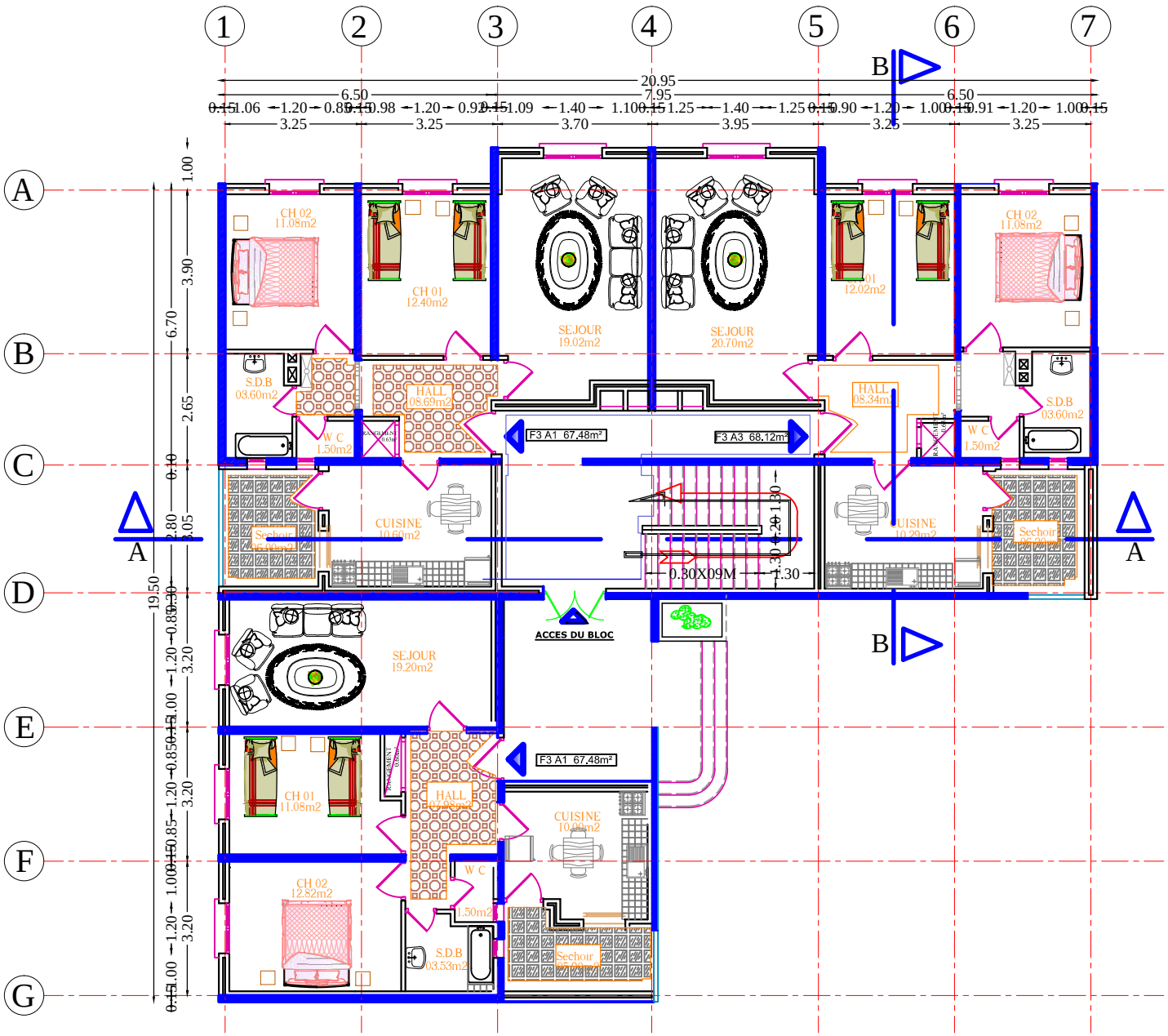
VUE EN PLAN R-D-C



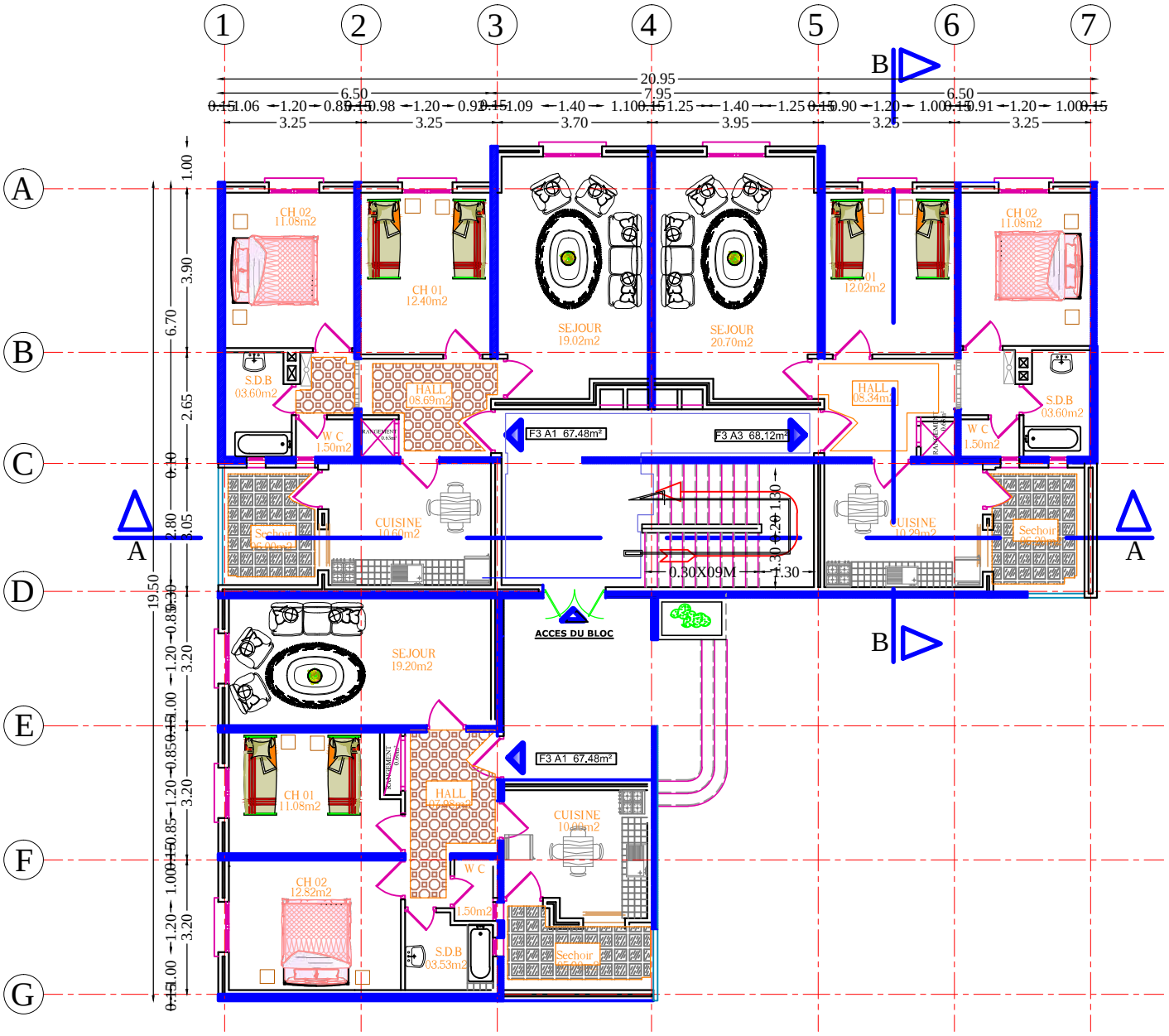
VUE EN PLAN EC


+29.77
+25.84
+22.61
+19.38
+16.15
+12.92
+9.69
+6.46
+3.23
±0.00
Sechoir
CUISINE

COUPE A-A



VUE EN PLAN R-D-C



VUE EN PLAN EC

INTRODUCTION GENRALE

L'étude génie civil d'un projet de construction s'élabore en tenant compte des aspects structurels et fonctionnels afin de répondre aux besoins de la société, ce qui oblige l'ingénieur civil à prendre en considération des différents donnés à savoir l'usage, le type d'exploitation, le sol d'implantation et les exigences architecturales (fonctionnelles et esthétiques) tout en respectant les facteurs économiques et environnementaux.

L'objectif principal de notre étude est de choisir une structure adapté avec les contraintes exigées sur le terrain (zone de très forte sismicité « zone III », dans un terrain de faible capacité portante « S4, σsol =1.30 bars », avec une hauteur élevée R+8 « H=29.07m »), ce choix sera fixe pour obtenir une bonne stabilité, bonne résistance des éléments de la structure, avec bien sûr un coût raisonnable de réalisation.

Le présent travail consiste à mettre en évidence tout ce que nous avons appris en matière de connaissances D'étudier les éléments résistants des deux mêmes blocs en R+8 du système de contreventement différents,

Le premier est un système de contreventement mixte, assuré par des voiles et portiques avec un diaphragme rigide en plancher à corps creux, et le deuxième est un système de contreventement assuré uniquement par des voiles porteurs avec plancher en dalle pleine exécutés par un coffrage tunnel. L'étude sera menée selon les étapes principales suivantes :

Après une introduction générale, le premier chapitre présente des généralités se référant à la présentation de l'ouvrage ainsi au caractéristiques des matériaux utilisés.

Le deuxième chapitre concerne le dimensionnement des deux structures (poteau, poutre, plancher et voile), et calcule des éléments secondaires dans le troisième chapitre.

Le quatrième chapitre a pour objet l'analyse dynamique et la détermination des modes propres en modélisant les deux structures par le logiciel SAP 2000.version 19.1

Le cinquième et le sixième chapitre comportent le ferraillage des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) ainsi que l'étude des éléments d'infrastructure qui garantissent la stabilité et répartition des charges au sol de fondation.

Le septième chapitre consacré à faire une étude comparative entre les deux structures de toutes cotées et estimer un devis quantitatif global des gros œuvres

Et enfin nous terminons notre travail par une conclusion générale dans laquelle nous discutons nos résultats et nous essayons de porter un jugement sur le choix de type de la structure supposé préalablement.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1-Destination :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bloc Angle en R+8 en Béton Armé (à usage d'habitation) par deux systèmes structurels et de contreventement différents, avec une comparaison entre ces deux derniers suivant plusieurs plans, à savoir : le plan socio-économique, la stabilité, la résistance, et d'exécution .

Structure 01 : constitué par des portiques et voiles avec des planchers en corps creux, et un contreventement mixte (Réalisé par un coffrage traditionnel).

Structure 02 : constitué par des voiles porteurs et des planchers en dalles pleines, avec un contreventement assuré uniquement par les voiles qui reprennent la totalité des charges sismiques (Réalisé par un coffrage tunnel).

I.2-Situation :

L'ouvrage étudié sera implanté à TIPAZA, classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de forte sismicité (zoneIII)

Notre étude sera faite conformément aux exigences des règlements algériens en vigueur, à savoir :

- **DTR-BC 2-41 :** Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé(CBA93).
- **DTR-BC 2-48 :** Règles Parasismique Algériennes (RPA 99 version 2003).
- **DTR-BC 2-2 :** Charges Permanentes et Charges d'exploitations.
- **DTR-BC 2-331 :** Règles de Calcul des Fondations Superficielles.

I.3-Description de l'ouvrage :

Le bâtiment est de forme irrégulière, comportant 8 niveaux sur rez-de-chaussée.

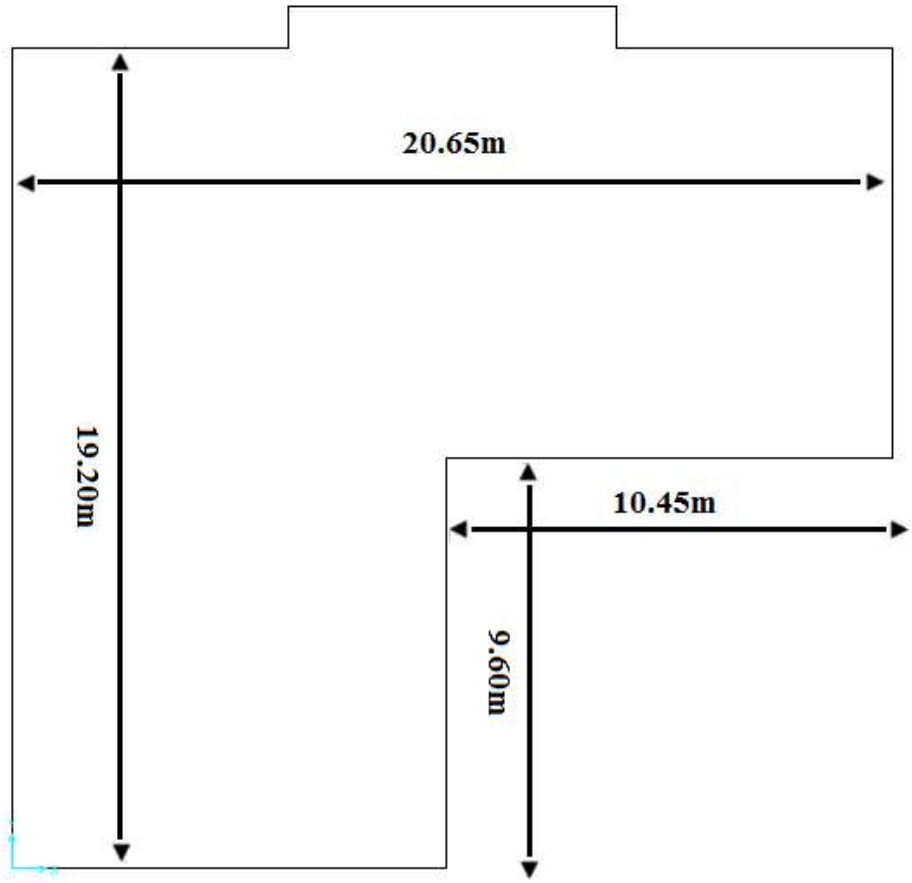
I.4-Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

I.4.1-Dimensions du bâtiment en plan :

- Longueur…….....***L* = 20.65 m**
- Largeur……***l* = 19.20 m**

I.4.2-Dimensions du bâtiment en élévation :

- Hauteur d'étage…….....***h* = 3.23 m**
- Hauteur totale du bâtiment……***H* = 29.07 m**



I.5- Conception structurelle :

I.5.1- Eléments Principaux :

a-Structure 01 :

a.1- Système de contreventement :

Notre structure comporte une hauteur dépassant les 08 m, alors le règlement parasismique Algérien (RPA99 V2003) préconise un système de contreventement assuré par des voiles

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- La totalité des sollicitations dues aux charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles

a.2- Planchers

C'est un élément horizontal rigide dans son plan, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux et jouant le rôle d'un diaphragme conçu pour résister aux forces qui agissent dans son plan et les transmettre aux éléments de contreventement.

Nous avons utilisé (2) deux types de planchers

- Planchers à cops creux.
- Plancher à dalle pleine.

a.3-Infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain d'assise, ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

Les dimensions ainsi que le calcul de ferraillage seront représentés dans le chapitre 06.

b-Structure 02 :

b.1- Système de contreventement :

Cette structure comporte un système de contreventement constitué uniquement par des voiles porteurs en béton armé.

Dans ce cas les voiles reprennent la totalité des sollicitations dues à charges verticales et horizontales.

b.2- Plancher :

Notre structure comporte uniquement des planchers en dalles pleines.

b.3- Fondations (Radier) :

Le radier est un type de fondation superficielle à part entier et réalisé sur un sol de mauvaise capacité portance, pour éviter que le bâtiment s'enfonce sous son propre poids. On utilise les radiers comme fondation afin de répartir les charges sur l'ensemble de l'emprise de la construction mais uniformément.

Un radier transmet les charges sur toute la surface d'assise. On l'utilise quand les conditions de réalisation imposent des semelles très rapprochées (cas de chevauchement des semelles).

I.3.2- Eléments secondaires :(commun entre les deux structures)

a-Maçonnerie : On a deux types :

- **Murs extérieurs (double cloison)** : sont composés de :
  - Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
  - Une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.
  - Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs (simple cloison)** : Ce sont des cloisons de séparation intérieure de10cm d'épaisseur.

b-Escaliers :

Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

La circulation entre les étages de nos bâtiments est assurée par un escalier droit à deux volées.

c-L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales sur les façades (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente.

d-Chainages et Raidisseurs :

Elément vertical ou horizontal continu en béton armé, intégré dans la maçonnerie, ses dimensions sont généralement équivalentes à l'épaisseur du mur, section carrée, ils assurent l'attachement de la maçonnerie avec la structure qui sert à maintenir la stabilité horizontale de la maçonnerie. Ils sont directement intégrés aux dalles en béton armées.

I.6-Caractéristique mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.6.1-Béton :

Le béton est un matériau composé de granulat (sable + gravier), Liant (Ciment) et de l'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

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

- L'ouvrabilité du béton.
- Résistance à la compression

Granulats :le béton est constitué de deux types de granulats :

- Sable de dimension inférieure à 5 mm.
- gravier de dimension inférieur à 25mm (3/8 ; 8/15 ; 15/25).

L'adjuvant :

Produit incorporé au moment du malaxage du béton à une dose inférieure ou égale à 5% en dosage du ciment, pour modifier quelque propriété du béton à l'état frais et/ou durci.

Dans le cas de notre projet on utilise un accélérateur de prise permet de diminuer le temps de début de prise du béton.

Quelques caractéristiques sur le béton pour notre travail, les valeurs standards à utiliser sont :

Tableau 1.1 : Caractéristique du béton.

Poids volumique	**γ=25kN/m^3**	
Résistance à la compression	**f_{c28}=25MPa**	
Résistance à la traction	**f_{t28}=2.1MPa**	
Module de déformation longitudinale instantanée	**E_{i28}=3.21x 10^{4}MPa**	
Module de déformation longitudinale différée	**E_{v28}=1.08x 10^{4}MPa**	
La contrainte normale de compression	Situation durable	**σ_{bc}=14.2MPa**
	Situation accidentelle	**σ_{bc}=18.5MPa**
La contrainte tangentielle	Fissuration peu nuisible	**τ_u=3.33MPa**
	Fissuration nuisible	**τ_u=2.50MPa**
Coefficients de sécurité	Situation durable	**γ_b = 1.5**
	Situation accidentelle	**γ_b = 1.15**
Coefficients de Poisson	Calcul des déformations	**ν = 0.2**
	Calcul des sollicitations	**ν = 0**

Commentaire :

Pour obtenir un bon béton on doit être conservé les paramètres suivants :

- Bonne qualité des granulats.
- La propreté des granulats (mode de stockage…).
- Granularité continue (3 classes : 3/8-8/15-15/25).
- Bonne qualité du sable (module de finesse MF=2.5).
- E/C bien déterminé.
- Malaxage approprié.
- La cure de béton à jeun âgé.

I.6.2-Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance .L'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types différents : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les caractéristiques et les aciers utilisés sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau I.2 : Caractéristique de l'acier

Poids volumique	Module d'élasticité	Module de cisaillement	La contrainte de traction (MPa)		Coefficients de sécurité		Coefficient de Poisson
			DUR	ACC	DUR	ACC	
γ=78.5 (kN/m^3)	E=20x10^4 (MPa)	G=8,1x10^4 (MPa)	σ_s=400	σ_s=348	γ_s = 1.5	γ_s = 1	ν = 0.3

Tableau I.3 -Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre mm	F_e (MPa)
Barre à haute adhérence	Armatures transversales	FeE 215	$\phi 6 et \phi 8$	215
	Armatures longitudinales	FeE400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé (rouleau)	Table de compression pour la structure 01	TLE520	$0 \leq \phi \leq 6$	520
Treillis soudé (Panneau)	Dalles pleines voiles pour la structure 02	TLE520	ϕ	520

I.7-les coffrages :

Le coffrage est une structure temporaire généralement en bois ou en acier, dans laquelle on coule le béton afin qu'il prenne la forme désirée et qu'il soit protégé durant le temps de séchage. Une fois le béton consolidé et sa stabilité assurée, Certains coffrages sont utilisés à plusieurs reprises, d'autres ne servent qu'une fois.

On signifié deux rôles principal du coffrage :

- mouler le béton pour lui donner sa forme définitive.
- Donner des parements propres, lisses et/ou architecturés.

Un coffrage doit comporter les propriétés suivantes :

- **La rigidité** (indéformable) : Sa structure doit pouvoir résister à la poussée du béton sans se déformer afin de respecter la forme à réaliser.
- **La stabilité :** Le coffrage doit rester en position sans risquer de se renverser.
- **La simplicité :** Il est conçu de sorte que sa fabrication, sa mise en place, son assemblage et même le décoffrage, soient le plus simple et le plus rapide possible afin d'en réduire les coûts de mise en œuvre.

- **La durabilité :** En fonction du nombre de réemplois, il sera de conception plus ou moins puissant.

Dans notre projet on a utilisée deux types de coffrage :

a-coffrage traditionnel :

Est un coffrage fabriqué selon les besoins par le chantier sans spécifications, le coffrage bois est le plus utilisé dans l'Algérie, présente de nombreux avantages pour les bétons apparents structurés et pour les ouvrages de formes complexes et non répétitifs.

b-Coffrage tunnel :

Le coffrage Tunnel est un système qui permet de couler les murs et les dalles en une seule opération, cela dans un cycle journalier. Moyennant ce système rapide, les délais de construction sont considérablement raccourcis par rapport aux méthodes conventionnelles. Le Système de coffrage tunnel apporte la rapidité, la qualité et la précision à la construction en béton et permet d'économiser énormément sur les travaux de finition ainsi que les travaux mécaniques et électriques. Grâce à l'utilisation des technologies avancées pour la production de coffrages d'acier, les coffrages tunnels sont solides et durables. Ce système permet d'obtenir des structures portantes efficaces pour mieux résister aux séismes.

Ils sont constitués essentiellement de deux panneaux verticaux reliés à leur partie supérieure par un panneau horizontal. Ils peuvent être monoblocs ou composer de deux demi-coquilles que l'on assemble rigidement entre elles par verrouillage au moment du réglage et du bétonnage. La stabilité de chaque demi-coquille prise séparément est assurée par une béquille articulée.

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT ET ÉVALUATION DES CHARGES

Introduction :

Le Pré-dimensionnement est un calcul préliminaire ; il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

Pour le Pré-dimensionnement des éléments ont tenu compte des prescriptions réglementaires données par :

- DTR B.C-2.48 (RPA 99 v 2003).
- DTR B.C-2-41 (CBA93).
- DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation

Structure01

II.1-pré-dimensionnement des planchers :

II.1.a- Plancher à corps creux :

- L'épaisseur h est obtenue par la formule empirique suivante :

$$L/25 \leq h \leq L/20 \ \& \ h \geq L/22.5$$

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis, ici :

L_{max} **= 390cm**. Ce qui nous donne un plancher constitué de **corps creux de 16 cm** et **une dalle de compression de 4 cm.**

Donc : **ht = (16 + 4) cm**.

II.1.b- Plancher dalle pleine :

L'épaisseur doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle, dans notre cas les dalles reposent sur quatre appuis :

$$L/45 \leq h \leq L/40$$

a-Sécurité contre l'incendie :

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

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

b- condition d'isolation acoustique : ep≥15 cm.

Ici, **L = 395 cm**. nous adoptons l'épaisseur suivante : **h =15 cm.**

II.2- pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux

b : largeur de la base de la poutre ;

h : hauteur totale de la poutre ;

Le Pré-dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{c} \frac{\text{portéemax}}{15} \leq h \leq \frac{\text{portéemax}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right\}$$

Les dispositions constructives sur les dimensions minimales de poutres en zone III **[RPA : Art 7.5.1]** sont :

$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ \text{b} \geq 20cm \\ h/b \leq 4 \\ b_{max} \leq 1.5\text{h}+\text{b}_1 \end{cases}$$

Nous choisissons le sens transversal (parallèle à XX) comme sens porteur (les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à YY), d'où les dimensions suivantes des poutres, après calculs et vérifications :

Tableau II-1 : Dimensions des poutres

	La portée	Orientation	Dimension
Poutres Principales	3.95	Parallèles à XX	**30*35**
Poutres Secondaires	3.90	Parallèles à YY	**30*30**

II.3- Pré-dimensionnement des poteaux :

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

II.3.1- Evaluation des charges et surcharges :

a-Plancher terrasse.

Tableau II -2 :charges permanentes du plancher terrasse inaccessible **(corps creux)**

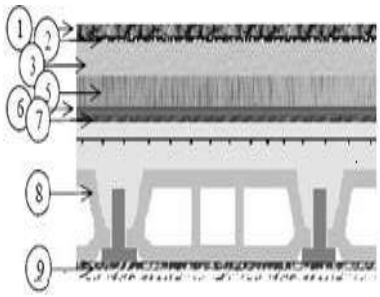
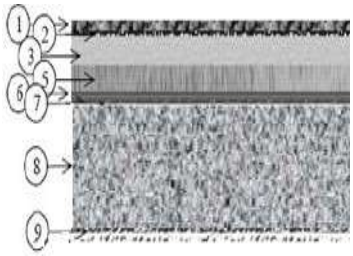
	Composantes	Référence [DTR B.C.2.2]	G kN/m²	
1	Gravillon roulé **4cm**	C.5 - TOITURES	0.80	
2	Etanchéité multicouche **2cm**	C.5 - TOITURES	0.12	
3	Papier Kraft -	C.5 - TOITURES	0.05	
4	Forme de pente **13cm**	C.5 - TOITURES	2.8	
5	Plaque de Liège **4cm**	B-POIDSVOLUMIQUE	0.16	
6	Pare vapeur **1cm**	C.5 - TOITURES	0.06	
7	Film polyane -	C.5 - TOITURES	0.01	
8	Plancher c creux **(16+4)**	C .3-PLANCHERS	2.75	
9	Enduit en plâtre **2cm**	C.2-ENDUITS	0.20	
	Charge permanente		**6.95**	

Tableau II-3 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible **(dalle pleine)**

	Composantes	Référence [DTR B.C.2.2]	G kN/m²	
1	Gravillon roulé**4cm**	C.5 - TOITURES	0.80	
2	Etanchéité multicouche **2cm**	C.5 - TOITURES	0.12	
3	Papier Kraft -	C.5 - TOITURES	0.05	
4	Forme de pente **13cm**	C.5 - TOITURES	2.8	
5	Plaque de Liège **4cm**	B-POIDSVOLUMIQUE	0.16	
6	Pare vapeur **1cm**	C.5 - TOITURES	0.06	
7	Film polyane -	C.5 - TOITURES	0.01	
8	Dalle pleine **15cm**	B-POIDSVOLUMIQUE	3.75	
9	Enduit en plâtre **2cm**	C.2-ENDUITS	0.20	
	Charge permanente		**7.95**	

b-Planchers courants

Tableau II -4 : Charges permanentes du plancher courant **(corps creux)**

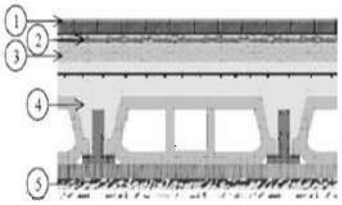
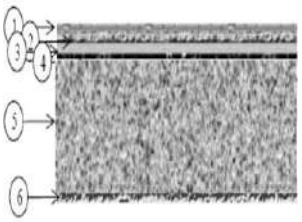
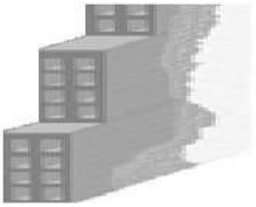
	Composantes	Référence [DTR B.C.2.2]	G kN/m²	
1	Carrelage **2cm**	C.4Revetement du plancher	0.40	
2	Lit de sable **3cm**	ANEXES VI-A	0.54	
3	Mortier de pose **2cm**	C.4Revetement du plancher	0.40	
4	Plancher corps creux **(16+4)**	C .3-PLANCHERS	2.75	
5	Enduit en plâtre **2cm**	C.2-ENDUITS	0.20	
	Cloison simple -	C.1-Maçonnerie	1.62	
	Charge permanente		**5.91**	

Tableau II -5 : charges permanentes du plancher courant **(dalle pleine)**

	Composantes	référence	G kN/m²	
1	Carrelage **2cm**	C.4Revetement du plancher	0.40	
2	Lit de sable **3cm**	ANEXES VI-A	0.54	
3	Mortier de pose **2cm**	C.4Revetement du plancher	0.4	
4	Dalle pleine **15cm**	B-POIDSVOLUMIQUE	3.75	
5	Enduit en plâtre **2cm**	C.2-ENDUITS	0.20	
6	cloison légère -	C.1-Maçonnerie	1.62	
	Charge permanente		**6.91**	

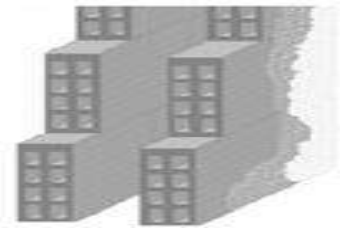
c-Murs intérieurs (simples-cloisons) :

Tableau II -6 : charges permanentes du mur simple cloison

	composantes	référence	G kN/m²	
1	Enduit de ciment **2cm**	C.2-ENDUITS	0.36	
2	Brique creuse **10cm**	C.1-Maçonnerie	0.90	
3	Enduit de ciment **2cm**	C.2-ENDUITS	0.36	
	Charge permanente		**1.62**	

d-Murs extérieurs (doubles-cloisons) :

Tableau II -7 : charges permanentes du mur double cloison

	composantes	référence	G kN/m²	
1	Enduit en plâtre**1cm**	C.2-ENDUITS	0.1	
2	Enduit en ciment **2cm**	C.2-ENDUITS	2X0.36	
3	Lame d'air **10cm**	C.1-Maçonnerie	-	
4	Brique creuse **10cm**	-	2X0.90	
	Charge permanente		**2.62**	

e-Surcharges d'exploitation

Tableau II -8 : Surcharges sur les planchers

	Terrasse inaccessible	**étagé courant**	**circulation**
Surcharges kN/m²	**1.00**	**1.50**	**2.50**

II.3.2-Etapes de Pré-dimensionnement :

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

Vérifier $N_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$ **[CBA : Art 7.5.1]**

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

$\mathbf{B_r}$: la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.$\mathbf{B_r}$= (a-2)*(b-2)

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

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2} \; pour \; \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \; pour \; 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \text{Avec :} \qquad \begin{cases} \lambda = \frac{Lf}{i} = Lf \frac{\sqrt{12}}{b} \\ \text{Dans la quelle } L_f = 0.7L \end{cases}$$

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

II.3.3-Calcul de l'effort$\overline{Nu}$:

Tableau II -9 : Calcul de l'effort $\overline{Nu}$

étage	dimension	Br(mm²)	Lf	λ	α	As(mm²)	(kN)
8	(30x30)	78400	2.261	26.1	0.76	90	**1127.19**
7	(30x30)	78400	2.261	26.1	0.76	90	**1127.19**
6	(30x30)	78400	2.261	26.1	0.76	90	**1127.19**
5	(35x35)	108900	2.261	22.37	0.78	122.5	**1606.23**
4	(35x35)	108900	2.261	22.37	0.78	122.5	**1606.23**
3	(40x40)	144400	2.261	19.58	0.79	160	**2156.48**
2	(40x40)	144400	2.261	19.58	0.79	160	**2156.48**
1	(45x45)	184900	2.261	17.4	0.8	202.5	**2795.6**
RDC	(45x45)	184900	2.261	17.4	0.8	202.5	**2795.6**

II.3.4- Détermination des charges et surcharges :

- Le poteau plus sollicité est **(F-4)**
- Surface du plancher revenant au poteau :

S_p= (1.7+1.825) x (1.175+1.8 $\Rightarrow$ **S_p=10.486 m²**

- Surface totale :

S_t=3.825x3.275 $\Rightarrow$ **St=12.526 m²**

a-Charges permanents:

$$\mathbf{G_{etage} = G_{palncher} + G_{poutres\ (P+S)} + G_{poteau}}$$

b- charge d'exploitation :

- **Loi de dégression : [DTR B.C.2.2 : Art6.3]**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,Q_1, Q_2, Q_3 ……...Qn les charges d'exploitation respectives des planches des étages 1, 2,3.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toiture ou terrasse. Q_0

Sous dernier étage (étage 1) Q_0+Q_1

Sous étage

Immédiatement

Inferieur (Étage 2) $Q_0+0,95(Q_1 + Q_2)$

(Étage 3) $Q_0+0,90(Q_1 +Q_2 +Q_3)$

(Étage 4) $Q_0+0,85(Q_1+Q_2 +Q_3+Q_4)$

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

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ est valable pour n $\geq$ 5

II.3.5- Vérifications du (1.1Nu ≤$\overline{Nu}$) :

Tableau II -10: vérifications du (1.1Nu ≤$\overline{Nu}$)

niveau	$\frac{3+n}{2n}$	Q (kN)	Qcum (kN)	G (kN)	Gcum (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (KN)	Nu (KN)	$N_u < \overline{N}_u$
8	-	-	-	12.53	12.53	148.5	**163.35**	**1127.19**	**oui**
7	1	31.32	43.84	85.18	181.26	310.46	**341.51**	**1127.19**	**oui**
6	0.95	48.22	92.06	85.18	266.44	497.78	**547.56**	**1127.19**	**oui**
5	0.9	63.25	155.31	87.52	353.96	710.81	**781.89**	**1606.23**	**oui**
4	0.85	76.4	231.71	87.52	441.48	943.56	**1037.92**	**1606.23**	**oui**
3	0.8	87.68	319.41	90.22	531.7	1196.91	**1316.6**	**2156.48**	**oui**
2	0.75	97.07	416.46	90.22	621.92	1464.28	**1610.71**	**2156.48**	**oui**
1	0.714	106.43	522.89	93.28	715.2	1749.85	**1924.84**	**2795.6**	**oui**
RDC	0.678	114.43	637.32	93.28	808.48	2047.43	**2252.17**	**2795.6**	**oui**

II.3.6- Vérification selon le RPA99v2003

D'après le **[RPA : Art 7.4.1],** les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II -11 : vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 30 cm	**oui**
Min (b, h) ≥ he /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (323 - 35)/20=14.40cm	**oui**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	**oui**

II.4-Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition ℓ≥4a.

L'épaisseur minimale est de 15 cm, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « he » et des conditions de rigidité aux extrémités **[RPA : Art 7.7.1]**

1-Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux

$$\mathbf{a \geq \max\{he/25 | 15cm\}}$$

2-Pour les voiles avec un seul about sur un poteau

$$a \geq \max\{he/22|15cm\}$$

3-Voiles à abouts libres

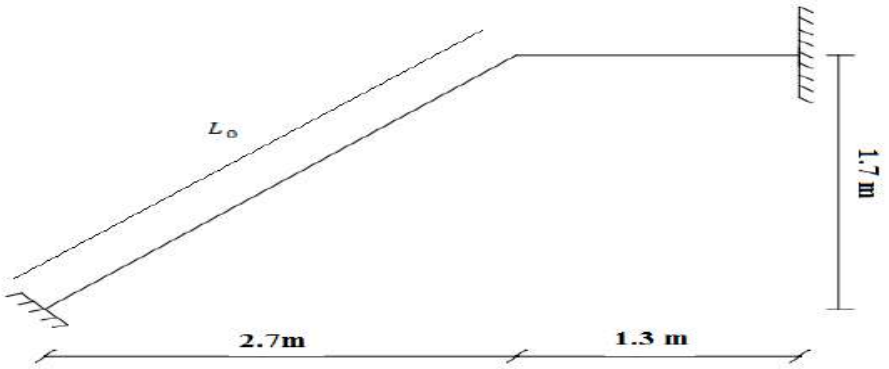
$$a \geq \max\{he/20|15cm\}$$

En résumé, dans nos stades de conception et vérifications il peut être qu'on utilisera tous ces derniers types, et pour une raison de faciliter la réalisation, on adopte une même épaisseur.

⇨ Avec une hauteur he=2.88m. **a =15cm**

II.5-Pré-dimensionnement d'escalier

- Hauteur du palier intermédiaire : H=1.7m.
- largeur de la marche : g=30 cm.
- hauteur de la contre marche : h=17 cm.



FigureII.1: Schéma statique d'escalier

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

-Détermination de l'épaisseur de l'escalier :

tg α = H / L = 1.70/2.70 = 0.629.

Alors : **α=32.19°**

$L_0=\sqrt{1.7^2 + 2.7^2}$ =3.19 m.

$L_T = L_0 + L_{Palier}$= 3.19+1.3=4.49m.

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

$$\frac{L_T}{35} \leq e \leq \frac{L_T}{30}$$

On adopte : **e = 15cm.**

II.5.1- Evaluation des charges et surcharges :

- Charges permanentes :

Tableau II -12 : Charges permanentes palier de repos

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
4	Palier de repos	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18.00	0.36
Charge permanente G				**5.45**

Tableau II -13 : Charges permanentes de paillasse

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
4	paillasse	0.15/cos α	25	4.43
5	Poids de la marche	0.17/2	25	2.125
6	Enduit en ciment	0.02	18.00	0.36
Charge permanente G				**8.26**

II.6-Pré-dimensionnement de la poutre palière :

Le Pré-dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\frac{\text{portéemax}}{15} \leq h \leq \frac{\text{portéemax}}{10}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec : L=3.05m

Conclusion : **h=35cm ; b=30cm**

II.6.1-Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003

h=35cm≥30cm …….oui
b=30cm≥20cm.....…...oui
h/b=1.16≤4…….....oui

[RPA : Art 7.5.1]

Structure 02

II.1- pré-dimensionnement :

II.1- Plancher dalle pleine :

Dans notre cas les dalles reposent sur trios et quatre appuis

Tableau II -14 : Pré-dimensionnement du plancher dalle pleine

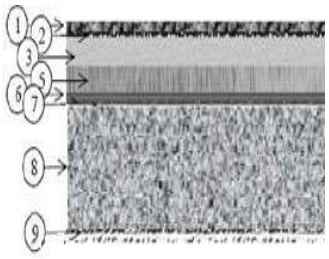
	Dalle pleine	vérification
Critère de résistance	**L/45≤ep≤L/40** ⇒8.77≤ep≤9.87	ep=10cm
Sécurité contre l'incendie	- **ep** = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure. - **ep**= 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.	ep=11cm
Condition d'isolation acoustique	-ep≥15 cm.	ep=15cm
Conclusion	**On adopter : ep=15cm**	

II.2- Evaluation des charges et surcharges :

a- plancher terrasse :

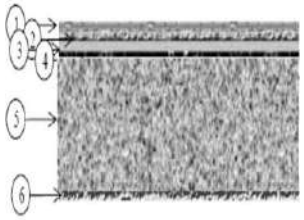
Tableau II -15 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible

	Composantes	Référence [DTR B.C.2.2]	G kN/m²
1	Gravillon roulé**4cm**	C.5 - TOITURES	0.80
2	Etanchéité multicouche**2cm**	C.5 - TOITURES	0.12
3	Papier Kraft -	C.5 - TOITURES	0.05
4	Forme de pente **13cm**	C.5 - TOITURES	2.8
5	Plaque de Liège **4cm**	B-POIDSVOLUMIQUE	0.16
6	Pare vapeur **1cm**	C.5 - TOITURES	0.06
7	Film polyane -	C.5 - TOITURES	0.01
8	Dalle pleine **15cm**	B-POIDSVOLUMIQUE	3.75
9	Enduit en plâtre **2cm**	C.2-ENDUITS	0.20
	Charge permanente		**7.95**



b- Plancher courant :

Tableau II -16 : charges permanentes du plancher courant

	Composantes	référence	G kN/m²	
1	Carrelage **2cm**	C.4Revetement du plancher	0.40	
2	Lit de sable **3cm**	ANEXES VI-A	0.54	
3	Mortier de pose **2cm**	C.4Revetement du plancher	0.4	
4	Dalle pleine **15cm**	B-POIDSVOLUMIQUE	3.75	
5	Enduit en plâtre **2cm**	C.2-ENDUITS	0.20	
6	cloison légère -	C.1-Maçonnerie	1.62	
	Charge permanente		**6.91**	

c-Surcharges d'exploitation :

Tableau II -17 : Surcharges sur les planchers

	Terrasse inaccessible	**étagé courant**	**circulation**
Surcharges kN/m²	**1.00**	**1.50**	**2.50**

II.3- Les voile :

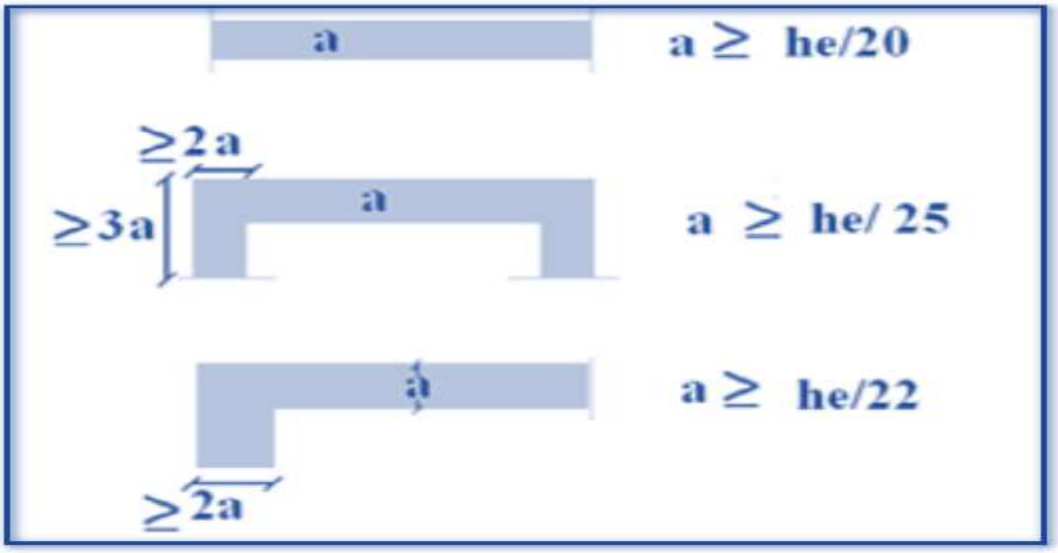


Figure II -2 : Coupe de voile en plan

En résumé, dans nos stades de conception et vérifications il peut être qu'on utilisera tous ces derniers types, et pour une raison de faciliter la réalisation, on adopte une même épaisseur.

⇨ Avec une hauteur he=3.08m. . **a =16cm**

II.4-Pré-dimensionnement d'escalier :

- Hauteur du palier intermédiaire : H=1.7m.
- largeur de la marche : g=30 cm.
- hauteur de la contre marche : h=17 cm.

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

-Détermination de l'épaisseur de l'escalier :

tg α = H / L = 1.70/2.70 = 0.629.

Alors : **α=32.19°**

$L_0=\sqrt{1.7^2+2.7^2}$ =3.19 m.

$L_T = L_0 + L_{Palier}$= 3.19+1.3=4.49m.

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

$$\frac{L_T}{35} \leq e \leq \frac{L_T}{30}$$

On adopte : **e = 15cm.**

II.4.1- Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges permanentes :**

Tableau II -18 : Charges permanentes palier de repos

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
4	Palier de repos	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18.00	0.36
Charge permanente G				**5.45**

Tableau II -19 : Charges permanentes de paillasse

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
4	paillasse	0.15/cos α	25	4.43
5	Poids de la marche	0.17/2	25	2.125
6	Enduit en ciment	0.02	18.00	0.36

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Introduction :

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

Structure 01 :

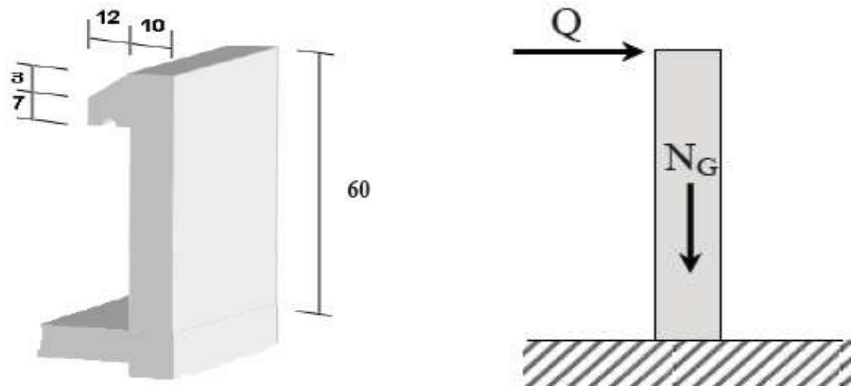
- L'acrotère
- Les escaliers
- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression)
- Les dalles pleines.
- Ascenseur (dalle machine)

Strucrure02 :

- L'acrotère
- Les escaliers
- Ascenseur (dalle machine)

III.1- Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, soumis à son poids propre et une surcharge de **1 kN/m** due à la main courante, le calcul se fait par une bande de 1m.



a/ Schéma de l'acrotère b/ Schéma statique de l'acrotère

Figure III-1 : L'acrotère

III.1.1- Charges et surcharges :

- **Charge permanente G :G =** [(0,1 x 0,6) + (0.1x0.1)] x 25 = **1.75 kN/ml.**
- **charge d'exploitation Q : Q = 1kN/m**

III.1.2- Calcul des efforts :

Tableau III-1 : Les efforts

	G(KN)	Q(KN)	N (KN)	T(KN)	M(KN.m)
ELU	1.75	1	1.35G=2.36	1.5Q=1.5	1.5Q*h=0.9
ELS			G=1.75	Q=1	Q*h=0.6

III.1.3- Calcul du ferraillage :

La section transversale de l'acrotère est (100 x 10) cm2, avec un enrobage de 2.5 cm, le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Les résultats du calcul sont résume dans le tableau suivant :

- Les Armatures principales
- Les Armatures de répartition **[CBA : ArtA.7.2.4.1]**
- Espacement [**CBA : ArtA.7.2.4.2]**

Tableau III-2 : Calcul du ferraillage

Les données		
Béton : f_{c28} = 25 MPa f_{t28} = 2,1 MPa σ_b = 14,2 Mpa	Acier :fe = 400 MPa σ_s = 348MPa	Section : b = 100 cm h = 10cm , d = 7,5cm c = c' = 25 cm

Les résultats			
Les armatures longitudinales		Armatures de répartitions	
Section d'armature(cm^2)	Espacement (cm)	Section d'armature (cm^2)	Espacement (cm)
4HA8	**20**	**4HA8**	**20**

III.1.4- Vérification à l'E.L.S :

Il faut vérifier que : $\begin{cases}\sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s\end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Tableau III-3 : Vérification à l'E.L.S

Les donnes					
Nser=1.75 kN , Mser= 0.6 kN.m , $\bar{\sigma}_b$=0.6 f_{c28}=15MPa fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3}f_e = 333.33\text{MPa}\,;110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\text{MPa}\right] = 201.633\,\text{MPa}$					
Les résultats					
σ_b	$\bar{\sigma}_b$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_b \le \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s \le \bar{\sigma}_s$
0.86	15	32.5	201.63	**Oui**	**Oui**

III.1.5-Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par **[CBA : Art A.5.1.1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Cette contrainte doit rester inférieure à la contrainte admissible donnée par

[CBA: Art A.5.2.2]

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 * fc28}{\gamma b}$$

Tableau III-4 : vérification au cisaillement

τ_uMPa	$\bar{\tau}$ MPa	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
0.020	1.167	**Oui**

Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant

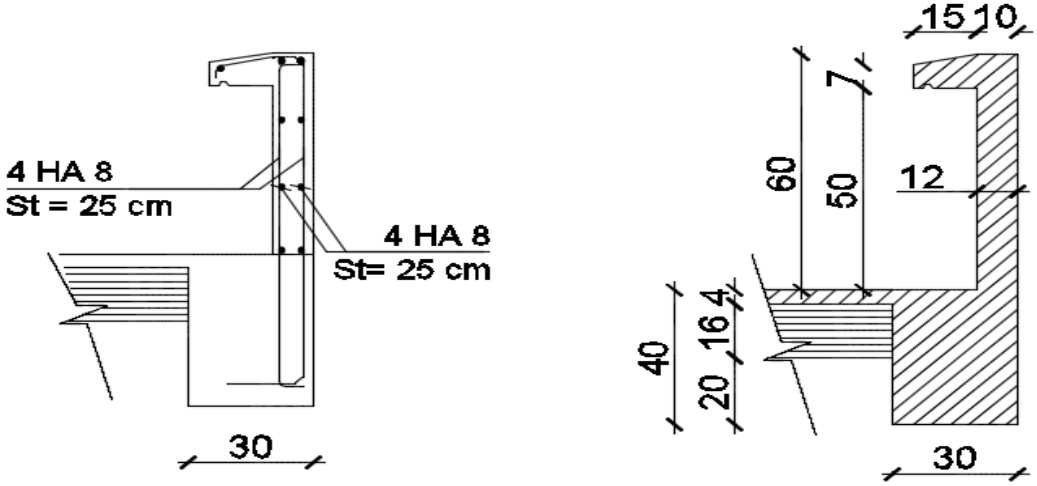


Figure III-2 : section d'acier et béton de l'acrotère

III.2-Calcul des escaliers :

L'escalier se compose d'un certain nombre des marches dont la longueur est l'emmarchement, la largeur et le giron, la partie verticale et la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marche qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier.

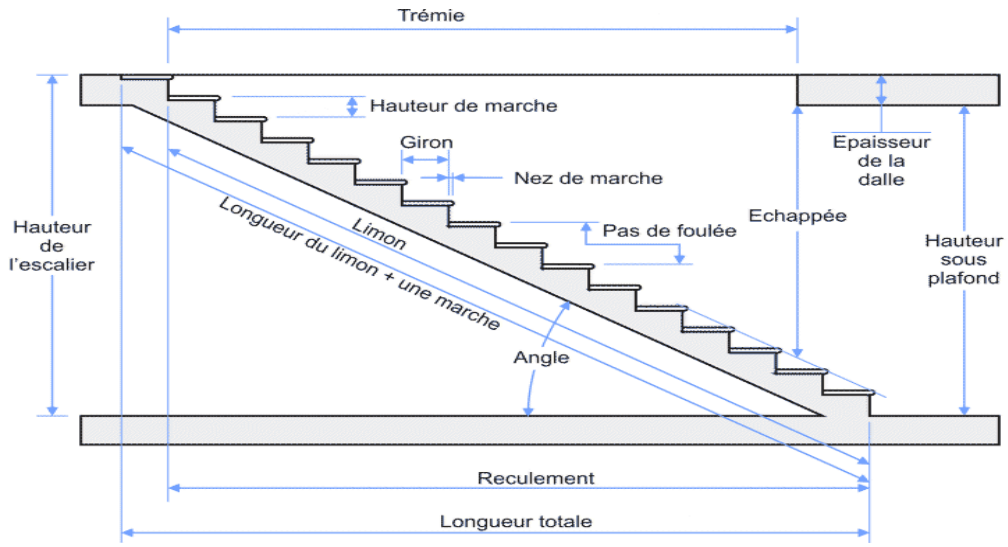


Figure. III-3 : Représentation d'un escalier

III.2.1-Détermination des efforts :

- $P_u = 1.35G + 1.5Q$
- P_{ser}=G+Q

Tableau III-5 : Détermination des efforts

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_u(kN/m²)	P_{ser}(kN/m²)
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95
Paillasse	8.26	2.5	14.19	10.76

III.2.2-Sollicitations de calcul :

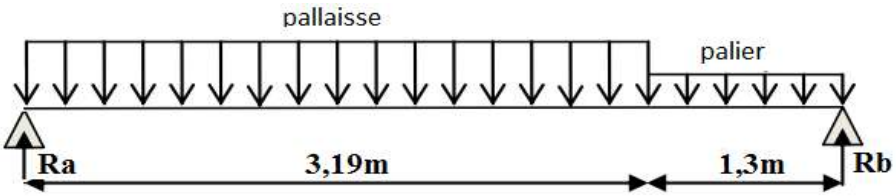


Figure. III-4 : Modèle de calcul des escaliers

Cette poutre est initialement considérée comme simplement appuyée des deux côtés puis comme semi encastrée.

Le moment max en travée et en appui devient égale à :

M_t= 0.85M_{max}

M_a=0.50M_{max}

Tableau III-6 : Sollicitations de calcul

	M_{max}kN.m	M_tkN.m	M_akN.m	T kN
ELU	**30.54**	**25.88**	**15.23**	**32.73**
ELS	**25.94**	**22.04**	**12.97**	**23.63**

III.2.3-Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion simple et en situation durable. Le tableau suivant résumé tous les étapes de calcul :

- Les Armatures principales
- Les Armatures de répartition **[CBA : ArtA.7.2.4.1]**
- Espacement**[CBA: ArtA.7.2.4.2]**

Tableau III -7 : les données

béton	f_{c28}= 25 MPa	σ_b = 14,2 MPa	$\gamma_b = 1.5$	C=2cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	B=100m	d=13cm	H=15cm
acier	σ_s = 348MPa	fe = 400 MPa	$\gamma_s = 1.15$	FeE400

Tableau III -8 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

Résultats	Armatures principales		Armatures de répartition	
	En travée	En appui	En travée	En appui
A(cm²)	**7.24**	**5.36**	**1.92**	**1.41**
$A_{choisée}$	**5HA14=7.69**	**5HA12=5.65**	**4HA10= 3.14**	**4HA8=2.01**
Espacement S (cm)	**20**	**20**	**30**	**30**

III.2.4-Vérification à l'E.L.S :

Tableau III-9 : Vérification à l'E.L.S

	A (cm²)	M_{ser} (KN.m)	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En travée	7.69	22.04	8.6	15	**Oui**
En appui	5.65	12.97	5.65	15	**Oui**

III.2.5-Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par **[CBA : Art A.5.1.1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Cette contrainte doit rester inférieure à la contrainte admissible donnée par

[CBA: Art A.5.2.2]

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 * fc28}{\gamma b}$$

Tableau III -10 : vérification au cisaillement

τ_uMPa	$\bar{\tau}$ MPa	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
0.25	1.167	**Oui**

III.2.6-Vérification de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites : **[CBA : Art B 7.5]**

Tableau III -11 : Vérifications préliminaires de la flèche de l'escalier

1ere condition			2eme condition		
h/L	$M_t/(20M_o)$	$h/L \geq M_t/(20M_o)$	$\rho = A_t/(b_o * d)$	2/f_e(MPa)	$\rho \leq 2/f_e$
0.033	0.042	**Non**	0.004	0.005	**Oui**

Donc la vérification de la flèche nécessaire**.[CBA : Annexe D]**

a-Évaluation de la flèche :

Pour les flèches aux charges instantanées :

- $f_i = \frac{Mser.L^2}{10\ E_i\ I_{f_i}}$

Pour les flèches aux charges de longues durées :

- $f_v = \frac{Mser.L^2}{10\ E_v\ I_{f_v}}$

b-Valeurs limites des flèches :

Pour les éléments supports reposant sur deux appuis, les valeurs suivantes **:**

$$\begin{cases} \frac{L}{500} & \textbf{Si} \quad L \leq 5m \\ \Delta f = f_i - f_v \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} & \textbf{[CBA : Art B 6.5.3]} \\ 0.5 + \frac{L}{500} & \text{si} \quad L \geq 5m \end{cases}$$

Tableau III -12 : Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	Y (cm)	I_0 (cm^4)
7.69	22.04	0.0059	220.46	0.496	8.41	110373.99
I_{f_i}(cm^4)	I_{f_v}(cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	$\bar{f}$(mm)	$\Delta f \leq \bar{f}$
43905.89	55782.89	3.14	7.42	4.29	8.98	**Oui**

III.3- Calcul de la poutre palière :

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

III.3.1- charges revenants à la poutre :

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière) :

ELU: R= 29.23 kN.

ELS: R=21.03 kN.

Poids propre de la poutre palière : 2.63 kN/ml.

Poids de la double cloison : 3.10 kN/ml.

Donc : P_u= (3.10 + 2.63)x1.35+29.23=**36.96kN/ml.**

P_{ser}=(3.10+2.63)+21.03=**26.76kN/ml.**

III.3.2- Calcul des efforts :

Le calcul se fait comme une poutre parfaitement encastrée sur ses deux côtés, les résultats obtenus sont :

$R_A=R_B=P.L/2$.

$M_t=P.L^2/24$ et $M_a=P.L^2/12$.

Tableau III -13 : Calcul des efforts

	R_akN	T kN	M_akN.m	M_tkN.m
ELU	56.36	56.36	14.32	28.65
ELS	40.81	40.81	10.37	20.74

III.3.3-Ferraillage de la poutre palière :

- Les armatures longitudinales
- Les armatures transversales et l'espacement **[RPA : Art 7.5.2.2]**

Tableau III -14 : Ferraillage de la poutre palière

Données				
FeE400 fc28 = 25 MPa	Fissuration : Préjudiciable σs = 348 MPa σb = 14.2 MPa	Situation : durable	b=30cm h=35cm	d= 32.5cm c=2.5cm
Résultats				
Les armatures longitudinales		Armatures transversales	Espacement S_t (cm)	
En travée	En appui	$\phi_{choisée}$	Zone nodale	Zone courante
3HA12=3.39cm²	**3HA12=3.39cm²**	**4HA8=2.01cm²**	**8**	**15**

III.3.4- Vérifications à L'ELS :

Tableau III -15 : Vérification à l'ELS de la poutre palière

	M_{ser}(kN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_b(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma b}$
En travée	10.37	3.39	8.93	35370.68	0.0294	2.63	**Oui**
En appui	20.74	3.39	8.93	35370.68	0.0589	5.26	**Oui**

III.3.5- Vérifications de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par**[CBA : Art A.5.1.1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Cette contrainte doit rester inférieure à la contrainte admissible donnée par

[CBA : Art A.5.1.2.1.1]

$$\overline{\tau} = \min [0{,}2 \ \frac{fc28}{\gamma b} ; 5 \text{ Mpa}] \text{ (la fissuration est peu nuisible)}$$

Tableau III -16 :Vérifications de l'effort tranchant

τ_uMPa	$\bar{\tau}_u$MPa	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
0.58	3.33	**Oui**

III.3.6- Vérifications de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire parce que toutes les conditions sont vérifiées.**[CBA : ArtB.6.5.1]**

Tableau III -17 : Vérifications préliminaires de la flèche dela poutre palière

1ere condition			2eme condition			3eme condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_o}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o}$	ρ	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
0.115	0.0625	Oui	0.115	0.08	Oui	0.00353	0.0105	Oui

III.4- Plancher à corps creux :

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression ;
- Les poutrelles ;

III.4.1- La dalle de compression :

La dalle de compression malgré en BA n'a aucun rôle de point de vue de résistance, elles sont uniquement pour transmettre les charges verticales G et Q sur les poutrelles.

Le ferraillage de la dalle se compose (treilles soudes) et donc des barres parallèles aux poutrelles et des barres perpendiculaires aux poutrelles

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égales à 20cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égales à 33 cm

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

$$\mathbf{A1} \geq \frac{4*L1}{fe} \qquad 50cm \leq L_1=65cm \leq 80cm \Rightarrow A1 \geq 0.5cm^2/ml \Rightarrow \ A_1=0.98\ cm^2/ml$$

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

$$\mathbf{A2} \geq \frac{A1}{2} = 0.49cm^2/ml$$

En conséquence, le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm et de nuance FeE520 avec des Ø5.

III.4.2- Les poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- Avant coulage
- Après coulage.

a. avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes :

- son poids propre
- le poids de corps creux- entrevous
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1kN ou 0.5kN/m*L qui représenterai le poids d'un ouvrier

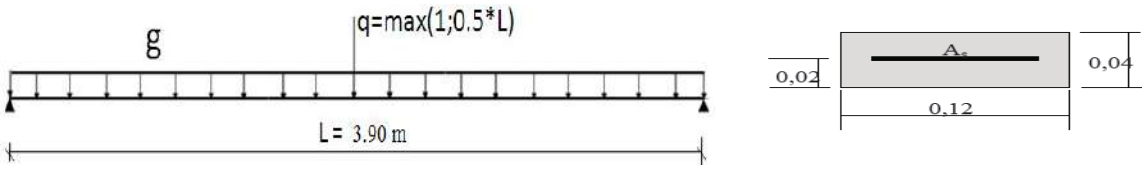


Figure. III -5 : schématisation de la poutrelle avant collage

a.1- Charges et surcharges :

Tableau III -18 : les charges et moment de flexion de la poutrelle avant collage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)		M_u (kN.m)
3.90	2.47	poids de poutrelle	poids du corps creux	5.58
		0.12x0.04x25=0.12	1*0.65=0.65	
		0.77		

Le calcul de ferraillage se fait en flexion simple :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 8.18 >> \quad \mu_1 = 0.392$$

Cette valeur de μ =8.18 sorts du domaine de la flexion simple, en plus la poutrelle de cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle

Il faut prévoir des étaiements (pieds droits) dont le nombre déterminer de façon à éliminer le risque de déformation

a.2-Détermination le nombre des étaiements :

Tableau III -19 : Détermination le nombre des étaiements

Nombre des étaiements	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	P_u (kN/ml)	L(m)	f (cm)	$\bar{f}$(cm)	$f \leq \bar{f}$
0	0.77	2.47	4.74	3.90	28.44	0.78	**non**
1				1.95	1.77	0.39	**non**
2				1.3	0.35	0.26	**non**
3				0.98	0.11	0.19	**oui**

On place 4 étaiements à une distance **L=1m.**

b-Après coulage :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue**.** On a trois types de poutres continues sont à envisager :

- ❖ Poutrelle à 6 travées. (2types)
- ❖ Poutrelle à 3 travées.

b.1-Méthodes de calcul :

Le calcul se fait par deux méthodes :

- **Méthode forfaitaire** : si les conditions suivants sont vérifiés :

✓ Q=(1 ; 1.5)kN/m² ≤ Min (2G, 5kN/m²)=5kN/m² ……**(oui)**

✓ Les moments d'inertie soient égaux dans toutes les travées …..... **(oui)**

✓ le rapport entre les portés successifs soit entre 0.8 et 1.25…..... **(non)**

✓ la fissuration est peu nuisible…….. **(oui)**

La méthode forfaitaire n'est pas applicable, donc on fait le calcul par **la méthode de Caquot.**

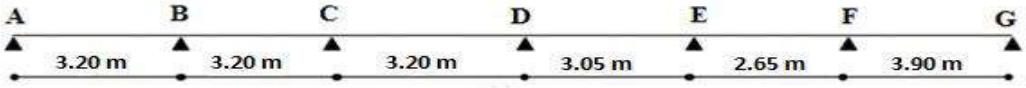
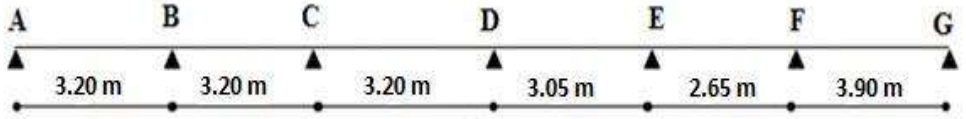
b.2-Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III -20 : Actions de calcul des poutrelles après coulage.

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	P_u (KN/ml)	P_{ser} (KN/ml)
Terrasse	6.95*0.65=4.51	1*0.65=0.65	**7.06**	**5.16**
Etage courant	5.91*0.65=3.84	1.5*0.65=0.98	**6.65**	**4.82**

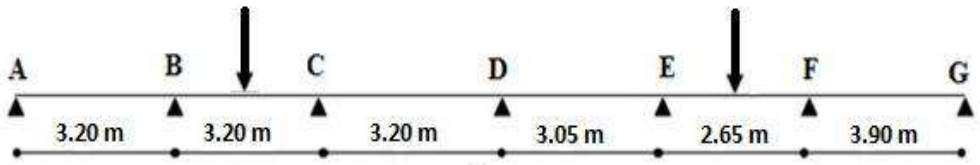
Tableau III -21 : Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage (type01)

Type 01	Etat	sollicitations	Valeur max
3 travées étage courant			
	ELU	Moment d'appuis kN.m	10.67
		Moment en travée kN.m	8.18
		Effort tranchant kN	18.31
	ELS	Moment d'appuis kN.m	7.76
		Moment en travée kN.m	5.95
3 travées terrasse			
	ELU	Moment d'appuis kN.m	11.24
		Moment en travée kN.m	8.26
		Effort tranchant kN	19.28
	ELS	Moment d'appuis kN.m	8.23
		Moment en travée kN.m	6.31

Type 02	etat	sollicitations	Valeur max
6 travées étage courant			
	ELU	Moment d'appuis kN.m	11.06
		Moment en travée kN.m	8.02
		Effort tranchant kN	18.41
	ELS	Moment d'appuis kN.m	8.04
		Moment en travée kN.m	5.83
6 travées (terrasse)			
	ELU	Moment d'appuis kN.m	11.65
		Moment en travée kN.m	8.50
		Effort tranchant kN	19.39
	ELS	Moment d'appuis kN.m	8.53
		Moment en travée kN.m	6.22

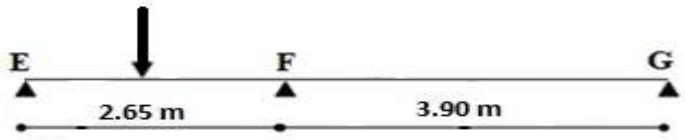
Ce type comporte une charge concentrée (charge de double cloison) dans les travées (B-C) et (E-F)

Tableau III -22 : Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage (type02)

Type 03	Etat	sollicitations	Valeur max
6 travées étage courant			
	ELU	Moment d'appuis kN.m	12.18
		Moment en travée kN.m	7.73
		Effort tranchant kN	18.69
	ELS	Moment d'appuis kN.m	8.87
		Moment en travée kN.m	5.61

Ce type comporte une charge concentrée (charge de double cloison) dans la travée (A-B).

Tableau III -23 : Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage (type02)

Type 04	Etat	sollicitations	Valeur max
2 travées étage courant			
	ELU	Moment d'appuis kN.m	13.25
		Moment en travée kN.m	7.41
		Effort tranchant kN	19.19
	ELS	Moment d'appuis kN.m	9.65
		Moment en travée kN.m	5.38

b.4-feraillaige des poutrelles :

Le ferraillage se fait pour, le cas le plus défavorable.

Tableau III -24 : les efforts internes

	ELU			ELS	
	M_{tu}kN.m	M_{au}kN.m	T_ukN	$M_{t\ ser}$kN.m	$M_{a\ ser}$kN.m
sollicitations	8.63	13.25	19.19	6.31	9.65

- **Armatures longitudinales.**

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

Tableau III -25 :ferraillages longitudinaux des poutrelles

Données	Fe E400	fissuration : Peu nuisible	Situation : durable	d =18 cm
Section d'armature	En travée		Aux appuis	
	A_{cal}=1.59cm^2	**A_{adpt}=2HA10**	A_{cal}=2.67cm^2	**A_{adpt}=1HA12+1HA14**

- **Armatures transversales :**

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

Tableau III -26 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

Armature transversal	Escapement
2ϕ5	15 m

b.5-Vérification au cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{19.39\times10^3}{120\times180} = 0.89\text{MPa}$$ **[CBA : Art A.5.1.1]**

Et : $\bar{\tau} = \min\left[0{,}2\ \frac{fc28}{\gamma b}; 5\text{ Mpa}\right]$ (la fissuration est peu nuisible) **[CBA : Art A.5.1.2.1.1]**

$\tau_u = 0.89\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$ …….. **(Oui)**.

b.6-Vérifications préliminaires de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :**[CBA : ArtB.7.5]**

Tableau III -27 : Vérifications préliminaires de la flèche

1ere condition			2eme condition		
h/L	$M_t/(15M_o)$	$h/L \geq M_t/(15M_o)$	$\rho = At/(b_o * d)$	$3.6/f_e$(MPa)	$\rho \leq 3.6/f_e$
0.051	0.053	**non**	0.011	0.009	**non**

Donc : le calcul de la flèche doit être nécessaire

b.7-Évaluation détaillée de la flèche :

La vérification sera faite à l'ELS**[CBA : Annexe D]**

L=3.90m $\Rightarrow \bar{f}_{adm}$ =L/500=7.8mm **[CBA: Art B 6.5.3]**

$\Delta f = fv - fi$: représente la flèche nuisible à comparer aux limites admissibles.

Après tout un calcul, les résultats sont :

Tableau III -28 : Vérifications de la flèche des poutrelles

f_i mm	f_v mm	Δf mm	f_{adm} mm	$\Delta f \leq f_{adm}$
8.46	13.42	5.16	7.8	**oui**

Commentaire :

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

III.5- Les dalles pleines :

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, Pour ce bâtiment, on distingue 2 types de dalles pleines :

- Type 1 : dalles pleines, rectangulaires, reposent sur 4 appuis de 1.0*3.25m²
- Type 2 : dalles pleines, rectangulaires, reposent sur 4 appuis de 1.0*1.55m²

Aussi pour des raisons constructives on va étudier le type le plus défavorable qui est le 1ertype, pour la terrasse, et généralisé le ferraillage pour l'autre type.

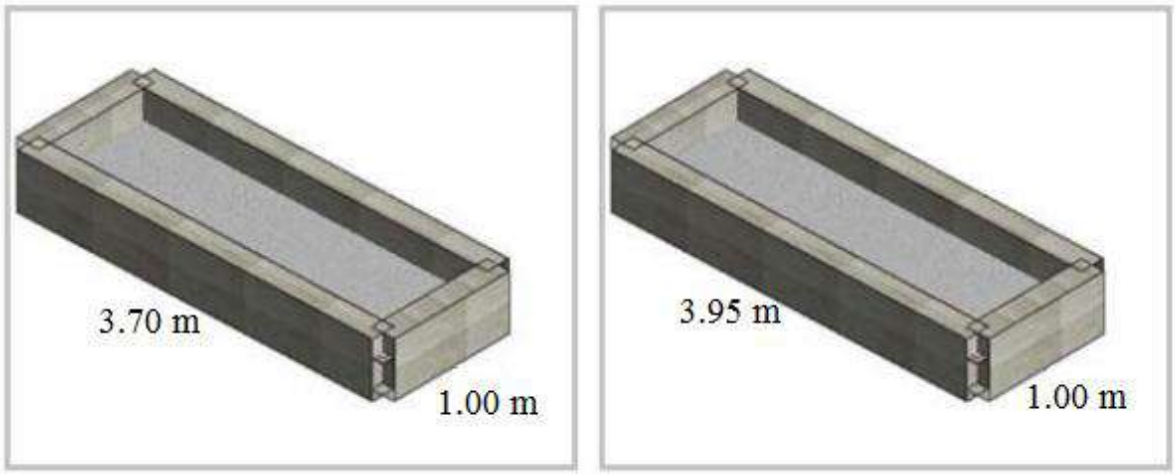


Figure. III -6 : les différents types de dalles pleines.

III.5.1- Calcul des actions :

La dalle travaille suivant une seule direction car :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1}{3.95} = 0.25 \leq 0.4$$

Le calcul se fait par la méthode forfaitaire :

$M_t=0.8M_0$

$M_a=-0.5M_0$

$M_0=PL_x/8$ $T=PL/2$

Les résultats de calcul sont :

Tableau III -29: Les actions sur la dalle

	G kN/m	Q kN/m	qkN/m	M_okN.m	M_akN.m	M_tkN.m	T kN
ELU	7.95	1.00	12.23	1.52	0.76	1.22	6.12
ELS			8.95	1.12	0.56	0.90	-

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.

- Les Armatures principales
- Les Armatures de répartition **[CBA : ArtA.7.2.4.1]**
- Espacement [**CBA : ArtA.7.2.4.2]**

Tableau III -30 : Ferraillage et l'espacement des dalles pleines.

Données	Fe MPa	fissuration	Situation	h (cm)	d (cm)	A_{min} (cm^2)
	400	Peu nuisible	durable	15	12.5	1.5
Résultats	Armatures principales		Armatures de répartition			
	En travée	En appui	En travée		En appui	
Acm²	0.28	0.18	0.79		0.79	
$A_{choisée}$	**4HA10**	**4HA10**	**4HA10**		**4HA10**	
Espacement	**25**	**25**	**25**		**25**	

III.5.3-Vérification à l'E.L.S :

Tableau III -31 : Vérification à l'E.L.S

M_{ser}(KN.m)	A (cm^2)	y_1(cm)	I_G(cm^4)	K(N/mm^3)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma}_b$(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
0.93	3.14	2.99	5150.76	0.0181	0.54	15.00	**oui**

III.5.4-Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par **[CBA : Art A.5.1.1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Cette contrainte doit rester inférieure à la contrainte admissible donnée par **[CBA: Art A.5.2.2]**

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 * fc28}{\gamma b}$$

Tableau III -32 : vérification au cisaillement

τ_uMPa	$\bar{\tau}_u$MPa	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
0.05	1.167	**oui**

Donc : Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant

III.5.5-Vérifications préliminaires de la flèche :

[CBA : Art B 7.5]

Tableau III -33 : vérification de flèche de la dalle

1ere condition			2eme condition		
h/L	$M_t/(20M_o)$	$h/L \geq M_t/(20M_o)$	$\rho = A_t/(b_o * d)$	$2/f_e$(MPa)	$\rho \leq 2/f_e$
0.15	0.04	oui	0.0025	0.005	oui

III.6- La dalle machine :

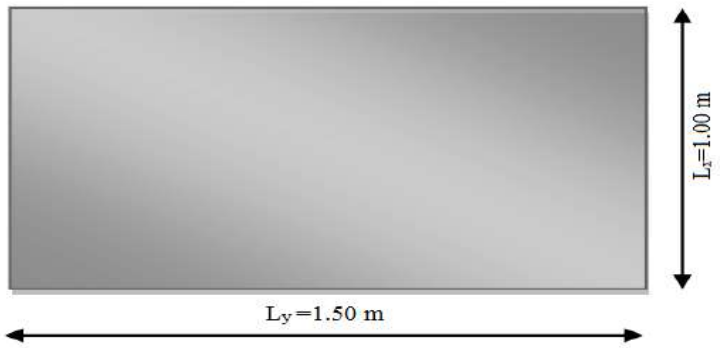


Figure. III -7 : Dimensions de la dalle machine.

III.6.1- Calcul des actions :

Tableau III -34 : chargements de la dalle

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P(kN/m^2)
ELU	**60.53**	**4**	**87.72**
ELS			**64.53**

La dalle travaille suivant les deux directions car :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1}{1.5} = 0.66 \geq 0.4$$

La méthode forfaitaire n'est pas applicable lorsqu'on a des charges élevées donc on applique **la méthode des lignes de rupture.**

- **Principe de calcul :**

Travail extérieur = Travail intérieur.

Travail extérieur : en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur : en fonction du moment.

Pour le cas des charges réparties : $T_{ext} = q.S.f_{cdg}$

q : charge répartie.

S : surface de la région rigide.

f_{cdg}: Flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$$T_{int} = M.L.\theta$$

M : moment de flexion.

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

θ : l'angle de rotation.

a. Travail externe :

Tableau III -35: Les valeurs du travail externe.

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour $\mathbf{q_u}$
1	0.5. y	$\frac{f}{3}$	$\frac{1}{6}$y q_u. f
2	$\frac{3}{4}$ -y	$\frac{f}{2}$	$(\frac{3}{8} - \frac{y}{2})$. q_u. f
3	$\frac{y}{4}$	$\frac{f}{3}$	$\frac{y}{12}$. q_u. f
∑			$(\frac{3}{8} - \frac{y}{4})$.$q_u$. f

b. Travail interne :

Tableau III -36 : Les valeurs du travail interne.

Eléments		moment de rupture **M**	longueur de ligne de rupture **L**	Angle de rotation **θ**	travail interne = **M.L.θ**
1	+	M	1	$\frac{f}{y}$	M$\frac{f}{y}$
	-	0.5M	1	$\frac{f}{y}$	0.5M.$\frac{f}{y}$
2	+	M	1.5	*2f*	3M*f*
	-	0.5M	1.5	*2f*	1.5M*f*
∑					$(4.5 + \frac{1.5}{y})$ M. *f*

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne

$q_u.f\ (0.375-y/4)=M.f\ (4.5+1.5/y)$.

$M = q\ \frac{(0.375-y/4)}{(4.5+1.5/y)}$

$M = \frac{dM}{dy} = 0 \rightarrow$ **y=0.45 m**.

Tableau III -37 : calcul du moment

	q (kN/m²)	M (kN.m)	
		En appui	En travée
ELU	87.72	1.47	2.94
ELS	64.53	1.10	2.16

III.6.1- Calcul du ferraillage :

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

Hauteurs utiles :

$$\begin{cases} dx = h - c - \frac{\Phi}{2} = 25 - 2 - \frac{1}{2} = 22.5 \text{ cm.} \\ dy = dx - \left(\frac{\Phi x}{2} + \frac{\Phi y}{2}\right) = 22.5 - (0.5 + 0.5) = 21.5 \text{ cm.} \end{cases}$$

Tableau III -38 : Les données

béton	f_{c28}= 25 MPa	σ_b = 14,2 MPa	$\gamma_b = 1.5$	c =2cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	B=100m	dx=22.5cm ; dx=21.5cm	H=25cm
acier	σ_s = 348MPa	*f*e = 400 MPa	$\gamma_s = 1.15$	FeE400

Tableau III -39 : Calcul des sections d'acier de la dalle.

		Mu (kN.m)	μ	β	A (cm²)	Amin (cm²)	A_{adpt} (cm²)	espacement
Sens XX'	En travée	2.94	0.004	0.998	0.35	2.5	**4HA10**	**25**
	En appui	1.47	0.002	0.999	0.17	2.5	**4HA10**	**25**
Sens YY'	En travée	2.94	0.004	0.998	0.36	2.5	**4HA10**	**25**
	En appui	1.47	0.002	0.999	0.23	2.5	**4HA10**	**25**

III.6.2- Vérification à l'E.L.S :

Tableau III -40 : Vérification à l'E.L.S.

		Mser (kN.m)	A (cm^2)	y1 (cm)	I_G (cm^4)	k (N/mm^3)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
Sens XX'	En travée	2.03	3.14	4.15	18243.5	0.011	**0.045**	**15**	**oui**
	En appui	1.01	3.14	4.15	18243.5	0.0055	**0.022**	**15**	**oui**
Sens YY'	En travée	2.03	3.14	4.05	16562.8	0.012	**0.048**	**15**	**oui**
	En appui	1.01	3.14	4.05	16562.8	0.0060	**0.024**	**15**	**oui**

III.6.3- Vérification de l'effort tranchant :

On doit faire une vérification de l'effort tranchant suivant les deux directions :

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par **[CBA : Art A.5.1.1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Cette contrainte doit rester inférieure à la contrainte admissible donnée par

[CBA: Art A.5.2.2]

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 * fc28}{\gamma b}$$

Tableau III -41 : vérification au cisaillement

	τ_uMPa	$\bar{\tau}_u$MPa	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Sens XX'	0.15	1.167	**oui**
Sens YY'	0.14	1.167	**oui**

III.6.4-Vérifications préliminaires de la flèche :

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

[CBA : Art B 7.5]

Tableau III -42 : Vérification de la flèche

1ere condition			2eme condition		
h/L	$M_t/(20M_o)$	$h/L \geq M_t/(20M_o)$	$\rho = A_t/(b_o * d)$	$2/f_e$(MPa)	$\rho \leq 2/f_e$
0.25	0.04	**oui**	0.0015	0.005	**oui**

III.6.5- Vérification au poinçonnement :

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

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b}\right)$$ **[CBA : ArtA.5.2.4.2]**

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement :

Q_u= 65.80 kN. ; γ_b=1.5. ; f_{cj}=25 MPa ; h=25 cm.

U_c=2× (u+v)

u = a + 2(e + h/2)

v = b + 2(e + h/2)

Avec : a=b=e=0

U_c=4×h=100 cm.

Q_u = 65.80 KN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =187.5 KN…. (Condition vérifie)

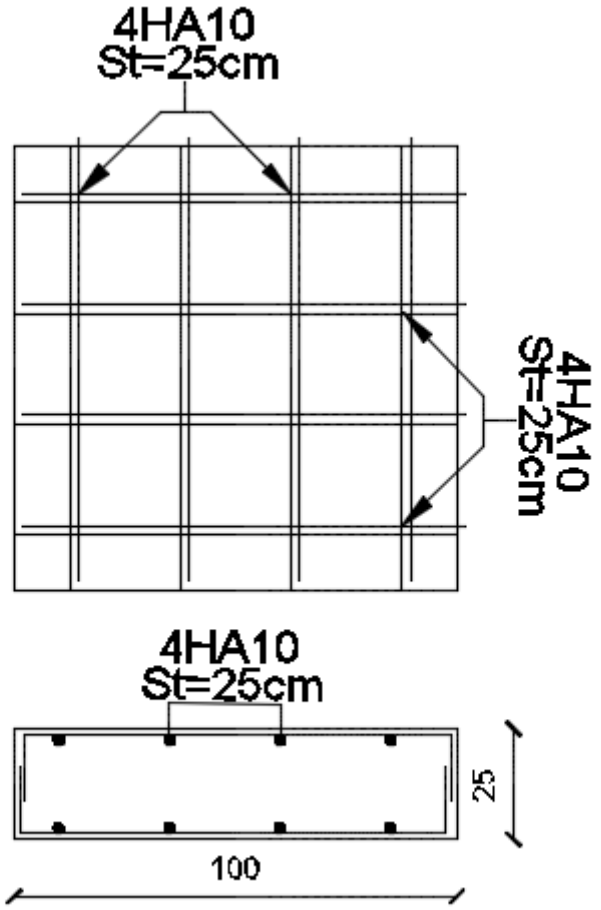


Figure. III -8 : ferraillage de la dalle machine

CHAPITRE IV

ETUDE SISMIQUE

Introduction :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003.

IV.1-Choix de la méthode de calcul :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes : **[RPA : Art 4.1.1] :**

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

IV.1.1-Méthode statique équivalente :

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

- **Conditions d'application :**

Le bâtiment ou bloc étudié, doit satisfaire les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et IIa et à 30m dans la zone IIb et III.

La hauteur de notre bâtiment implanté en zone III est de 29.07m < 30m.

a)Régularité en plan : [RPA : Art 3.5.1.a] :

- ✓ Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Cette condition n'est pas vérifiée.

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

Tableau IV.1 : vérification de la condition de régularité a.2

Niveau k	e_X(m)	e_Y(m)	L_x(m)	L_y(m)	0.15 L_x(m)	0.15 L_y(m)	Vérification
3.23	0.264	0.527	20.65	20.2	3.1	3.03	Vérifiée
6.46	0.074	0.033	20.65	20.2	3.1	3.03	Vérifiée
9.69	0.009	0.125	20.65	20.2	3.1	3.03	Vérifiée
12.92	0.055	0.183	20.65	20.2	3.1	3.03	Vérifiée
16.15	0.080	0.194	20.65	20.2	3.1	3.03	Vérifiée
19.38	0.096	0.183	20.65	20.2	3.1	3.03	Vérifiée
22.61	0.106	0.158	20.65	20.2	3.1	3.03	Vérifiée
25.84	0.148	0.143	20.65	20.2	3.1	3.03	Vérifiée
29.07	0.242	0.150	20.65	20.2	3.1	3.03	Vérifiée

Cette condition est vérifiée.

- ✓ La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport **longueur/largeur** du plancher inférieur ou égal 4

Tableau IV.2 : vérification de la condition de régularité a.3

	L_x (m)	L_y(m)	L_x/L_y	$L_x/L_y \leq 4$
Terrasse	20.65	19.20	1.08	Vérifiée
Etage courant	20.65	19.20	1.08	Vérifiée

- ✓ La limite du décrochement en plan :

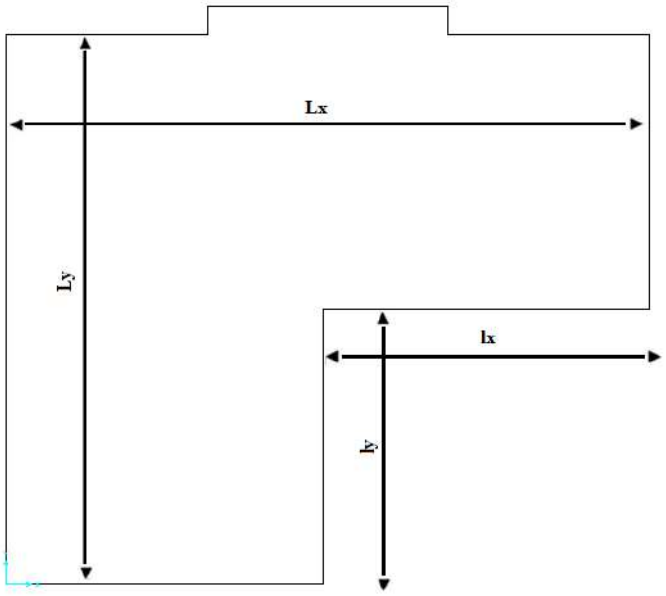


Figure IV.1 : Vue d'un décrochement en plan

Tableau IV.3 : vérification de la condition de régularité a.4

	L_x m	L_y m	l_X m	l_Ym	$l_X/L_X \leq 0.25$	$l_Y/L_y \leq 0.25$
Terrasse	20.65	20.20	10.45	9.60	Non vérifiée	Non vérifiée
Etage courant	20.65	20.20	10.45	9.60	Non vérifiée	Non vérifiée

Cette condition n'est pas vérifiée.

- ✓ Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Tableau IV.4 : vérification de la condition de régularité a.4

	$S_{totale}(m^2)$	$S_{ouvert}(m^2)$	$\frac{S_{ouvrt}}{Stot}$ (%)	$\frac{S_{ouvrt}}{Stot} \leq 15\%$
terrasse	303.81	0	0	Vérifiée
Etage courant	303.81	13.55	4.46	Vérifiée

Commentaire :

Le bâtiment est classé irrégulier en plan car les conditions **a.4** n'est pas satisfait.

b) Régularité en élévation : [RPA : Art 3.5.1.b]

- ✓ **B1 -** Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation, cette condition est vérifiée
- ✓ **B2**-Pas de changement brusque de la masse et de la raideur de la base au sommet du bâtiment, cette condition est aussi vérifiée.
- ✓ **B3-** Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25 % dans chaque direction de calcul. Les masses et les rigidités sont près les même dans tous les niveaux, cette condition est aussi vérifiée.
- ✓ **B4-** la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul, cette condition est aussi vérifiée.

Commentaire :

Le bâtiment est classé régulier en élévation car tous les critères de régularité en élévation **(b1 à b4)** sont respectés.

Conclusion :

D'après le **[RPA : Art4.1.2],** notre structure présente une configuration irrégulière, implantée et classée dans la zone sismique **III**, **groupe d'usage 2,** de hauteur est 29.07 m

La méthode statique équivalente n'est pas applicable. Dans ce cas-là on va appliquer la méthode d'analyse modale spectrale **[RPA : Art4.1.3].**

IV.1.2-Méthode d'analyse modale spectrale :

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

- **Principe de la méthode :**

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.

Pour les structures irrégulières en plan, disposés à la torsion et comportant des Planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

IV.2-Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine Sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- ❖ Le centre de Masse.
- ❖ Le centre de Torsion.

IV.2.1- Le centre de Masse :

C'est le point où la structure garde son équilibre lorsqu'elle frappée par une force, à résister, agissant sur ce point.

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré

Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2- Le centre de Torsion :

Il se présente dans le plan horizontal (diaphragme), le point à travers lequel si on applique une force horizontale, ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement (cette force et sans rotation).
- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formulés suivantes :

$$XI = \frac{\sum Ii * Xi}{\sum Ii} \quad ; \quad YI = \frac{\sum Ii * Yi}{\sum Ii}$$

Avec:

∑Ii, ∑Ii : somme des moments d'inertie de la section transversale des éléments de contreventement poteaux-voiles par rapport au repère local « ox ; oy » respectivement.

Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisit.

X_I, Y_I : coordonnées du centre de torsion du plancher par rapport au repère global choisit.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

-pour les poteaux : $I_{XG}=\frac{bh^3}{12}$; $I_{YG}=\frac{hb^3}{12}$

-pour les voiles : $I_{XG}=\frac{al^3}{12}$; $I_{YG}=\frac{la^3}{12}$

IV.2.3-Excentricités :

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

- **Excentricité théorique :**

C'est la différence entre le centre de torsion et le centre de gravité.

L'excentricité statique est donnée par : $\begin{cases} e_x = |x_G - x_I| \\ e_y = |y_G - y_I| \end{cases}$

- **Excentricité accidentelle : [RPA : Art4.2.7]**

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

IV.3-Modélisation :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière. Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour le logiciel de calcul existant (SAP2000V19)

- **Classification de site :**

Selon le RPA 99 / version 2003 les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est présence d'un sol **très meuble (Catégorie S4).**

Structure 01

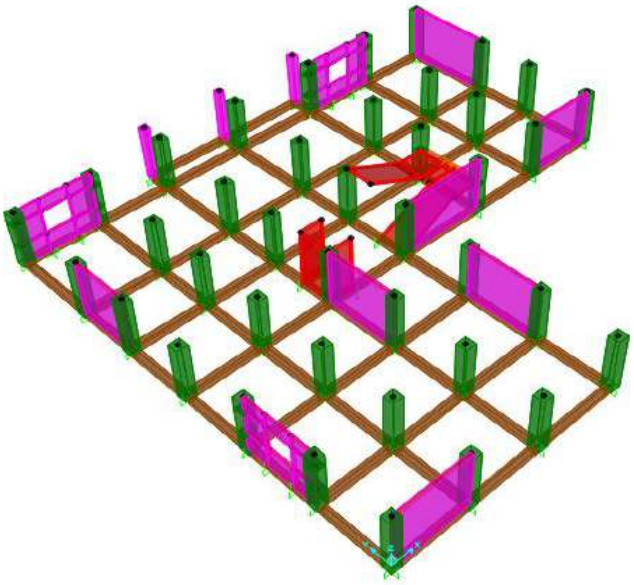


Figure IV.2 : 1er Disposition des voiles

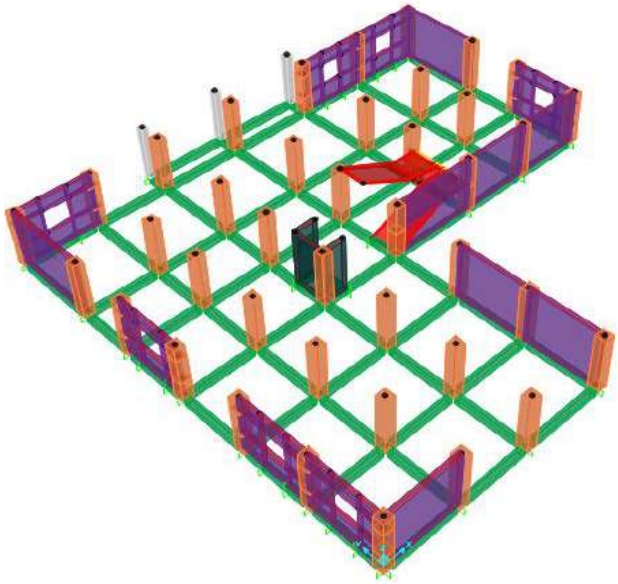


Figure IV.3: 2eme Disposition des voiles

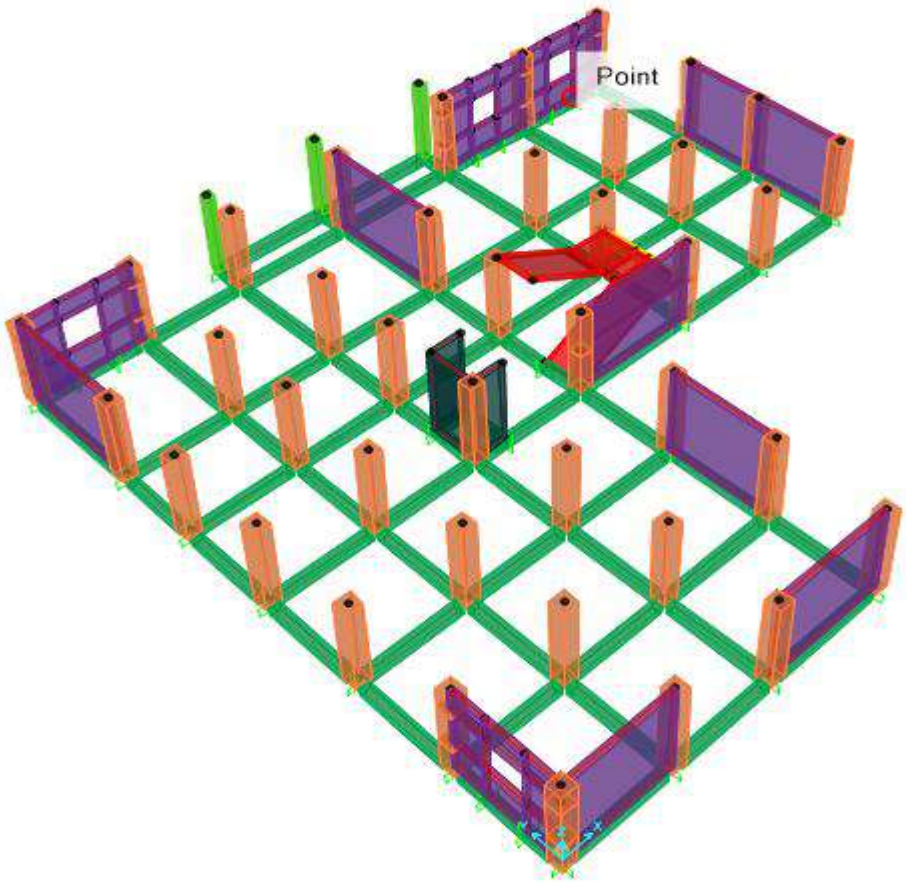


Figure IV.4 : Disposition final des voiles

IV.1-Centre de masse et de rigidité :

Tableau IV-5 : centre d'inertie et centre de masse

		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
étage N°	Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	∑Ix (m4)	∑Iy (m4)	XR (m)	YR (m)
RDC	3.23	3984.467	8.6434	11.2762	6.660E+06	5.576E+06	8.9074	10.7494
1	6.46	3927.450	8.6435	11.2881	3.239E+06	1.702E+06	8.7176	11.2552
2	9.69	3871.781	8.6432	11.3014	1.750E+06	8.278E+05	8.6343	11.4260
3	12.92	3821.472	8.6433	11.3125	1.115E+06	4.837E+05	8.5886	11.4957
4	16.15	3772.353	8.6430	11.3249	7.262E+05	3.080E+05	8.5626	11.5184
5	19.38	3728.751	8.6430	11.3350	4.924E+05	2.011E+05	8.5468	11.5185
6	22.61	3686.181	8.6428	11.3462	3.204E+05	1.280E+05	8.5367	11.5046
7	25.84	3703.610	8.6757	11.3418	1.949E+05	7.548E+04	8.5278	11.4845
8	29.07	3374.569	8.7596	11.3112	1.374E+05	3.939E+04	8.5178	11.4613

IV.2-Excentricité :

- **Excentricité admissible : [RPA : art 3.5.1-a2]**

  Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 3.10 m

  Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3.03 m

Tableau IV-6 : Excentricité

Excentricité				
Etage N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
RDC	3.23	0.264	0.527	Vérifiée
1	6.46	0.074	0.033	Vérifiée
2	9.69	0.009	0.125	Vérifiée
3	12.92	0.055	0.183	Vérifiée
4	16.15	0.080	0.194	Vérifiée
5	19.38	0.096	0.183	Vérifiée
6	22.61	0.106	0.158	Vérifiée
7	25.84	0.148	0.143	Vérifiée
8	29.07	0.242	0.150	Vérifiée

IV.3-Spectre de réponse :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :**[RPA : art 4.3.3]**

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\dfrac{Q}{R} & T_1\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3{,}0s\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{5/3} & T\ge 3{,}0s\end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

W : Poids de la structure.

Q : facteur de qualité.

IV.4-Détermination des paramètres du spectre de réponse :

- **Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab4.1]**

A (III, Groupe 2) **= 0.25**

- **Facteur de correction d'amortissement η : [RPA: Tab.4.2]**

$$\eta=\sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}\ge 0{,}7\Rightarrow\eta=0{,}882$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique **(ξ=7%).**

- **Périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7]**

$$\left.\begin{matrix}T_1=0{,}15\,\text{s}\\ T_2=0{,}7\text{s}\end{matrix}\right\}\text{site S4.}$$

- **Coefficient de comportement R :**

Conformément à l'article **[3.4.A.2]** du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales
- La totalité des charges horizontales est reprise uniquement par les voiles

Suivant X :

Tableau IV-7 : Justification du coefficient de comportement R (sensX)

niveau N°	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
+29.07	100	63.865	36.135	100	0.000	100.000
+25.84	100	64.976	35.024	100	0.000	100.000
+22.61	100	65.484	34.516	100	0.000	100.000
+19.38	100	69.121	30.879	100	0.000	100.000
+16.15	100	71.974	28.026	100	0.000	100.000
+12.92	100	72.592	27.408	100	0.000	100.000
+9.69	100	75.295	24.705	100	0.000	100.000
+6.46	100	75.646	24.354	100	0.000	100.000
+3.23	100	63.865	36.135	100	0.000	100.000

Suivant Y :

Tableau IV-8 : Justification du coefficient de comportement R (sensY)

niveau N°	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
+29.07	100	62.356	37.644	100	0.000	100.000
+25.84	100	63.545	36.455	100	0.000	100.000
+22.61	100	64.268	35.732	100	0.000	100.000
+19.38	100	68.089	31.911	100	0.000	100.000
+16.15	100	71.108	28.892	100	0.000	100.000
+12.92	100	71.678	28.322	100	0.000	100.000
+9.69	100	74.481	25.519	100	0.000	100.000
+6.46	100	74.994	25.006	100	0.000	100.000
+3.23	100	62.356	37.644	100	0.000	100.000

Donc : **R= 3.5 [RPA : Tab.4.3]**

- **facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4]**

Le facteur de qualité est la somme de 6 pénalités que le critère de qualité est satisfait ou non :

$$Q = 1 + \sum^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

TableauIV-9 : détermination du facteur de qualité Q de la structure

		Suivant X		Suivant Y	
	Pénalités	Présence	Valeur	Présence	Valeur
1	Condition minimales sur les files de contreventement	☑	0	☑	0
2	Redondance en plan	☑	0	☑	0
3	Régularité en plan	☒	0.05	☒	0.05
4	Régularité en élévation	☑	0	☑	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	☑	0	☑	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	☑	0	☑	0

En récapitulant les résultats on trouve :

Q_x=1.05

Q_y=1.05

- **W : poids total de la structure**

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad avec: \ W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0,20 **[RPA : Tab.4.5]**

W=37945.763KN

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

Le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement.
- Vérification de participation massique **[RPA : Art 4.3.4. a]**
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. **[RPA : Art4.3.6]**
- Vérification de la stabilité au renversement. **[RPA : Art 4.4.1]**
- Vérification de déplacement (Inter étage). **[RPA : Art 4.4.3]**
- Vérification de cisaillement des éléments.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ. **[RPA : Art 5.9]**

IV.5.1-Vérification de comportement :

Tableau. IV.10 : Vérification de comportement

Mode N°	**Période (s)**	**UX**	**UY**	**RZ**
Mode1	0.622764	0.65%	**65.29%**	0.04%
Mode2	0.609761	**66.26%**	0.64%	0.00%
Mode3	0.433171	0.00%	0.04%	**65.52%**

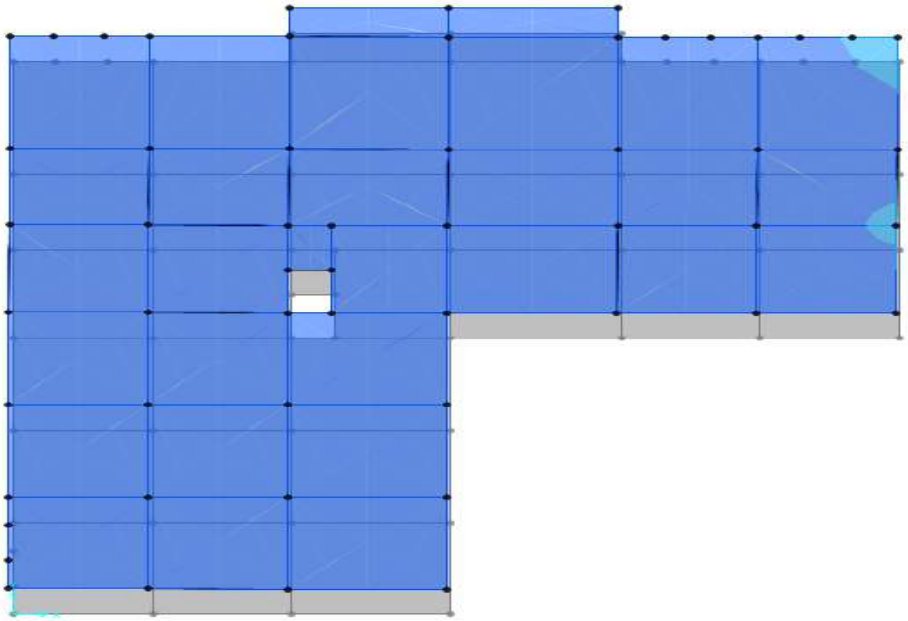


Figure IV.5: 1er mode translation suivant l'axe Y.

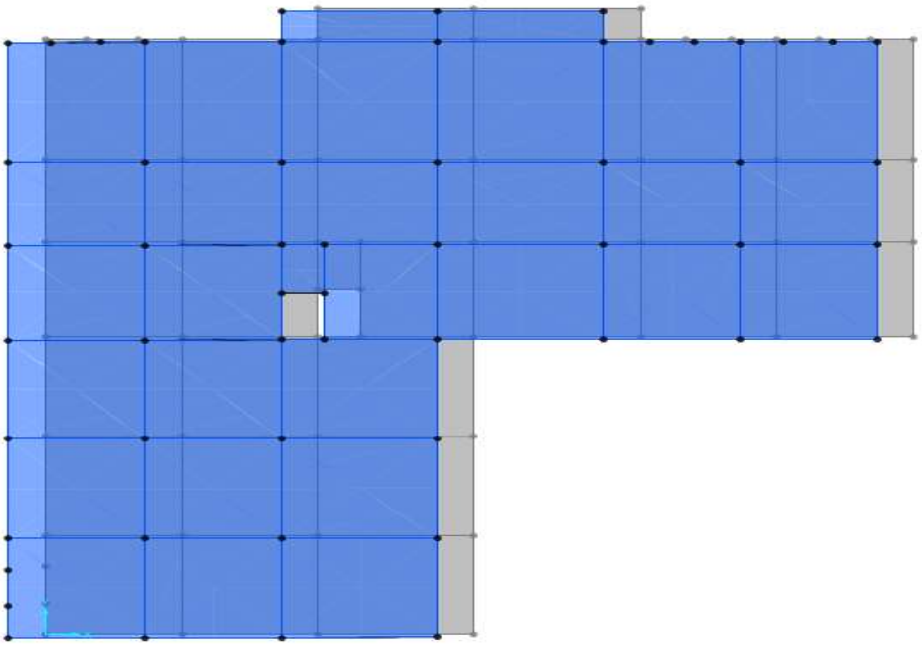


Figure IV.6: 2eme mode translation suivant l'axe X.

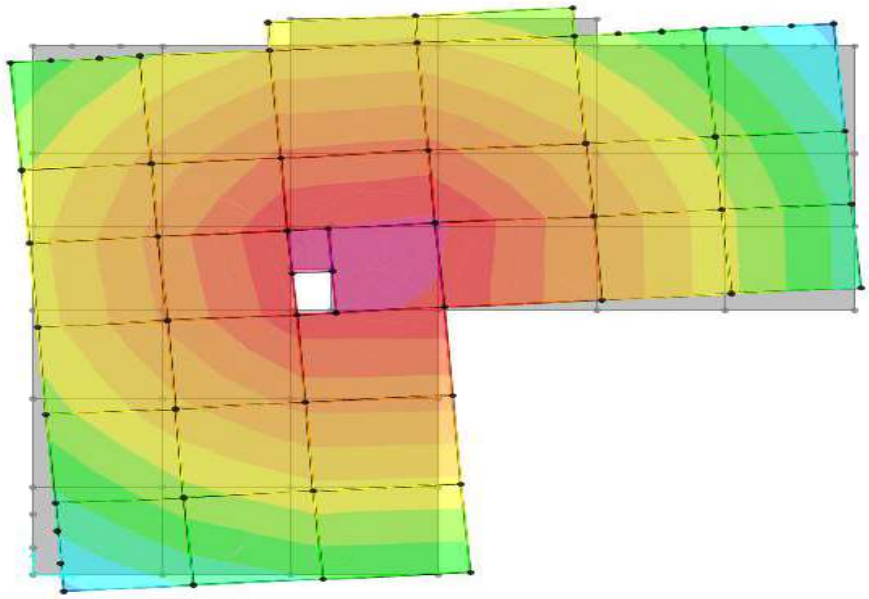


Figure IV.7 :3eme mode rotation au tour de l'axe Z.

IV.5.2-Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration 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.

Tableau. IV.11 : Vérification de participation massique

Mode N°	**Période(s)**	**UX**	**UY**	**RZ**	**Sum UX**	**Sum UY**	**Sum RZ**
Mode 1	0.622764	0.65%	65.29%	0.04%	0.65%	65.29%	0.04%
Mode2	0.609761	66.26%	0.64%	0.00%	66.91%	65.93%	0.05%
Mode3	0.433171	0.00%	0.04%	65.52%	66.91%	65.97%	65.57%
Mode4	0.149575	19.37%	0.14%	0.01%	86.28%	66.11%	65.57%
Mode7	0.084845	0.00%	0.00%	0.01%	86.46%	85.70%	86.19%
Mode8	0.08124	0.00%	0.00%	0.02%	86.46%	85.70%	86.20%
Mode9	0.08003	0.00%	0.00%	0.00%	86.46%	85.70%	86.21%
Mode10	0.077072	0.00%	0.00%	0.00%	86.46%	85.70%	86.21%
Mode11	0.070298	0.12%	0.05%	0.01%	86.58%	85.75%	86.22%
Mode12	0.068253	4.32%	0.00%	0.00%	90.91%	85.75%	86.22%
Mode13	0.06823	2.45%	0.00%	0.00%	93.36%	85.75%	86.22%
Mode14	0.06659	0.00%	0.23%	0.01%	93.36%	85.98%	86.23%
Mode15	0.065662	0.00%	6.09%	0.01%	93.36%	92.07%	86.24%
Mode16	0.065119	0.02%	0.05%	0.00%	93.38%	92.12%	86.24%
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
Mode31	0.046764	0.09%	0.01%	6.55%	93.52%	92.86%	92.89%

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au 31ème mode

$$t= \sum_1^{31} Ti \text{(de mode retenus)}=3.54s.$$

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

La résultante des forces sismiques à la base Ed 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 : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

- **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

Tableau. IV.12 : Calcul de la force sismique

A	Dx=Dy	Qx=Qy	R	W (KN)	Vsx=Vsy (KN)
0.25	2.2	1.05	3.5	37945.763	6261.0509

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

Direction	Vs	Ed	Ed/Vs	Vérification
X	6261.0509	4868.249	0.777	Non vérifiée
Y	6261.0509	4813.052	0.768	Non vérifiée

Commentaire :

Pour les deux directions (x,y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Ed.

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (Edx) dans les combinaisons, par le coefficient **'1.05'**.

Et on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction y (Edy) dans les combinaisons, par le coefficient **'1.055'**.

Donc :

E_{dX} = 5111.661 KN

E_{dY} =5077.77 KN

IV.5.4-Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à :$\mathbf{M_{Rx} = h_i . F_{ix}}$ et $\mathbf{M_{Ry} = h_i . F_{iy}}$

Avec : -F_{ix}, F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant X et Y

-h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base (NIV0.00).

Le moment de stabilité qui est égal à :$\mathbf{M_{sx} = W.Y_G}$ et $\mathbf{M_{sy} = W.X_G}$

Avec : -XG, YG : les coordonnées du centre de géométrie de la structure

-W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

Tableau. IV.14 : Le moment de renversement

Niveau (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Mrxi (kN.m)	Mryi (kN.m)
29.07	936.47	930.27	27223.1829	23476.06
25.84	913.59	907.53	23607.1656	20719.8
22.61	790.35	790.35	17869.8135	15890.31
19.38	685.27	685.27	13280.5326	11674.51
16.15	577.73	577.73	9330.3395	8116.83
12.92	468.21	468.21	6049.2732	5191.9
9.69	355.78	355.78	3447.5082	2918.63
6.46	240.59	240.59	1554.2114	1297.17
3.23	122.86	122.04	396.8378	324.29
		∑Mr	**80573.13**	**86609.5**

Tableau. IV.15 : Le moment de stabilité

Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)
29.07	3374.577	8.6434	11.2762	38052.41	29167.82
25.84	3703.61	8.7596	11.3112	41892.27	32442.14
22.61	3686.18	8.6757	11.3418	41807.92	31980.19
19.38	3728.75	8.6435	11.2881	42090.50	32229.45
16.15	3772.35	8.6433	11.3125	42674.71	32605.55
12.92	3821.477	8.6432	11.3014	43188.04	33029.79
9.69	3871.78	8.643	11.3249	43847.52	33463.79
6.46	3927.45	8.643	11.335	44517.65	33944.95
3.23	3984.47	8.6428	11.3462	45208.59	34436.98
			∑M_s	**383238.46**	**293337.17**

Tableau. IV.16 : Vérification de stabilisation

M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)	Msx/Mry	Msy/Mrx	Vérification
80573.13	86609.50	383238.46	293337.17	**4.75**	**3.27**	**vérifiée**

Commentaire :

La structure est vérifiée contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions

IV.5.5-Vérification des déplacements inter-étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta K = R\ \delta eK$$

-δeK : déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion)

-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 he**

-he : la hauteur de l'étage k.

Tableau. IV.17 : Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰
3.23	0.1	0.35	0.35	3.23	vérifiée	1.08
6.46	0.31	1.09	0.74	3.23	vérifiée	2.29
9.69	0.58	2.03	0.94	3.23	vérifiée	2.91
12.92	0.92	3.22	1.19	3.23	vérifiée	3.68
16.15	1.31	4.59	1.37	3.23	vérifiée	4.24
19.38	1.71	5.99	1.4	3.23	vérifiée	4.33
22.61	2.11	7.39	1.4	3.23	vérifiée	4.33
25.84	2.5	8.75	1.36	3.23	vérifiée	4.21
29.07	2.88	10.08	1.33	3.23	vérifiée	4.12

Tableau. IV.18 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰
3.23	0.1	0.35	0.35	3.23	vérifiée	1.08
6.46	0.3	1.05	0.7	3.23	vérifiée	2.17
9.69	0.59	2.07	1.02	3.23	vérifiée	3.16
12.92	0.95	3.33	1.26	3.23	vérifiée	3.9
16.15	1.35	4.73	1.4	3.23	vérifiée	4.33
19.38	1.77	6.2	1.47	3.23	vérifiée	4.55
22.61	2.2	7.7	1.5	3.23	vérifiée	4.64
25.84	2.63	9.21	1.51	3.23	vérifiée	4.67
29.07	3.05	10.68	1.47	3.23	vérifiée	4.55

Commentaire :

Les déplacements inter-étage sont inférieur au déplacement admissible

IV.5.6-Vérification de cisaillement des éléments :

- **les poutres : [CBA : Art A.5.1]**

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Avec :

- $\tau_{max} = \frac{T}{bd}$: **[CBA : Art A.5.1.1]**
- $\bar{\tau}$ =Min [0.2$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map] :**[CBA : Art A.5.1.2.1.1]**

Tableau. IV.19 : Vérification de cisaillement des poutres

élément	N°	b	h	Tmax	comb	situation	position	τmax	τadm	vérification
		(cm)	(cm)	(KN)				MPa	MPa	
PP	320	30	40	198.14	G+Q+Edx	acc	rive	1.76	2.17	Vérifiée
PS	216	30	35	220.11	G+Q+Edy	acc	inter	2.66	4.34	Vérifiée
Ppaliere	956	30	35	40.94	G+Q+EdY	acc	inter	0.42	4.34	Vérifiée
chainage	198	30	30	41.34	G+Q+Edx	acc	rive	0.5	2.17	Vérifiée

Commentaire :

Les sections des poutres sont suffisantes pour équilibre les contraintes des cisaillements

- **les poteaux :**

Commentaire :

Dans ce modelé on a utilisé un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (voile+portique) (**R=3.5**) :

La totalité des sollicitations due à la charge horizontale est reprise par des voiles

T_{voiles} =100% ↔T_{poteau}=0% ↔τ_{poteau}=0 KN

- **les voiles : [RPA : Art 7.7.2]**

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Avec :

- $\tau_{max} = \frac{1.4\,T}{a.(0.9L)}$
- $\bar{\tau}$ =0.2f_{c28}

Tableau. IV.20 : Vérification de cisaillement des voiles sens X

	N°	a (mm)	L (mm)	Tmax (KN)	combinaison	τmax (MPa)	τadm (MPa)	vérification
voile1	340	200	3250	851.24	G+Q+Edx	2.04	5	Vérifiée
voile2	687	200	3700	910.07	G+Q+Edx	1.91	5	Vérifiée
voile3	671	200	3950	886.14	0.8G+EdX	1.74	5	Vérifiée
voile4	OUVERT G	200	3250	761	G+Q+Edx	1.82	5	Vérifiée
voile5	OUVERT D1	200	3250	666.61	G+Q+Edx	1.6	5	Vérifiée
voile6	OUVERT D	200	3250	741.31	G+Q+Edx	1.77	5	Vérifiée

Tableau. IV.21 : Vérification de cisaillement des voiles sens Y

	N°	a (mm)	L (mm)	Tmax (KN)	combinaison	τmax (MPa)	τadm (MPa)	vérification
voile1	OUVERT G	200	3200	629.75	G+Q+EdY	1.53	5	Vérifiée
voile2	323	200	3900	1177.02	G+Q-EdY	2.35	5	Vérifiée
voile3	390	200	3200	688.88	G+Q+EdY	1.67	5	Vérifiée
voile4	598	200	3900	943.96	0.8G-EdY	1.88	5	Vérifiée
voile5	603	200	3050	823.75	G+Q+EdY	2.10	5	Vérifiée
voile6	696	200	2650	714.66	G+Q+EdY	2.10	5	Vérifiée

Commentaire :

La disposition, nombre, la longueur, et l'épaisseur des voiles est donne une bonne résistance au contrainte de cisaillement

IV.5.7-Vérification de l'effort normal réduit à la base :

$$\boldsymbol{\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \text{[RPA: Art 7.4.3.1]}}$$

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

B_c est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau. IV.22 : Vérification de l'effort normal réduit à la base.

N	comb	Bc(mm)	*f*c28 (Mpa)	Nd (KN)	ν	<0.3
1290	G+Q+Edx	184900	25	1198.03	0.2592	Vérifiée
1299	G+Q+Edy	184900	25	1231.94	0.2665	Vérifiée

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

Les effets du 2° ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : **[RPA : Art 5.9] :**

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Avec :

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

Vk: effort tranchant d'étage au niveau «k»

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

hk: hauteur de l'étage «k»

Tableau. IV.23 : Vérification l'effet P-Δ

Niveau k	Pk (kN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	Fkx (kN)	Fky (kN)	hk (cm)	θx	θy	Vérification
3.23	3984.47	0.35	0.35	122.86	122.04	323	0.0354	0.0356	Vérifiée
6.46	3927.45	0.74	0.7	242.20	240.59	323	0.0354	0.0356	Vérifiée
9.69	3871.78	0.94	1.02	358.15	355.78	323	0.033	0.0346	Vérifiée
12.92	3821.477	1.19	1.26	471.33	468.21	323	0.0301	0.032	Vérifiée
16.15	3772.35	1.37	1.4	581.59	577.73	323	0.0277	0.0285	Vérifiée
19.38	3728.75	1.4	1.47	689.84	685.27	323	0.0236	0.0249	Vérifiée
22.61	3686.18	1.4	1.5	795.63	790.35	323	0.0202	0.0218	Vérifiée
25.84	3703.61	1.36	1.51	913.59	907.53	323	0.0172	0.0192	Vérifiée
29.07	3374.577	1.33	1.47	936.47	930.27	323	0.0149	0.0166	Vérifiée

Structure 02 (voile porteur)

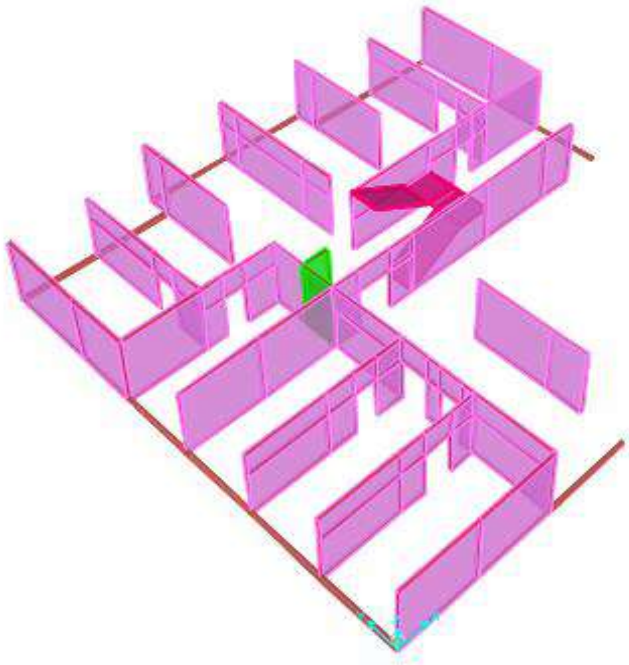


Figure IV.8 : Disposition des voiles.

IV.1- Centre de masse et de rigidité :

Tableau IV-24 : centre d'inertie et centre de masse

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
N°	Niveau	Poids	XG	YG (m)	∑Ix (m4)	∑Iy (m4)	XR (m)	YR (m)
RD	3.23	3515.528	8.5944	11.4475	1.472E+07	1.383E+07	9.1691	8.8159
1	6.46	3515.528	8.5944	11.4475	5.396E+06	4.529E+06	9.0447	9.0248
2	9.69	3515.528	8.5944	11.4475	2.900E+06	2.397E+06	8.9416	9.1393
3	12.92	3517.744	8.5954	11.4527	1.791E+06	1.519E+06	8.9056	9.2476
4	16.15	3519.647	8.5963	11.4571	1.174E+06	1.066E+06	8.9179	9.3521
5	19.38	3515.528	8.5944	11.4475	7.794E+05	7.032E+05	8.8171	9.4660
6	22.61	3515.528	8.5944	11.4475	5.037E+05	4.893E+05	8.7860	9.6185
7	25.84	3509.603	8.5983	11.4576	3.006E+05	3.330E+05	8.7516	9.9137
8	29.07	3141.896	8.7025	11.3711	2.132E+05	2.220E+05	8.7109	10.3438

IV.2-Excentricité :

- **Excentricité admissible :**

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 3.10 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3.03 m

Tableau IV-25 : Excentricité

Excentricité				
étage N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
RDC	3.23	0.575	2.632	**vérifier**
1	6.46	0.450	2.423	**vérifier**
2	9.69	0.347	2.308	**vérifier**
3	12.92	0.310	2.205	**vérifier**
4	16.15	0.322	2.105	**vérifier**
5	19.38	0.223	1.982	**vérifier**
6	22.61	0.192	1.829	**vérifier**
7	25.84	0.153	1.544	**vérifier**
8	29.07	0.008	1.027	**vérifier**

IV.3-Spectre de réponse :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : **[RPA : art 4.3.3]**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\frac{Q}{R} & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3{,}0s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \ge 3{,}0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

W : Poids de la structure.

Q : facteur de qualité.

IV.4-Détermination des paramètres du spectre de réponse :

- **Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab4.1]**

A (III, Groupe 2) = **0.25**

- **Facteur de correction d'amortissement η :** [**RPA : Tab.4.2]**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \ge 0{,}7 \Rightarrow \eta = 0{,}764$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique **(ξ=10%).**

- **Périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7]**

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}7\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S4.}$$

- **Coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]**

Le système est constitué de voiles uniquement, Dans ce dernier cas les voiles reprennent la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et sollicitation horizontale

Donc **: R = 3.5**

- **facteur de qualité Q :[RPA : Tab.4.4]**

Le facteur de qualité est la somme de 6 pénalités que le critère de qualité est satisfait ou non :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV-26: détermination du facteur de qualité Q de la structure

		Suivant X		Suivant Y	
	Pénalités	Présence	Valeur	Présence	Valeur
1	Condition minimales sur les files de contreventement	☑	0	☑	0
2	Redondance en plan	☑	0	☑	0
3	Régularité en plan	☒	0.05	☒	0.05
4	Régularité en élévation	☑	0	☑	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	☑	0	☑	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	☑	0	☑	0

En récapitulant les résultats on trouve :

Q_x=1.05

Q_y=1.05

- **W : poids total de la structure**

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad avec:\ W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0,20 **[RPA : Tab.4.5]**

W=35483.23 kN.

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

Le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement.
- Vérification de participation massique **[RPA : Art 4.3.4. a]**
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.**[RPA : Art4.3.6]**
- Vérification de la stabilité au renversement.**[RPA : Art 4.4.1]**
- Vérification de déplacement (Inter étage).**[RPA : Art 4.4.3]**
- Vérification de cisaillement des éléments.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ. **[RPA : Art 5.9]**

IV.5.1-Vérification de comportement :

Tableau. IV.27 : Vérification de comportement

Mode N°	**Période (s)**	**UX**	**UY**	**RZ**
Mode1	0.490	10.26	0.16	56.38
Mode2	0.269	1.36	69.30	0.02
Mode3	0.230	59.82	1.33	9.16

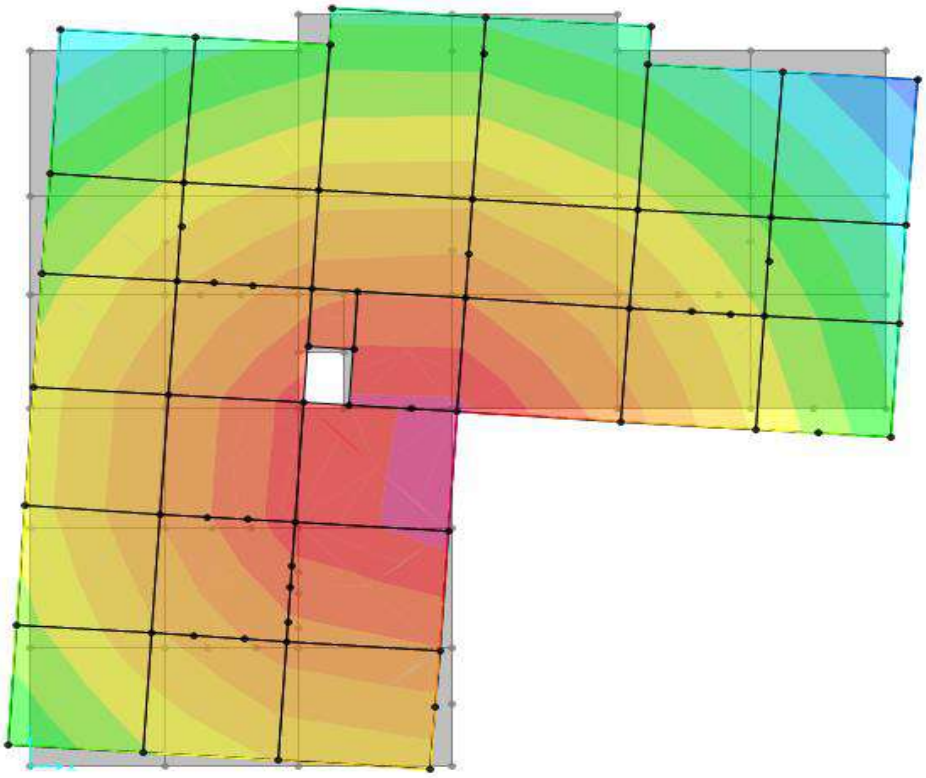


Figure IV.9:1er mode rotation au tour de l'axe Z.

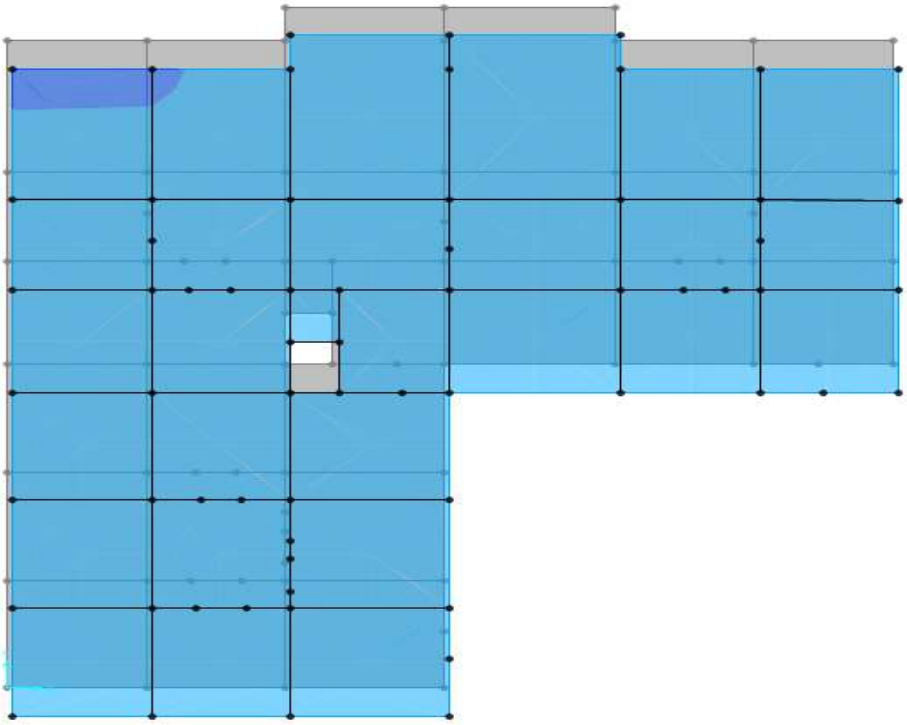


Figure IV.10 :2eme mode translation suivant l'axe Y.

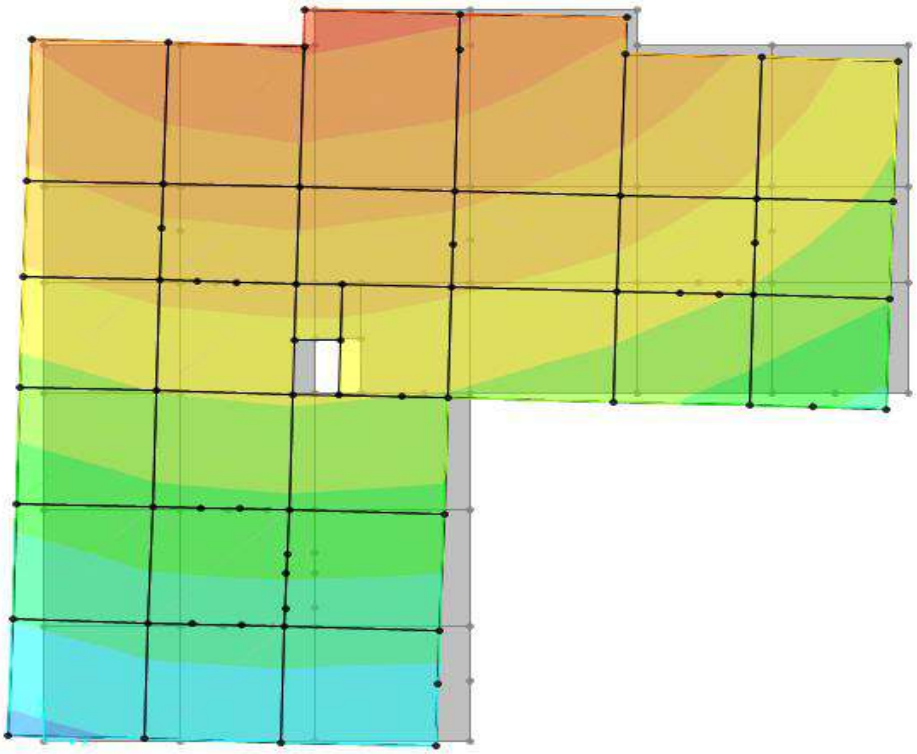


Figure IV.11 :3eme mode translation suivant l'axe X plus rotation au tour de l'axe Z.

IV.5.2-Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration 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.

Tableau. IV.28 : Vérification de participation massique

Mode N°	Période(s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Mode 1	0.490085	10.26%	0.16%	56.38%	10.26%	0.16%	56.38%
Mode2	0.269152	1.36%	69.30%	0.02%	11.63%	69.46%	56.40%
Mode3	0.230075	59.82%	1.33%	9.16%	71.45%	70.79%	65.56%
Mode4	0.107939	3.45%	0.12%	16.35%	74.90%	70.91%	81.91%
Mode5	0.077974	0.57%	16.39%	0.03%	75.47%	87.30%	81.94%
Mode6	0.06924	0.00%	0.00%	0.00%	75.47%	87.30%	81.94%
Mode7	0.067008	1.87%	0.36%	0.67%	77.35%	87.66%	82.60%
Mode8	0.066481	11.38%	0.13%	3.68%	88.72%	87.79%	86.28%
Mode9	0.064575	0.00%	0.00%	0.00%	88.72%	87.79%	86.28%
Mode10	0.062433	0.00%	0.00%	0.00%	88.72%	87.79%	86.28%
Mode11	0.061828	0.00%	0.00%	0.00%	88.72%	87.79%	86.28%
Mode14	0.060128	0.00%	0.00%	0.00%	88.74%	87.80%	86.29%
-	-	-	-	-	-	-	-
Mode16	0.058994	0.00%	0.01%	0.00%	88.74%	87.81%	86.29%
Mode17	0.058392	0.00%	0.02%	0.00%	88.74%	87.84%	86.29%
Mode18	0.058202	0.00%	0.00%	0.00%	88.74%	87.84%	86.29%
Mode19	0.057968	0.00%	0.16%	0.00%	88.74%	87.99%	86.29%
Mode20	0.057444	0.00%	0.06%	0.00%	88.74%	88.05%	86.29%
Mode21	0.056837	0.01%	0.00%	0.00%	88.75%	88.05%	86.29%
Mode22	0.056328	0.24%	0.00%	0.02%	88.99%	88.05%	86.31%
Mode23	0.05587	0.00%	0.00%	0.00%	88.99%	88.05%	86.31%
Mode24	0.055376	0.06%	0.00%	0.07%	89.05%	88.05%	86.37%
Mode25	0.054814	0.25%	0.00%	0.01%	89.30%	88.05%	86.38%
Mode26	0.054494	0.26%	0.00%	0.05%	89.56%	88.05%	86.43%
Mode27	0.052896	0.18%	0.01%	0.02%	89.74%	88.06%	86.45%
Mode28	0.050269	0.58%	0.05%	0.16%	90.32%	88.11%	86.61%
Mode29	0.048447	0.56%	0.12%	4.78%	90.88%	88.23%	91.39%
Mode30	0.043994	0.00%	0.02%	0.00%	90.88%	88.25%	91.40%
Mode31	0.043142	0.03%	0.01%	0.15%	90.91%	88.26%	91.54%
Mode32	0.040305	0.08%	1.25%	0.05%	90.99%	89.51%	91.59%
Mode33	0.037176	0.11%	4.02%	0.03%	91.11%	93.52%	91.62%

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au 33eme mode

t= $\sum_1^{33} ti$ (de mode retenus)=2.74s.

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

La résultante des forces sismiques à la base Ed 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 : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

- **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

Tableau. IV. 29: Calcul de la force sismique

A	Dx=Dy	Qx=Qy	R	W (KN)	Vsx=Vsy (KN)
0.25	1.908	1.05	3.5	35483.23	**5077.67**

Tableau. IV.30 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Direction	Vs	Ed	Ed/Vs	Vérification
X	**5077.67**	3403.827	0.670	**Vérifiée**
Y	**5077.67**	3833.93	0.755	**Vérifiée**

Commentaire :

Pour les deux directions (x, y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Ed.

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (Edx) dans les combinaisons, par le coefficient **'1.2'**.

Et on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction y (Edy) dans les combinaisons, par le coefficient **'1.07'**.

Donc :

E_{dX} = 4084.59KN

E_{dY} =4102.31KN

IV.5.4-Vérification de la stabilité au renversement :

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = h_i . F_{ix}$ et $M_{Ry} = h_i . F_{iy}$

Avec : -F_{ix}, F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant X et Y

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

Le moment de stabilité qui est égal à : $M_{sx} = W.Y_G$ et $M_{sy} = W.X_G$

Avec : -XG, YG : les coordonnées du centre de géométrie de la structure

-W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

Tableau. IV.31 : Le moment de renversement

Niveau (m)	Niveau (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Mrxi (kN.m)	Mryi (kN.m)
8	**29.07**	732.65	807.94	21298.1355	23486.8158
7	**25.84**	727.46	802.21	18797.5664	20729.1064
6	**22.61**	637.61	703.12	14416.3621	15897.5432
5	**19.38**	546.52	602.68	10591.5576	11679.9384
4	**16.15**	455.97	502.82	7363.9155	8120.543
3	**12.92**	364.58	402.04	4710.3736	5194.3568
2	**9.69**	273.26	301.34	2647.8894	2919.9846
1	**6.46**	182.17	200.89	1176.8182	1297.7494
RDC	**3.23**	91.09	100.45	294.2207	324.4535
			∑Mr	**82428.24**	**82785.26**

Tableau. IV.32 : Le moment de stabilité

Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)
29.07	3141.896	8.7025	11.3711	35726.81	27342.35
25.84	3509.603	8.5983	11.4576	40211.63	30176.62
22.61	3515.528	8.5944	11.4475	40244.01	30213.85
19.38	3515.528	8.5944	11.4475	40244.01	30213.85
16.15	3519.647	8.5963	11.4571	40324.95	30255.94
12.92	3517.744	8.5954	11.4527	40287.67	30236.42
9.69	3515.528	8.5944	11.4475	40244.01	30213.85
6.46	3515.528	8.5944	11.4475	40244.01	30213.85
3.23	3515.528	8.5944	11.4475	40244.01	30213.85
			∑M_s	**357771.09**	**269080.60**

Tableau. IV.33 : Vérification de stabilisation

M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)	Msx/Mrx	Msy/Mry	Vérification
82428.24	82785.26	357771.09	269080.60	4.34	3.25	**Vérifiée**

Commentaire :

La structure est stable vis-à-vis a la risque de renversement dans les deux directions X etY

IV.5.5-Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta K = R\, \delta eK$$

-δeK : déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion)

-R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta K - \delta K\text{-}1$$

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

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 \text{ he}$$

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau. IV.34 : Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰
3.23	0.04	0.14	0.14	3.23	**Vérifiée**	0.43
6.46	0.11	0.39	0.25	3.23	**Vérifiée**	0.77
9.69	0.22	0.77	0.38	3.23	**Vérifiée**	1.18
12.92	0.34	1.19	0.42	3.23	**Vérifiée**	1.3
16.15	0.47	1.65	0.46	3.23	**Vérifiée**	1.42
19.38	0.61	2.14	0.49	3.23	**Vérifiée**	1.52
22.61	0.75	2.63	0.49	3.23	**Vérifiée**	1.52
25.84	0.9	3.15	0.52	3.23	**Vérifiée**	1.57
29.07	1.03	3.61	0.46	3.23	**Vérifiée**	1.61

Tableau. IV.35 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰
3.23	0.03	0.11	0.11	3.23	**Vérifiée**	0.34
6.46	0.08	0.28	0.17	3.23	**Vérifiée**	0.53
9.69	0.15	0.53	0.25	3.23	**Vérifiée**	0.77
12.92	0.24	0.84	0.31	3.23	**Vérifiée**	0.96
16.15	0.33	1.16	0.32	3.23	**Vérifiée**	0.99
19.38	0.42	1.47	0.31	3.23	**Vérifiée**	0.96
22.61	0.51	1.79	0.32	3.23	**Vérifiée**	0.99
25.84	0.6	2.1	0.31	3.23	**Vérifiée**	0.96
29.07	0.69	2.42	0.32	3.23	**Vérifiée**	0.99

Commentaire :

Les déplacements inter-étage sont inférieur au déplacement admissible

IV.5.6-Vérification de cisaillement des éléments :

- **les voiles : [RPA : Art 7.7.2]**

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Avec :

- $\tau_{max} = \frac{1.4\,T}{a.(0.9L)}$
- $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Tableau. IV.36 : Vérification de cisaillement des voiles sens X

	a (mm)	L (mm)	Tmax (KN)	combinaison	τmax (MPa)	τadm (MPa)	vérification
voile1	160	6500	560.51	G+Q+Edx	0.84	5	**Vérifiée**
voile2	160	4280	323.64	G+Q+Edx	0.74	5	**Vérifiée**
voile3	160	4400	317.39	G+Q+Edx	0.70	5	**Vérifiée**
voile4	160	7600	684.79	G+Q+Edx	0.88	5	**Vérifiée**
voile5	160	9800	865.43	G+Q+Edx	0.86	5	**Vérifiée**
voile6	160	4140	431.21	G+Q+Edx	1.01	5	**Vérifiée**
voile7	160	5450	492.08	G+Q+Edx	0.88	5	**Vérifiée**

Tableau. IV.37 : Vérification de cisaillement des voiles sens Y

	a (mm)	L (mm)	Tmax (KN)	combinaison	τmax (MPa)	τadm (MPa)	vérification
voile1	160	6550	639.61	G+Q+EdY	0.73	5	**Vérifiée**
voile2	160	3900	528.62	G+Q+EdY	0.61	5	**Vérifiée**
voile3	160	3700	1369.22	G+Q+EdY	0.89	5	**Vérifiée**
voile4	160	6250	288.49	G+Q+EdY	0.97	5	**Vérifiée**
voile5	160	4900	421.86	G+Q+EdY	0.4	5	**Vérifiée**
voile6	160	4700	406.43	G+Q+EdY	0.39	5	**Vérifiée**
voile7	160	6350	277.29	G+Q+EdY	0.48	5	**Vérifiée**
voile8	160	4900	458.78	G+Q+EdY	0.42	5	**Vérifiée**
voile9	160	3900	548.22	G+Q+EdY	0.52	5	**Vérifiée**
voile10	160	6550	519.44	G+Q+EdY	0.62	5	**Vérifiée**

IV.5.7-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 :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Avec :

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

Vk: effort tranchant d'étage au niveau «k»

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

hk : hauteur de l'étage «k».$\sum_1^{31} ti$

Tableau. IV.38 : Vérification l'effet P-Δ

Niveau	Pk (kN)	Δkx	Δky	Vkx	Vky	hk	θx	θy	Vérification
3.23	3515.53	0.14	0.11	92.35	92.75	323	0.0165	0.0129	**Vérifiée**
6.46	3515.53	0.28	0.17	184.81	185.51	323	0.0165	0.0100	**Vérifiée**
9.69	3515.53	0.35	0.21	277.06	278.26	323	0.0137	0.0082	**Vérifiée**
12.92	3517.74	0.42	0.28	369.65	371.25	323	0.0124	0.0082	**Vérifiée**
16.15	3519.65	0.49	0.28	462.31	464.31	323	0.0115	0.0066	**Vérifiée**
19.38	3515.53	0.49	0.32	554.12	556.53	323	0.0096	0.0063	**Vérifiée**
22.61	3515.53	0.53	0.28	646.48	649.28	323	0.0089	0.0074	**Vérifiée**
25.84	3509.60	0.49	0.31	737.58	740.78	323	0.0072	0.0045	**Vérifiée**
29.07	3141.90	0.49	0.28	742.84	746.07	323	0.0064	0.0037	**Vérifiée**

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons rencontré multiples difficultés selon le type de structure suivant :

Pour la première structure, la difficulté due à la conception architecturelle qui a effectué le comportement après les différentes dispositions

Pour la deuxième structure nous n'avions pas le choix de disposer les voiles car la disposition été exigée par les conditions d'exécution du coffrage tunnel.

D'après l'analyse dynamique nous avons optée pour les sections suivantes :

Le tableau suivant résume tous les sections finales des deux structures

Tableau. IV.39 : les sections finales

<table>
<tr><th colspan="2">Structure 01 (portique-voiles)</th><th colspan="2">Structure 02 (voiles porteurs)</th></tr>
<tr><td></td><td>les sections b x h (cm²)</td><td colspan="2">les sections (cm)</td></tr>
<tr><td>Poutre Principale</td><td>30 x 40</td><td rowspan="3">Les Voiles</td><td rowspan="3">16 cm</td></tr>
<tr><td>Poutre Secondaire</td><td>30 x 35</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Les Poteaux</td><td>45x45 (RDC et 1er etgs)</td></tr>
<tr><td>40x40 (2eme et 3eme etgs)</td><td rowspan="3">Dalle Pleine</td><td rowspan="3">15 cm</td></tr>
<tr><td>35x35 (4eme et 5eme etgs)</td></tr>
<tr><td>Les Voiles</td><td>30x30 (6eme 7eme et 8eme etgs)</td></tr>
<tr><td>Dalle Pleine</td><td>épaisseur = 20 cm</td></tr>
<tr><td></td><td>épaisseur = 15 cm</td></tr>
</table>

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Strucure01

Le ferraillage des éléments se fera conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et le R.P.A99 version 2003.

V.1-Combinaison des charges :

Le calcul du ferraillage des éléments résistants doit se faire sous l'action des sollicitations déterminée par les combinaisons données par les réglementations en vigueur.

- **Combinaisons exigées par le CBA93.**

  E.L.U :1,35G +1,5Q

  E.L.S : G + Q

- **Combinaisons exigées par le RPA99v2003.**

  ACC : G+ Q±E

  ACC : 0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2- Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables. En tenant compte des deux situations suivantes :

- **Situation durable :**
  - Béton : $\gamma_b = 1.5$; f_{c28} =25 MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle **:**
  - Béton : $\gamma_b = 1.15$; f_{c28} =25 MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
  - Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.2.1-Détermination des armatures longitudinales :

a- Recommandation du CBA93.

Condition de non fragilité : **[CBA : Art B 6.4]**

$$A_{min} = \frac{b * h}{1000}$$

b- Recommandation du RPA99 version 2003. [RPA : Art 7.5.2.1]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section. Cependant, Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone de recouvrement.
- Les poutres supportant des faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

V.2.2- Détermination des armatures transversales :

En optant pour une inclinaison de 90º, en prenant f_{et}=400MPa

a- Recommandation du CBA93.

- Le diamètre maximal : **[CBA : ArtA.6.4.2]**

$$\overline{\emptyset_t} = \min\left[\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \emptyset_\ell\right]$$

- L'espacement : **[CBA : ArtA.5.1.2.2]**
  - $S_t \leq \min(0.9d, 40cm)$
- La quantité d'armature et l'espacement transversaux doivent vérifier :
  - $\frac{A_t}{b_0 * S_t} \leq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}}{0.9 f_{et}/\gamma_s}$ **[CBA: ArtA.5.1.2.2]**
  - $\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_0}{f_{et(MPa)}} * 0.4$ **[CBA: ArtA.5.1.2.3]**

b- Recommandation du RPA99 version 2003 : [RPA : Art 7.5.2.2]

- La quantité d'armatures transversales minimales

$$At = 0,003.\ St.b$$

Avec :

- b : largeur de la poutre.
- St : L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - $St \leq Min(h/4 ; 12\Phi_l)$: Dans la zone nodale
  - $St \leq h/2$: Dans Zone courante.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.3- vérification à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous M_{ser} selon les règles CBA93.**[CBA : Art A.4.5]** :

$$\sigma_b = k.y_1 \quad \& \sigma_s = 15.k\,(d-y_1)$$

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Pour la fissuration peu nuisible : **[CBA : ArtA.4.5.2]**

$$\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.fc28 = 15MPa$$

- Pour la fissuration préjudiciable : **[CBA : ArtA.4.5.3.3]**

$$\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.fc28 = 15MPa$$

$$\& \sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$$

V.2.4-Vérifications de la flèche des poutres :

- 1ere condition : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- 2eme condition : $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$[CBA : Art B 6.5.1]
- 3eme condition $\rho \leq \frac{4.2}{fe}$ et $\rho = \frac{A}{b*d}$

a-Calcul des poutres principales :

Tous en respectant les recommandations au-dessus, les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

a.1- Calcul des efforts :

Tableau .V.1: Calcul des efforts de la poutre principales 30X40

Sollicitations	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	T (kN)
ELU	32.71	-83.11	102.41
ELS	23.85	-60.66	-
ELA	103.66	-144.07	116.83

a.2-Armatures longitudinales :

Tableau .V.2: Ferraillage longitudinal de la poutre principale30X40

	Elément	Combinaison	M kN.m	A_{min} CBA	A (cm²)	Choix préliminaire (cm²)
Travée	401	0.8G+Edx	103.66	1.2	7.44	**3HA14+2chHA14=7.70**
appui		G+Q-Edx	-144.07		10.70	**3HA14+4chHA14=10.78**

a.3-vérification à l'ELS :

Tableau .V.3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale

	élément	$A_{choisit}$ cm²	M_{ser} kN.m	fissuration	σ_b MPa	$[\sigma_b]$ MPa	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	413	7.70	23.85	peu nuisible	3.55	15	**oui**
appui	530	10.78	-60.66	peu nuisible	8.10	15	**oui**

a.4-armatures transversales :

a.4.1-Zone nodale.

- L'effort tranchant max V=116.38kN trouvé par G+Q+Edx en travée de la poutre N°=995 ;
- A_t= 4HA 8 ;
- S_t = 10 cm

A.4.2- Zone courante.

- A_t = 4HA8 ;
- S_t = 15 cm.

a.5- Vérifications de la flèche.

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

Tableau .V.4: Vérifications préliminaires de la flèche des poutres principales

1ere condition			2eme condition			3eme condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
0.101	0.063	**oui**	0.101	0.085	**oui**	0.0068	0.0105	**oui**

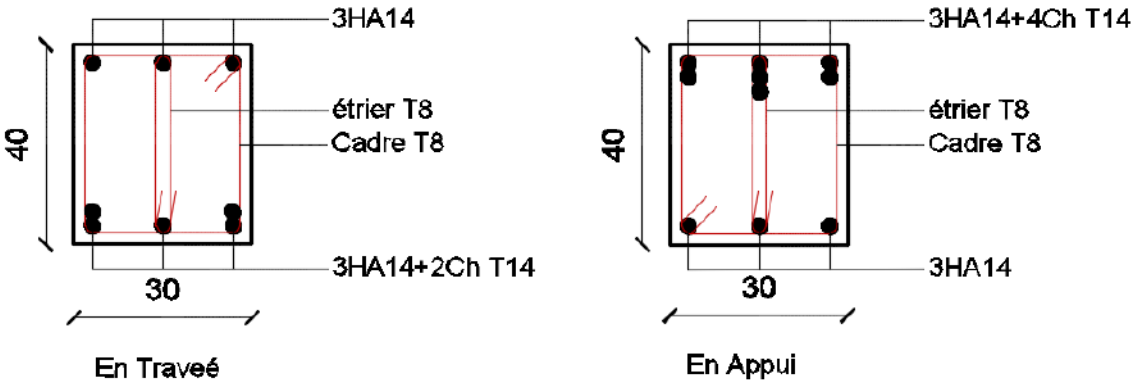


Figure V-1 : Ferraillages des poutres principales

b-Calcul des poutres secondaires :

Tous en respectant les recommandations au-dessus, les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

b.1- Calcul des efforts :

Tableau .V.5: Calcul des efforts de la poutre secondaire 30X35

Sollicitations	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	T (kN)
ELS	25.86	-36.15	-
ELA	99.05	-137.16	220.12

b.2-Armatures longitudinales :

Tableau .V.6: Ferraillage longitudinal des poutres secondaire

	Elément	Combinaison	M kN.m	A_{min} CBA	A cm²	Choix préliminaire (cm²)
Travée	754	0.8G+Edy	99.05	1.05	8.40	**3HA14+4chHA12=9.27**
appui	567	G+Q-Edy	-137.16		9.10	**3HA14+5chHA12=10.27**

b.3-vérification à l'ELS :

Tableau .V.7: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire

	élément	$A_{choisit}$ cm²	M_{ser} kN.m	fissuration	σ_b MPa	$[\sigma_b]$ MPa	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	713	9.27	25.86	peu nuisible	4.61	15	**oui**
appui	705	10.27	-36.15	peu nuisible	6.24	15	**oui**

b.4-armatures transversales :

b.2.1-Zone nodale.

- L'effort tranchant max V=-220.11kN trouvé par G+Q-Edy en appui de la poutre 215;
- A_t=4HA8 ;
- S_t = 7cm.

b.2.2-Zone courante.

- A_t=4HA8 ;
- S_t = 15cm ;

b.5- Vérifications de la flèche.

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

Tableau .V.8: Vérifications préliminaires de la flèche des poutres secondaires

1ere condition			2eme condition			3eme condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$ fe : MPa	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
0.089	0.063	**oui**	0.089	0.085	**oui**	0.0095	0.0105	**oui**

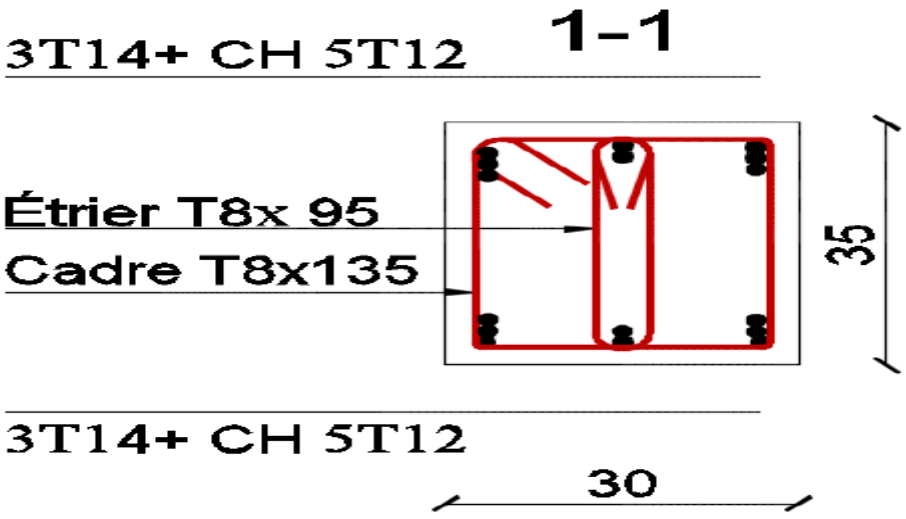


Figure V-2 : Ferraillages des poutres secondaires

c-Calcul des chainages :

Toutes en respectant les recommandations au-dessus, les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

c.1- Calcul des efforts :

Tableau .V.9: Calcul des efforts du chinage 30X30

Sollicitations	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	T (kN)
ELU	13.16	-19.22	32.51
ELS	9.68	-14.14	-
ELA	25.54	-35.91	39.79

c.2-Armatures longitudinales :

Tableau .V.10: Ferraillage longitudinal des chinages

	Elément	Combinaison	M kN.m	A_{min} CBA	A cm²	Choix préliminaire cm²
Travée	670	G+Q+Edx	25.54	0.9	2.39	**3HA14=4.62**
appui	661	G+Q-Edy	-35.91		3.42	**3HA14=4.62**

c.3-vérification à l'ELS :

Tableau .V.11: Vérification des contraintes à l'ELS chainages.

	élément	$A_{choisit}$ cm²	M_{ser} kN.m	fissuration	σ_b MPa	σ_s MPa	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Travée	534	4.62	9.68	préjudiciable	2.30	84.20	**oui**	**oui**
appui		4.62	-14.14	préjudiciable	3.40	123.00	**oui**	**oui**

c.4-armatures transversales :

c.4.1- Zone nodale.

- L'effort tranchant max V=41.39kN trouvé par G+Q+Edy en travée de le chainage 215;
- A_t=4HA8 ;
- S_t = 7cm.

c.4.2- Zone courante.

- A_t=4HA8 ;
- S_t = 15cm ;

c.5- Vérifications de la flèche.

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

Tableau .V.12: Vérifications préliminaires de la flèche des chainages

1ere condition			2eme condition			3eme condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$ (fe :MPa)	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
0.075	0.063	**oui**	0.075	0.085	**non**	0.0056	0.0105	**oui**

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées pour le chainage donc le calcul de la flèche est nécessaire. Selon **[CBA : Annexe D]**

Pour les éléments supports reposant sur deux appuis, les valeurs suivantes **[CBA: Art B 6.5.3]**:

$$\Delta f = f_i - f_v \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \begin{cases} \frac{L}{500}; & \text{si } L \leq 5m. \\ 0.5 + \frac{L}{500}; & \text{si } L \geq 5m. \end{cases}$$

Avec : $f_i = \frac{Mser.L^2}{10\, E_i\, I_{f_i}}$

$f_v = \frac{Mser.L^2}{10\, E_v\, I_{f_v}}$

Pour les chainages de 30*30 : $\Delta f = 0.5$ mm $< l_0/500 = 7.9$ mm.

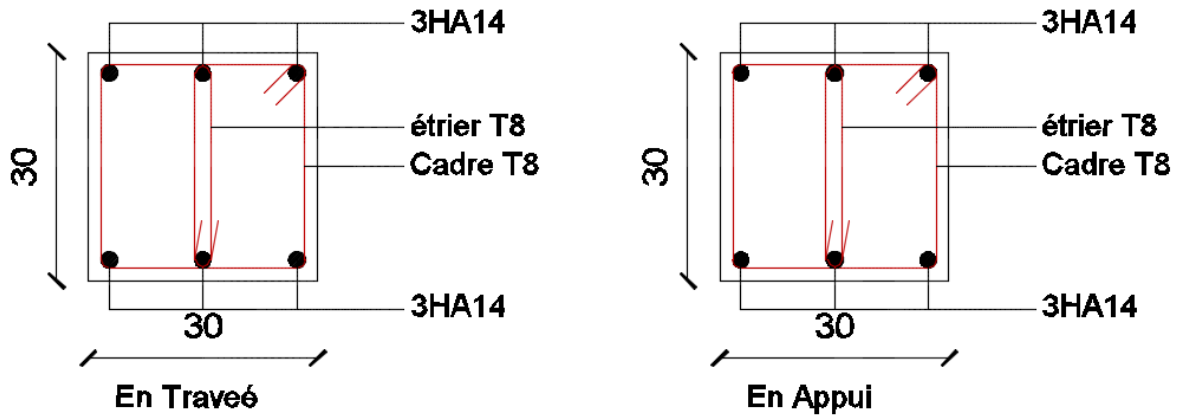


Figure V-3 : Ferraillages des chinages en travée et en appui

V.3-Ferraillage des poteaux :

V.3.1-Détermination des armatures longitudinales :

a. Recommandations des règlements :

a.1. Selon le CBA :

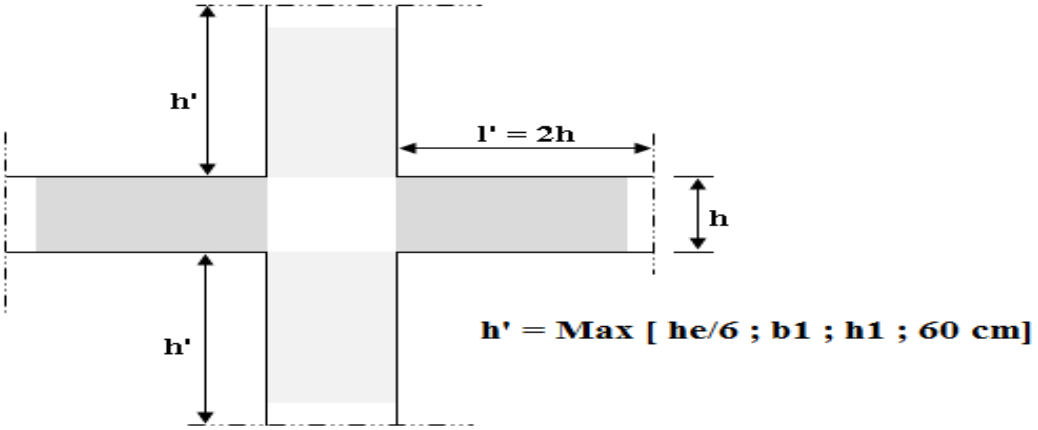
$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 4\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$ **[CBA : Art A.7.1.2.1]**

En plus la Condition de non fragilité : **[CBA : Art B 6.4]**

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

a.2.Selon le RPA 99 version 2003 : [RPA : Art 7.4.2.1]

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.



FigureV.4 : définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :
  - $0{,}9\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 3\%$ **:** En zone courante
  - $0{,}9\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$: En zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III ;
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III

- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous : Avec h_e : la hauteur d'étage.

b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Dans ce modelé on a utilisé un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (portique + voile) =>(**R=3.5**) :

La totalité des sollicitations due aux charges horizontales ont repris par des voiles c'est-à-dire l'effort tranchant dans les poteaux est nul (M=0)

Donc :

Pour équilibrer l'effort normal, les poteaux sont calculés à la compression simple ou traction simple.

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations influées sur les poteaux :

Tableau .V.13: Sollicitations extrêmes de ferraillage**.**

	N°=d'élément	Sollicitations	N (kN)	Combinaison
45X45	1095	**CS**	1375.312	1.35G+1.5Q
	1408	**TS**	81.261	G+Q+E
40X40	1097	**CS**	1009.075	1.35G+1.5Q
	1410	**TS**	111.759	G+Q+E
35X35	1090	**CS**	695.242	1.35G+1.5Q
	1412	**TS**	84.736	G+Q+E
30X30	1092	**CS**	409.65	1.35G+1.5Q
	1414	**TS**	44.249	G+Q+E

c-Détermination des armatures :

On a constaté que le cas de **Traction simple** donne des résultats plus défavorables que les autres cas.

Tableau V.14 : Les Armatures longitudinaux des poteaux

Section	situation	N (kN)	A (cm²)	RPA		CBA	A choisit (cm²)
				A_{min}	A_{max}	A_{min}	
45X45	accidentelle	81.26	10.63	18.23	121.5	2.03	**4HA16+8HA14=20.36**
40X40	accidentelle	111.75	8.40	14.4	96	1.6	**4HA14+8HA12=15.21**
35X35	accidentelle	84.74	6.43	11.03	73.5	1.23	**12HA12=13.75**
30X30	accidentelle	44.24	4.72	8.10	54	0.9	**8HA12=9.05**

d-Vérification des contraintes à l'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 la sollicitation N_{ser} selon les règles CBA93.

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$ et $\sigma s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau .V.15 : Vérification des contraintes à l'ELS

Section	N°	combinaison	Achoisit (cm^2)	Nser (kN)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
45X45	1095	G+Q	20.36	1005.79	4.3	15	64.7	202	**oui**	**oui**
40X40	1226	G+Q	15.21	401.65	4	15	60.6	202	**oui**	**oui**
35X35	1228	G+Q	13.75	265.71	3.6	15	54	202	**oui**	**oui**
30X30	1092	G+Q	9.05	299.40	2.3	15	34.7	202	**oui**	**oui**

V.3.2-Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.

- Empêcher le flambement des armatures.
- Assure le confinement des aciers longitudinaux.

a-Calcul des armatures transversales :

a.1-Selon le CBA93 :

Le diamètre maximal et quantités des armatures :

- $\emptyset_t \geq \emptyset_\ell/3$
- $A_t \geq A_{tmin} = 0.13 f_{tj} \frac{b*t}{f_e}$

L'espacement : **[CBA : ArtA.5.1.2.2]**

- $St \leq \min(0.9d, 40cm)$

La quantité d'armature et l'espacement transversaux doivent vérifier :

- $\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_0}{f_{et}(MPa)} * 0.4$ **[CBA: ArtA.5.1.2.3]**

a.2-Selon le RPA99 version 2003 : [RPA : Art 7.4.2.2]

Les espacements maximaux comme suit :

- Dans la zone nodale : $St \leq 10cm$ en zone III.
- Dans la zone courante : $St \leq Min(b/2, h/2, 10\phi_l)$ en zone III.

La quantité d'armatures transversales minimale $At/(S_t*b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135^o ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\emptyset c_{heminées} > 12cm$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

b-application des recommandations.

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : $f_e = 400MPa$

Tableau .V.16: Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement

			$S_{t\ adopte}$		
section	$\emptyset_t$ (cm)	A_{tmin} (cm^2)	S_t(ZC) (cm)	S_t(ZN) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
45X45	8	0.46	**15**	**10**	**4HA8**
40X40	8	0.41	**15**	**10**	**4HA8**
35X35	8	0.36	**15**	**10**	**4HA8**
30X30	8	0.31	**15**	**10**	**4HA8**

c-Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale At/St.b :

[RPA: Art 7.4.2.2]

- **Poteau 45x45 :** $\lambda_g = l_f/a = 6.26$
  - dans la zone courante : St=15cm

$$\frac{A_t}{S_t * b} = 0.3\% > 0.3\%$$

  - dans la zone nodale : St=10cm

$$\frac{A_t}{S_t * b} = 0.446\% > 0.3\%$$

- **Poteau 40x40 :** $\lambda_g = l_f/a = 7.07$
  - dans la zone courante : St=15cm

$$\frac{A_t}{S_t * b} = 0.335\% > 0.3\%$$

  - dans la zone nodale : St=10cm

$$\frac{A_t}{S_t * b} = 0.503\% > 0.3\%$$

- **Poteau 35x35 :** $\lambda_g = l_f/a = 8.08$
  - dans la zone courante : St=15cm

$$\frac{A_t}{S_t * b} = 0.383\% > 0.3\%$$

  - dans la zone nodale : St=10cm

$$\frac{A_t}{S_t * b} = 0.574\% > 0.3\%$$

- **Poteau 30x30 :** $\lambda_g = l_f/a = 9.43$
  - dans la zone courante : St=15cm

$$\frac{A_t}{S_t * b} = 0.446\% > 0.3\%$$

- dans la zone nodale : St=10cm

$$\frac{A_t}{S_t * b} = 0.67\% > 0.3\%$$

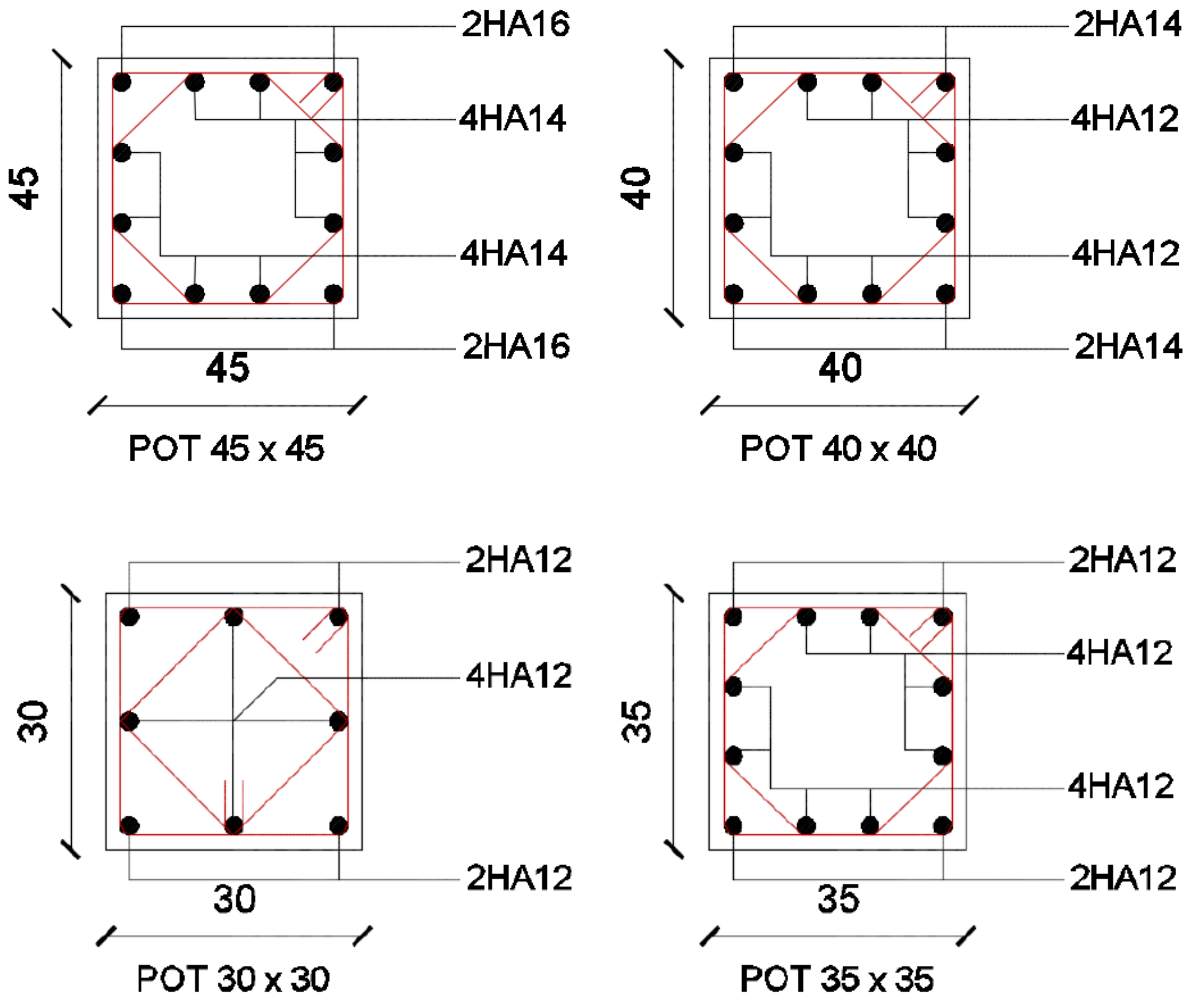


Figure V-5 : Ferraillages des poteaux

V.4-Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporter trois sortes d'armatures :

- des armatures verticales ;
- des armatures horizontales ;
- des armatures de peau ;
- des armatures transversales.

V.4.1- Les trumeaux :

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

[RPA : Art 7.7.4]

On devra disposer les ferraillages suivants :

- des aciers verticaux
- des aciers horizontaux.

a- Recommandation du CBA93.

$$0{,}1\% \leq \frac{2.A_v}{a.b} \leq 0{,}5\%$$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

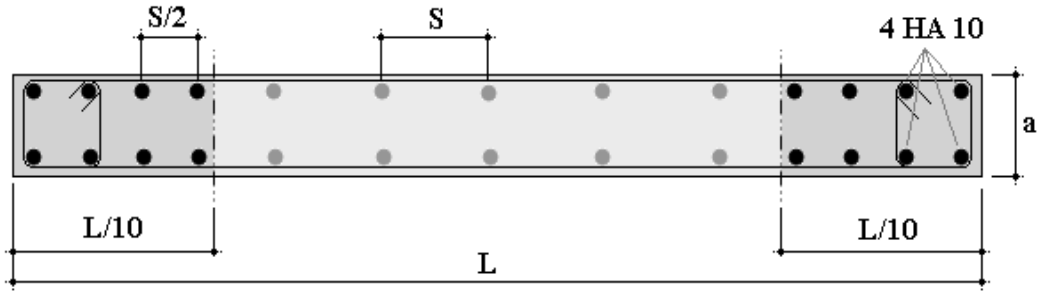
b- Recommandation du RPA99 version 2003.

❖ **Aciers verticaux : [RPA : Art 7.7.4.1]**

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile **0,15 %**
- En zone courante **0,10 %**

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm.**



FigureV.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

❖ **Aciers horizontaux : [RPA : Art 7.7.4.2]**

Le calcul des armatures horizontales est fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec :

- $A_h=2.\ a_h$ avec $a_h = \frac{3.14*\Phi^2}{4}$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : **[CBA : A.5.1.2.3]**

Espacement des armatures horizontales :

- $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9\frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3f_{c28})}$ avec : $\tau_{max} = \frac{1.4\ T}{a.(0.9L)}$

- $S_h \leq \min [0.9d ; 40cm]$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de10 Φ. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

❖ **Règles communes : [RPA : Art 7.7.4.3]**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %
- ✓ En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5\ a \quad \text{ou} \quad S_t \leq 30cm$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètrecarré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.2- Linteaux : [RPA : Art 7.7.3]

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (Aℓ)
- des aciers transversaux (At)
- des aciers en partie courante (aciers de peau) (Ac)

a- Recommandation du RPA99 version 2003.

✓ **Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$) : [RPA : Art 7.7.3.1]**

❖ **Aciers longitudinaux :**

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

$$A_l \geq \frac{M}{f_e Z} \qquad \text{avec :} \quad Z=h-2d'$$

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

❖ **Aciers transversaux :**

On distingue deux cas :

$$\begin{cases} \lambda > 1 \quad \text{(linteau longe)} \\ \lambda = 1/h \\ \lambda < 1 \text{(linteau court)} \end{cases}$$

- **linteau long λ>1 :**

$$St \leq At.fe.\frac{Z}{T}$$

St : espacement entre les armatures transversales.

A_t : section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

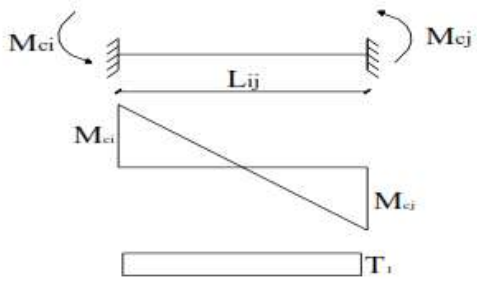
- **Linteau court λ< 1**

$$S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$$

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

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

$M_c = A_l . f_e . Z$ avec : Z = h – 2 d'



FigureV.7 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

➢ **Deuxième cas (τ_b> 0.06fc28) : [RPA : Art 7.7.3.2]**

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et detraction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD à disposerobligatoirement

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2\sin\alpha . f_e}$$

V = Vu (sans majoration)

Avec : $tg\alpha = \frac{h-2d}{L}$

➢ **Ferraillage minimal : [RPA : Art 7.7.3.3]**

❖ **Armatures longitudinales :**

$(A\ell, A'\ell) \geq 0{,}0015 . b . h$ (0,15%)

❖ **Armatures transversales :**

- Pour $\tau_b \leq 0{,}025\ fc28$: $At \geq 0{,}0015.b.s$ (0,15%)
- Pour $\tau_b > 0{,}025\ fc28$: $At > 0{,}0025.b.s$ (0, 25%)

❖ **Armatures en section courante (armatures de peau)**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau Ac (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%. $Ac=0{,}002.b.h$ (0,2%)

V.4.3-Détermination des armatures :

- Situation durable :
  - Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle :
  - Béton :$\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
  - Acier :$\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.
- Le calcul se fera pour les trois cas extrêmes :
  - **1er cas :** N_{max} et son $M_{corres.}$
  - **2eme cas :** M_{max} et son N_{corres}
  - **3eme cas :** N_{min} et son M_{corres}
- La section de calcul sera (h x b) avec :
  - h : la longueur du voile
  - b : l'épaisseur du voile (dans tous les voiles on a b=20cm)

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

a-Le ferraillage longitudinal et horizontal

Tableau .V.17 : Ferraillage voile 1

	V1 (L=3.25m, a=20cm)					
	RDC et 1er étage			2emeet 3eme étages		
Cas extrêmes	1er cas	2eme cas	3eme cas	1er cas	2eme cas	3eme cas
M (kN.m)	7728.98	7728.98	7697.52	4355.98	4355.98	4153.45
N (kN)	3293.81	3293.81	110.95	2287.67	22877.67	143.83
τmax (MPa)	2.04			2.04		
Combinaison	G+Q+Edx	G+Q+Edx	G+Q-Edx	G+Q-Edx	G+Q-Edx	0.8G-Edx
situation	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC
L_{tendu}(m)	1.25	1.25	1.61	1.16	1.16	1.59
As tendu (cm²)	17.6	17.6	52.5	17	17	27.4
Ah (cm²)	1.57			1.57		
Amin (cm²) RPA	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
A_s choisi (cm²)	**2 (12HA16+22HA14=57.99) /S=10cm**			**2 (12HA14+24HA10=37.32) /S=10cm**		
Ah choisit (cm²)	**2HA10=1.57 /S=15cm**			**2HA10=1.57 /S=15cm**		
Apeau choisit (cm²)	**2x(3HA10) /S=20cm**			**2x(3HA10) /S=20cm**		
	4emeet 5eme étages			6eme, 7eme et 8eme étages		
Cas extrêmes	1er cas	2eme cas	3eme cas	1er cas	2eme cas	3eme cas
M (kN.m)	2253.41	2253.41	1998.12	829.2	829.2	651.03
N (kN)	1256.64	1256.64	272.71	754.46	754.46	167.67
τmax (MPa)	2.04			2.04		
Combinaison	G+Q-Edx	G+Q-Edx	0.8G-Edx	G+Q-Edx	G+Q-Edx	0.8G-Edx
situation	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC
L_{tendu}(m)	1.13	1.13	1.50	0.82	0.82	1.40
As tendu (cm²)	16.4	16.4	16.4	16.2	16.2	16.2
Ah (cm²)	1.57			1.57		
Amin (cm²) RPA	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
A_s choisi (cm²)	**2 (8HA12+22HA10=26.33) /S=10cm**			**2 (8HA12+22HA10=26.33) /S=10cm**		
Ah choisit (cm²)	**2HA10=1.57 /S=15cm**			**2HA10=1.57 /S=15cm**		
Apeau choisit (cm²)	**2x(3HA10) /S=20cm**			**2x(3HA10) /S=20cm**		

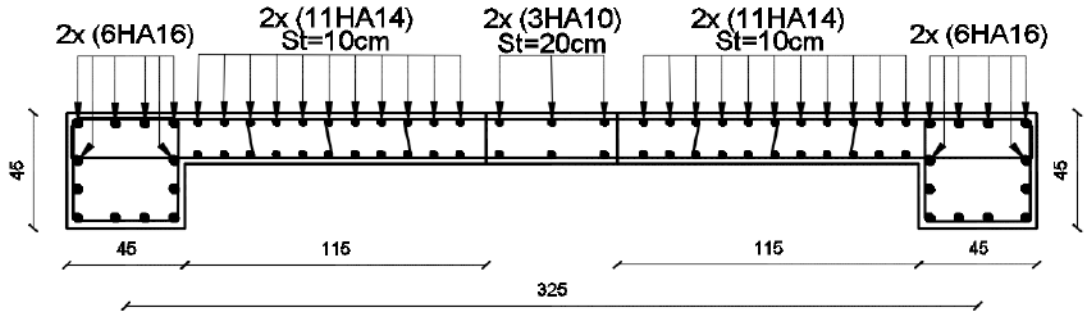


Figure V-8 : Ferraillages devoile 1

Tableau .V.18 : Ferraillage de voile 2

	V2 (L=3.25m, a=20cm) avec ouverture					
	RDC et 1er étage			2eme et 3eme étages		
Cas extrêmes	1er cas	2eme cas	3eme cas	1er cas	2eme cas	3eme cas
M (kN.m)	6836.1	6836.1	6719.81	4237.11	4237.11	3982.3
N (kN)	4073.75	4073.75	1006.07	2719.62	2719.62	398.9
τmax (MPa)	2.04			2.04		
Combinaison	G+Q+Edx	G+Q+Edx	G+Q-Edx	G+Q-Edx	G+Q-Edx	0.8G-Edx
situation	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC
L_{tendu}(m)	1.10	1.10	1.49	1.06	1.06	1.54
As tendu (cm²)	17.6	17.6	34.9	17	17	23.1
Ah (cm²)	1.57			1.57		
Amin (cm²) RPA	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
A_s choisi (cm²)	**2 (12HA16+20HA12)=46.75 /S=10cm**			**2 (12HA12+22HA10)=30.85 /S=10cm**		
A_h choisi (cm²)	**2HA10=1.57 /S=15cm**			**2HA10=1.57 /S=15cm**		
Apeau choisit (cm²)	**2x(3HA10) /S=20cm**			**2x(3HA10) /S=20cm**		
	4eme et 5eme étages			6eme, 7eme et 8eme étages		
Cas extrêmes	1er cas	2eme cas	3eme cas	1er cas	2eme cas	3eme cas
M (kN.m)	2279.52	2279.52	2029.3	944.54	944.54	720.97
N (kN)	1268.65	1268.65	44.27	698.34	698.34	235.15
τmax (MPa)	2.04			2.04		
Combinaison	G+Q-Edx	G+Q-Edx	0.8G-Edx	G+Q-Edx	G+Q-Edx	0.8G-Edx
situation	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC
L_{tendu}(m)	1.14	1.14	1.61	0.97	0.97	1.34
As tendu (cm²)	16.4	16.4	16.4	15.8	15.8	15.8
Ah (cm²)	1.57			1.57		
Amin (cm²) RPA	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
A_s choisi (cm²)	**2 (8HA12+24HA10=27.90) /S=10cm**			**2 (8HA12+20HA10=24.76) /S=10cm**		
$A_h$choisi (cm²)	**2HA10=1.57 /S=15cm**			**2HA10=1.57 /S=15cm**		
Apeau choisit (cm²)	**2x(2HA10) /S=20cm**			**2x(4HA10) /S=20cm**		

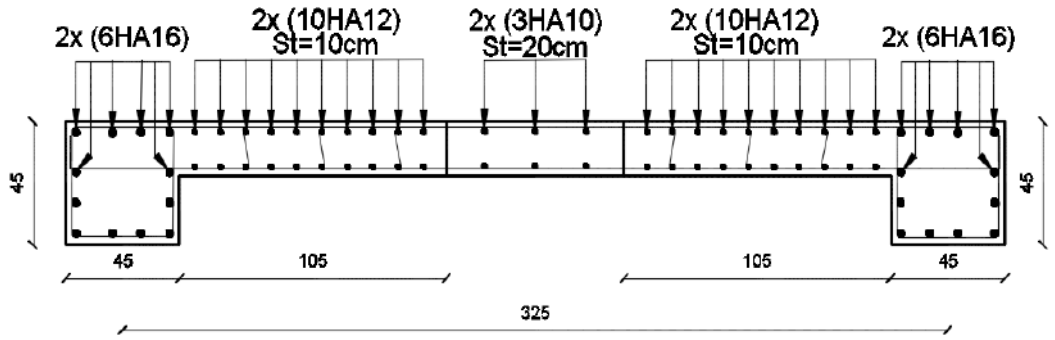


Figure V-9 : Ferraillages de voile 2

Tableau .V.19 : Ferraillage de voile 3

	V3 (L=3.90m, a=20cm)					
	RDC et 1er étage			2eme et 3eme étages		
Cas extrêmes	1er cas	2eme cas	3eme cas	1er cas	2eme cas	3eme cas
M (kN.m)	11201.58	11684.99	11684.99	6341.23	6942.55	6942.55
N (kN)	4798.13	879.44	879.44	3840.97	330.24	330.24
τmax (MPa)	2.35			2.35		
Combinaison	G+Q+Edy	G+Q-Edy	G+Q-Edy	G+Q+Edy	G+Q-Edy	G+Q-Edy
situation	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC
L_{tendu}(m)	1.23	1.54	1.54	1.08	1.56	1.56
As tendu (cm²)	20.2	59.4	59.4	19	37.5	37.5
Ah (cm²)	1.57			1.57		
Amin (cm²) RPA	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6
A_s choisi (cm²)	**2 (14HA16+22HA14=62.02) /S=10cm**			**2 (12HA14+22HA12=43.35) /S=10cm**		
A_h choisi (cm²)	**2HA10=1.57 /S=15cm**			**2HA10=1.57 /S=15cm**		
Apeau choisit (cm²)	**2x(6HA10) /S=20cm**			**2x(6HA10) /S=20cm**		
	4eme et 5eme étages			6eme, 7eme et 8eme étages		
Cas extrêmes	1er cas	2eme cas	3eme cas	1er cas	2eme cas	3eme cas
M (kN.m)	3129.84	3634.24	3634.24	1048.03	1436.28	1436.28
N (kN)	2132.09	154.43	154.34	1048.43	353.79	353.79
τmax (MPa)	2.35			2.35		
Combinaison	G+Q+Edy	G+Q-Edy	G+Q-Edy	G+Q+Edy	G+Q-Edy	G+Q-Edy
situation	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC
L_{tendu}(m)	1.02	1.56	1.56	0.75	1.39	1.39
As tendu (cm²)	19	19.9	19.9	18.4	18.4	18.4
Ah (cm²)	1.57			1.57		
Amin (cm²) RPA	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6
A_s choisi (cm²)	**2*(8HA12+24HA10)=27.90) /S=10cm**			**2*(8HA12+22HA10)=26.33) /S=10cm**		
$A_h$choisi (cm²)	**2HA10=1.57 /S=15cm**			**2HA10=1.57 /S=15cm**		
Apeau choisit (cm²)	**2x(6HA10) /S=20cm**			**2x(7HA10) /S=20cm**		

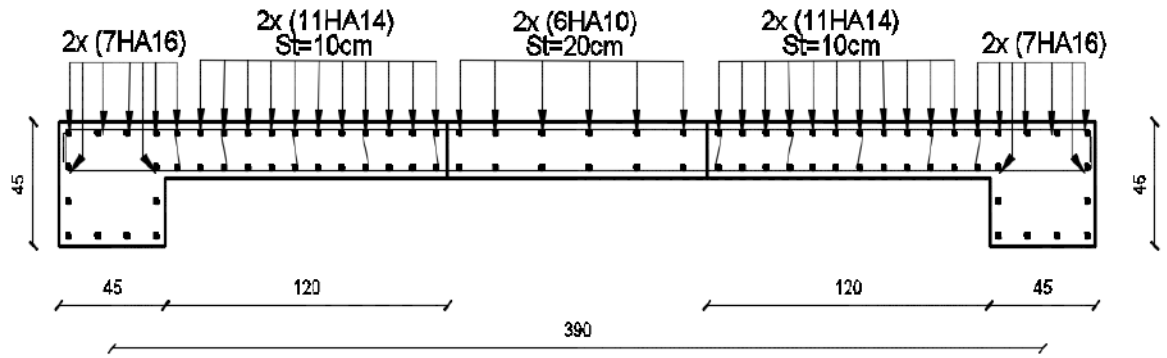


Figure V-10 : Ferraillages de voile 3

b-Calcul du linteau :

b.1-Ferraillage du linteau :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant

Tableau .V.20 : les sollicitations du calcul des linteaux

V2 (L=3.25m, a=20cm) avec ouverture								
Niv (m)	Tmax KN	L (mm)	b=a (mm)	h (mm)	d (mm)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau>\tau_{adm}$
3.23	708.68	1200	200	1830	1647	**2.15**	**1.5**	**Traction/compression**
6.46	686.65	1200	200	1830	1647	**2.08**	**1.5**	**Traction/compression**
9.69	648.48	1200	200	1830	1647	**1.97**	**1.5**	**Traction/compression**
12.92	558.62	1200	200	1830	1647	**1.70**	**1.5**	**Traction/compression**
16.15	477.19	1200	200	1830	1647	**1.45**	**1.5**	**Flexion simple**
19.38	364.99	1200	200	1830	1647	**1.11**	**1.5**	**Flexion simple**
22.61	252.86	1200	200	1830	1647	**0.77**	**1.5**	**Flexion simple**
25.84	122.18	1200	200	1830	1647	**0.37**	**1.5**	**Flexion simple**
29.07	28.39	1200	200	730	657	**0.22**	**1.5**	**Flexion simple**

Tableau .V.21: Calcul desarmatures des linteaux

	compression/traction							
Niv m	Tmax (kN)	α°	Ad (cm²)	Ad choisit (cm²)	AL (cm²)	AL choisit (cm²)	Ac (cm²)	Ac choisit (cm²)
3.23	708.68	56.67	10.60	**8HA14=12.32**	5.49	**4HA14=6.16**	7.32	**13HA10=10.21/S=10**
6.46	686.65	56.67	10.27	**8HA14=12.32**	5.49	**4HA14=6.16**	7.32	**13HA10=10.21/S=10**
9.69	648.48	56.67	9.70	**8HA14=12.32**	5.49	**4HA14=6.16**	7.32	**13HA10=10.21/S=10**
12.92	558.62	56.67	8.36	**8HA12=9.05**	5.49	**4HA14=6.16**	7.32	**13HA10=10.21/S=10**

	flexion simple					
	Tmax (kN)	M (kN.m)	AL(cm²)	At (cm²)	AL choisit (cm²)	At choisit (cm²)
16.15	477.19	286.24	5.49	0.79	**4HA14=6.16**	**2HA10=1.57/S=15 cm**
19.38	364.99	225.87	4.33	0.79	**4HA14=6.16**	**2HA10=1.57/S=15 cm**
22.61	252.86	153.81	2.95	0.79	**4HA12=4.52**	**2HA10=1.57/S=15 cm**
25.84	122.18	69.6	1.33	0.79	**4HA12=4.52**	**2HA10=1.57/S=15 cm**
29.07	28.39	19.27	0.93	0.79	**2HA12=2.26**	**2HA10=1.57/S=15 cm**

Tableau .V.22: calcul les armatures transversales el leurs espacements

τ(Mpa)	0.025. fc28(Mpa)	τ>0.025.fc28	At(cm²)	Atchoisit(cm²)	S(cm)
2.15	0.63	**oui**	0.75	**2HA10=1.57**	**15**
2.08	0.63	**oui**	0.75	**2HA10=1.57**	**15**
1.97	0.63	**oui**	0.75	**2HA10=1.57**	**15**
1.70	0.63	**oui**	0.75	**2HA10=1.57**	**15**

c-Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (Mser, Nser) selon les règles CBA93. On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

Il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : **[CBA : ArtA.4.5.2]**

  $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.fc28=15MPa$

- Pour la fissuration préjudiciable : **[CBA : ArtA.4.5.3.3]**

$$\begin{cases} \sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.fc28=15MPa \\ \sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa \end{cases}$$

Tableau. IV.23 : Vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS

voile	L (m)	Nser (KN)	Mser (KN.m)	$A_{choisit}$ (cm²)	Fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
V1	3.25	16.05	1591.67	57.99	préjudiciable	4.43	97.24	**oui**	**oui**
V2	3.25	152.94	1846.45	46.75	préjudiciable	5.75	127.54	**oui**	**oui**
V3	3.90	313.60	3265.60	62.02	peu nuisible	6.97	-	**oui**	**oui**

Structure02

Dans notre structure 02 comporte uniquement des voiles et des dalles pleines donc on aura déterminé le ferraillage des deux :

V.4-Ferraillage des voiles :

V.4.1-Les voiles pleines :

V.4.1.1-Détermination des armatures verticales et horizontales

- Situation durable :
  - Béton :γ_b = 1.5 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 14.2 MPa.
  - Acier :γ_s = 1.15 ; FeE 400 ; σ_s = 348 MPa.
- Situation accidentelle :
  - Béton : γ_b = 1.15 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 18.5 MPa.
  - Acier : γ_s = 1 ; FeE 400 ; σ_s = 400 MPa.
- Le calcul se fera pour les trois cas extrêmes comme le calcul des poteaux :
  - **1er cas :**N_{max} et son $M_{corres.}$
  - **2eme cas :**M_{max} et son N_{corres}
  - **3eme cas :**N_{min} et son M_{corres}
- La section de calcul sera (h x b) avec :
  - h : la longueur du voile
  - b : l'épaisseur du voile (dans tous les voiles on a **b=16cm**)

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

a-Sens longitudinal X :

Tableau. V.24: ferraillage de voile

	Voile de langueur L=6.5m					
	RDC et 1er étage			2eme et 3eme étages		
Cas extrêmes	1er cas	2eme cas	3eme cas	1er cas	2eme cas	3eme cas
M (kN.m)	4892.02	4892.02	4810.90	2890.87	2890.87	2789.33
N (kN)	2925.03	2925.03	584.39	2212.40	2212.40	587.45
Combinaison	G+Q+Edx	G+Q+Edx	0.8G-Edx	G+Q+Edx	G+Q+Edx	0.8G-Edx
situation	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC
L/10 (m)	0.65			0.65		
As(cm²)	26.6	26.6	26.6	26.6	26.6	26.6
Ah (cm²)	1.01			1.01		
Amin (cm²) RPA	15.60	15.60	15.60	15.60	15.60	15.60
A_s choisi (cm²)	**2 (12HA16+2HA14=27.21cm²) /S=10cm**			**2 (12HA16+2HA14=27.21cm²) /S=10cm**		
$A_h$choisi (cm²)	**2*(2HA8) /S=20cm**			**2*(2HA8) /S=20cm**		
Apeau choisit (cm²)	**TS Φ 6 / S=20x20**			**TS Φ 6 / S=20x20**		
	4eme et 5eme étages			6eme, 7eme et 8eme étages		
Cas extrêmes	1er cas	2eme cas	3eme cas	1er cas	2eme cas	3eme cas
M (kN.m)	1624.28	1624.42	1537.52	737.51	737.51	674.20
N (kN)	1511.67	1511.67	515.17	859.32	85932	370.60
Combinaison	G+Q+Edx	G+Q+Edx	0.8G-Edx	G+Q+Edx	G+Q+Edx	0.8G-Edx
situation	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC
L/10 (m)	0.65			0.65		
As(cm²)	26.6	26.6	26.6	26.6	26.6	26.6
Ah (cm²)	1.01			1.01		
Amin (cm²) RPA	15.60	15.60	15.60	15.60	15.60	15.60
A_s choisi (cm²)	**2 (12HA16+2HA14=27.21cm²) /S=10cm**			**2 (12HA16+2HA14=27.21cm²) /S=10cm**		
$A_h$choisi (cm²)	**2*(2HA8) /S=20cm**			**2*(2HA8) /S=20cm**		
Apeau choisit (cm²)	**TS Φ 6 / S=20x20**			**TS Φ 6 / S=20x20**		

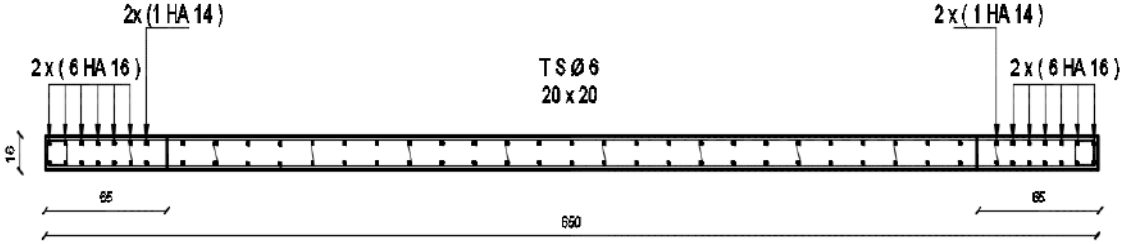


Figure V-11 : Ferraillages de voile

b-Sens transversal Y :

Tableau.V.24 : ferraillage de voile

	Voile de langueur L=6.55m					
	RDC et 1er étage			2eme et 3eme étages		
Cas extrêmes	1er cas	2eme cas	3eme cas	1er cas	2eme cas	3eme cas
M (kN.m)	6664.18	4617.71	6664.18	2376.32	2305.94	2376.32
N (kN)	312.41	3962.80	312.41	90.98	3016.72	90.98
Combinaison	0.8G-Edy	G+Q+Edy	0.8G-Edy	0.8G-Edy	G+Q+Edy	0.8G-Edy
situation	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC
L/10 (m)	0.655			0.655		
As(cm²)	26.8	26.8	26.8	26.8	26.8	26.8
Ah (cm²)	1.01			1.01		
Amin (cm²) RPA	15.72	15.72	15.72	15.72	15.72	15.72
A_s choisi (cm²)	**2 (12HA16+2HA14=27.21cm²) /S=10cm**			**2 (12HA16+2HA14=27.21cm²) /S=10cm**		
$A_h$choisi (cm²)	**2*(2HA8) /S=20cm**			**2*(2HA8) /S=20cm**		
Apeau choisit (cm²)	**TS Φ 6 / S=20x20**			**TS Φ 6 / S=20x20**		
	4eme et 5eme étages			6eme, 7eme et 8eme étages		
Cas extrêmes	1er cas	2eme cas	3eme cas	1er cas	2eme cas	3eme cas
M (kN.m)	1093.18	2016.17	1093.18	491.41	369.31	491.41
N (kN)	103.81	984.8	103.81	185.93	1084.82	185.93
Combinaison	0.8G-Edy	G+Q+Edy	0.8G-Edy	0.8G-Edy	G+Q+Edy	0.8G-Edy
situation	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC
L/10 (m)	0.655			0.655		
As(cm²)	26.80	26.80	26.80	26.80	26.80	26.80
Ah (cm²)	1.01			1.01		
Amin (cm²) RPA	15.72	15.72	15.72	15.72	15.72	15.72
A_s choisi (cm²)	**2 (12HA16+2HA14=27.21cm²) /S=10cm**			**2 (12HA16+2HA14=27.21cm²) /S=10cm**		
$A_h$choisi (cm²)	**2*(2HA8) /S=20cm**			**2*(2HA8) /S=20cm**		
Apeau choisit (cm²)	**TS Φ 6 / S=20x20**			**TS Φ 6 / S=20x20**		

V.4.2-Les voiles avec ouvertures :

V.4.2.1-Les trumeaux :

a-Sens longitudinal X

Tableau.V.25 : ferraillage de voile

	Voile de longueur L=4.14m					
	RDC et 1er étage			2eme et 3eme étages		
Cas extrêmes	1er cas	2eme cas	3eme cas	1er cas	2eme cas	3eme cas
M (kN.m)	1120.93	1120.93	1099.72	669.40	669.40	567.55
N (kN)	2648.98	2648.98	36.53	1871.74	1871.74	13.17
Combinaison	G+Q+Edx	G+Q+Edx	0.8G-Edx	G+Q+Edx	G+Q+Edx	0.8G-Edx
situation	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC
L/10 (m)	0.414			0.414		
As(cm²)	17.20	17.20	17.20	17.20	17.20	17.20
Ah (cm²)	1.01			1.01		
Amin (cm²) RPA	9.93	9.93	9.93	9.93	9.93	9.93
A_s choisi (cm²)	**2 (4HA16+6HA14=17.28cm²) /S=10cm**			**2 (4HA16+6HA14=17.28cm²) /S=10cm**		
$A_h$choisi (cm²)	**2*(2HA8) /S=20cm**			**2*(2HA8) /S=20cm**		
Apeau choisit (cm²)	**TS Φ 6 / S=20x20**			**TS Φ 6 / S=20x20**		
	4eme et 5eme étages			6eme, 7eme et 8eme étages		
Cas extrêmes	1er cas	2eme cas	3eme cas	1er cas	2eme cas	3eme cas
M (kN.m)	471.5	471.5	314.87	349.58	349.58	160.57
N (kN)	1198.65	1198.65	161.35	641.34	641.34	198.22
Combinaison	G+Q+Edx	G+Q+Edx	0.8G-Edx	G+Q+Edx	G+Q+Edx	0.8G-Edx
situation	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC
L/10 (m)	0.414			0.414		
As(cm²)	17.20	17.20	17.20	17.20	17.20	17.20
Ah (cm²)	1.01			1.01		
Amin (cm²) RPA	9.93	9.93	9.93	9.93	9.93	9.93
A_s choisi (cm²)	**2 (4HA16+6HA14=17.28cm²) /S=10cm**			**2 (4HA16+6HA14=17.28cm²) /S=10cm**		
$A_h$choisi (cm²)	**2*(2HA8) /S=20cm**			**2*(2HA8) /S=20cm**		
Apeau choisit (cm²)	**TS Φ 6 / S=20x20**			**TS Φ 6 / S=20x20**		

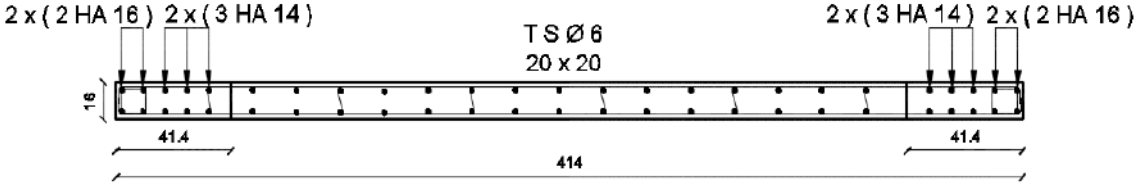


Figure V-12 : Ferraillages de voile

Tableau.V.26 : ferraillage de voile

	Voile de longueur L=9.8m					
	RDC et 1er étage			2emeet 3eme étages		
Cas extrêmes	1er cas	2eme cas	3eme cas	1er cas	2eme cas	3eme cas
M (kN.m)	6514.05	6514.05	5523.29	3852.95	3852.95	3028.08
N (kN)	5335.02	5335.02	462.04	4143.90	4143.90	354.28
Combinaison	G+Q+Edx	G+Q+Edx	0.8G-Edx	G+Q+Edx	G+Q+Edx	0.8G-Edx
situation	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC
L/10 (m)	0.98			0.98		
As(cm²)	39.80	39.80	39.80	39.80	39.80	39.80
Ah (cm²)	1.01			1.01		
Amin (cm²) RPA	23.52	23.52	23.52	23.52	23.52	23.52
A_s choisi (cm²)	**2 (20HA16=40.21cm²) /S=10cm**			**2 (4HA16+6HA14=17.28cm²) /S=10cm**		
$A_h$choisi (cm²)	**2*(2HA8) /S=20cm**			**2*(2HA8) /S=20cm**		
Apeau choisit (cm²)	**TS Φ 6 / S=20x20**			**TS Φ 6 / S=20x20**		
	4emeet 5eme étages			6eme, 7eme et 8eme étages		
Cas extrêmes	1er cas	2eme cas	3eme cas	1er cas	2eme cas	3eme cas
M (kN.m)	2075.67	2075.67	1118.16	806.04	806.04	508.99
N (kN)	2797.19	2797.19	180.90	1553.09	1553.09	85.92
Combinaison	G+Q+Edx	G+Q+Edx	0.8G-Edx	G+Q+Edx	G+Q+Edx	0.8G-Edx
situation	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC
L/10 (m)	0.98			0.98		
As(cm²)	39.80	39.80	39.80	39.80	39.80	39.80
Ah (cm²)	1.01			1.01		
Amin (cm²) RPA	23.52	23.52	23.52	23.52	23.52	23.52
A_s choisi (cm²)	**2 (20HA16=40.21cm²) /S=10cm**			**2 (4HA16+6HA14=17.28cm²) /S=10cm**		
$A_h$choisi (cm²)	**2*(2HA8) /S=20cm**			**2*(2HA8) /S=20cm**		
Apeau choisit (cm²)	**TS Φ 6 / S=20x20**			**TS Φ 6 / S=20x20**		

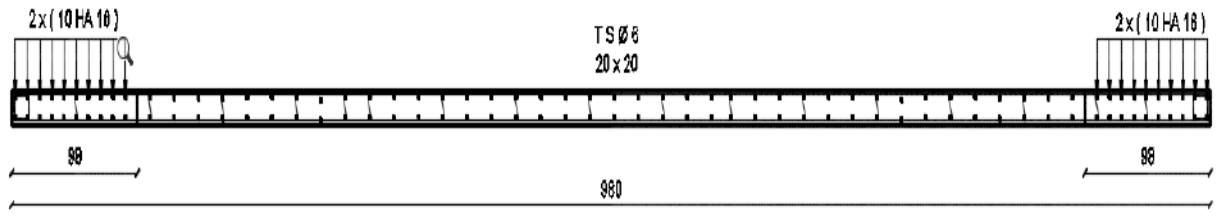


Figure V-13 : Ferraillages de voile

b-Sens transversal Y :

Tableau.V.27 : ferraillage de voile

	Voile de longueur L=3.90m					
	RDC et 1er étage			2eme et 3eme étages		
Cas extrêmes	1er cas	2eme cas	3eme cas	1er cas	2eme cas	3eme cas
M (kN.m)	1147.19	1147.19	1131.53	633.30	633.30	499.09
N (kN)	3238.57	3238.57	726.33	2269.22	2269.22	396.18
Combinaison	G+Q+Edy	G+Q+Edy	0.8G-Edy	G+Q+Edy	G+Q+Edy	0.8G-Edy
situation	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC
L/10 (m)	0.39			0.39		
As(cm²)	16.20	16.20	16.20	16.20	16.20	16.20
Ah (cm²)	1.01			1.01		
Amin (cm²) RPA	9.36	9.36	9.36	9.36	9.36	9.36
A_s choisi (cm²)	**2 (10HA16=20.11cm²) /S=10cm**			**2 (10HA16=20.11cm²) /S=10cm**		
$A_h$choisi (cm²)	**2*(2HA8) /S=20cm**			**2*(2HA8) /S=20cm**		
Apeau choisit (cm²)	**TS Φ 6 / S=20x20**			**TS Φ 6 / S=20x20**		
	4eme et 5eme étages			6eme, 7eme et 8eme étages		
Cas extrêmes	1er cas	2eme cas	3eme cas	1er cas	2eme cas	3eme cas
M (kN.m)	352.99	352.99	227.03	190.10	190.10	66.6
N (kN)	1396.41	1396.41	87.18	700.70	700.70	74.36
Combinaison	G+Q+Edy	G+Q+Edy	0.8G-Edy	G+Q+Edy	G+Q+Edy	0.8G-Edy
situation	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC
L/10 (m)	0.39			0.39		
As(cm²)	16.20	16.20	16.20	16.20	16.20	16.20
Ah (cm²)	1.01			1.01		
Amin (cm²) RPA	9.36	9.36	9.36	9.36	9.36	9.36
A_s choisi (cm²)	**2 (10HA16=20.11cm²) /S=10cm**			**2 (10HA16=20.11cm²) /S=10cm**		
$A_h$choisi (cm²)	**2*(2HA8) /S=20cm**			**2*(2HA8) /S=20cm**		
Apeau choisit (cm²)	**TS Φ 6 / S=20x20**			**TS Φ 6 / S=20x20**		

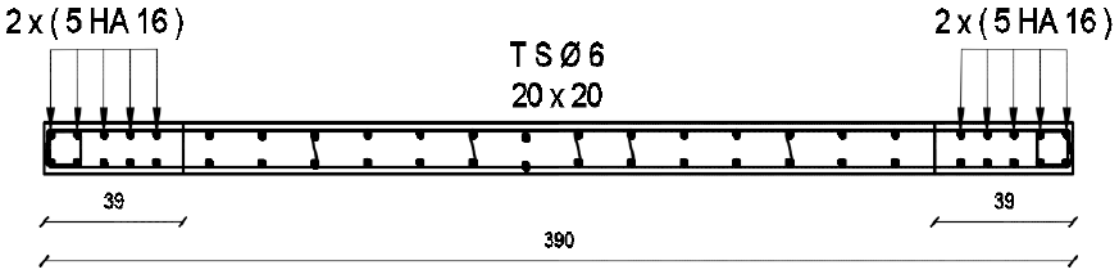


Figure V-14 : Ferraillages de voile

Tableau.V.28 : ferraillage de voile

	Voile de longueur L=6.35m					
	RDC et 1er étage			2eme et 3eme étages		
Cas extrêmes	1er cas	2eme cas	3eme cas	1er cas	2eme cas	3eme cas
M (kN.m)	3200.29	3504.09	3200.29	1466.13	1445.00	1466.13
N (kN)	1129.75	3053.34	1129.75	856.11	2718.14	856.11
Combinaison	0.8G-Edy	G+Q+Edy	0.8G-Edy	0.8G-Edy	G+Q+Edy	0.8G-Edy
situation	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC
L/10 (m)	0.635			0.635		
As(cm²)	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00
Ah (cm²)	1.01			1.01		
Amin (cm²) RPA	15.24	15.24	15.24	15.24	15.24	15.24
A_s choisi (cm²)	**2 (14HA16=28.15cm²) /S=10cm**			**2 (14HA16=28.15cm²) /S=10cm**		
$A_h$choisi (cm²)	**2*(2HA8) /S=20cm**			**2*(2HA8) /S=20cm**		
Apeau choisit (cm²)	**TS Φ 6 / S=20x20**			**TS Φ 6 / S=20x20**		
	4eme et 5eme étages			6eme, 7eme et 8eme étages		
Cas extrêmes	1er cas	2eme cas	3eme cas	1er cas	2eme cas	3eme cas
M (kN.m)	729.69	729.69	637.18	423.13	423.13	297.29
N (kN)	1889.77	1889.77	650.99	1086.66	1086.66	437.90
Combinaison	G+Q+Edy	G+Q+Edy	0.8G-Edy	G+Q+Edy	G+Q+Edy	0.8G-Edy
situation	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC	ACC
L/10 (m)	0.635			0.635		
As(cm²)	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00	26.00
Ah (cm²)	1.01			1.01		
Amin (cm²) RPA	15.24	15.24	15.24	15.24	15.24	15.24
A_s choisi (cm²)	**2 (14HA16=28.15cm²) /S=10cm**			**2 (14HA16=28.15cm²) /S=10cm**		
$A_h$choisi (cm²)	**2*(2HA8) /S=20cm**			**2*(2HA8) /S=20cm**		
Apeau choisit (cm²)	**TS Φ 6 / S=20x20**			**TS Φ 6 / S=20x20**		

V.4.2.2-Les linteaux :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

a-Sens longitudinal X :

- linteaux de longueur L=0.95m

Tableau.V.29 : vérification des contraintes dans le linteau

Niv (m)	Tmax KN	L (mm)	b=a (mm)	h (mm)	d (mm)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau>\tau_{adm}$
3.23	278.21	950	160	1130	1017	1.71	1.5	**Traction/compression**
6.46	347.82	950	160	1130	1017	2.14	1.5	**Traction/compression**
9.69	351.49	950	160	1130	1017	2.16	1.5	**Traction/compression**
12.92	333.32	950	160	1130	1017	2.05	1.5	**Traction/compression**
16.15	303.84	950	160	1130	1017	1.87	1.5	**Traction/compression**
19.38	265.21	950	160	1130	1017	1.63	1.5	**Traction/compression**
22.61	218.84	950	160	1130	1017	1.34	1.5	**Flexion simple**
25.84	163.77	950	160	1130	1017	1.01	1.5	**Flexion simple**
29.07	92.56	950	160	1130	1017	0.57	1.5	**Flexion simple**

Tableau.V.30 : ferraillage de linteau

	compression/traction							
Niv m	Tmax (kN)	α °	Ad (cm²)	Ad choisit (cm²)	AL (cm²)	AL choisit (cm²)	Ac (cm²)	Acchoisit (cm²)
3.23	278.21	49.82	4.55	8HA10=6.28	2.712	4HA10=3.14	3.61	11HA10=8.64/ S=10cm
6.46	347.82	49.82	5.69	8HA10=6.28	2.712	4HA10=3.14	3.61	11HA10=8.64/ S=10cm
9.69	351.49	49.82	5.75	8HA10=6.28	2.712	4HA10=3.14	3.61	11HA10=8.64/ S=10cm
12.92	333.32	49.82	5.45	8HA10=6.28	2.712	4HA10=3.14	3.61	11HA10=8.64/ S=10cm
16.15	303.84	49.82	4.97	8HA10=6.28	2.712	4HA10=3.14	3.61	11HA10=8.64/ S=10cm
19.38	265.21	49.82	4.34	8HA10=6.28	2.712	4HA10=3.14	3.61	11HA10=8.64/ S=10cm
	flexion simple							
	Tmax (kN)	M (kN.m)	AL (cm²)	At (cm²)	AL choisit (cm²)	At choisit (cm²)		
22.61	218.84	96.07	2.99	0.79	4HA10=3.14	2HA10=1.51/ S=15cm		
25.84	163.77	67.44	2.10	0.79	4HA10=3.14	2HA10=1.51/ S=15cm		
29.07	92.56	35.83	1.11	0.79	4HA10=3.14	2HA10=1.51/ S=15cm		

❖ linteaux de longueur L=1.5m

Tableau.V.31 : vérification des contraintes dans le linteau

Niv (m)	Tmax (KN)	L (mm)	b=a (mm)	h (mm)	d (mm)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau>\tau_{adm}$
3.23	267.63	1500	160	1130	1017	1.64	1.5	**Traction/compression**
6.46	376.66	1500	160	1130	1017	2.31	1.5	**Traction/compression**
9.69	417.58	1500	160	1130	1017	2.57	1.5	**Traction/compression**
12.92	415.97	1500	160	1130	1017	2.56	1.5	**Traction/compression**
16.15	387.23	1500	160	1130	1017	2.38	1.5	**Traction/compression**
19.38	341.74	1500	160	1130	1017	2.10	1.5	**Traction/compression**
22.61	286.94	1500	160	1130	1017	1.76	1.5	**Traction/compression**
25.84	230.27	1500	160	1130	1017	1.42	1.5	**Flexion simple**
29.07	165.36	1500	160	1130	1017	1.02	1.5	**Flexion simple**

Tableau.V.32 : ferraillage de linteau

	compression/traction							
Niv m	Tmax (kN)	α °	Ad (cm²)	Ad choisit (cm²)	AL (cm²)	AL choisit (cm²)	Ac (cm²)	Acchoisit (cm²)
3.23	267.63	36.87	5.58	8HA10	2.712	4HA10	3.62	11HA10=8.64/S=10cm
6.46	376.66	36.87	7.85	12HA10	2.712	4HA10	3.62	11HA10=8.64/S=10cm
9.69	417.58	36.87	8.70	12HA10	2.712	4HA10	3.62	11HA10=8.64/S=10cm
12.92	415.97	36.87	8.67	12HA10	2.712	4HA10	3.62	11HA10=8.64/S=10cm
16.15	387.23	36.87	8.07	12HA10	2.712	4HA10	3.62	11HA10=8.64/S=10cm
19.38	341.74	36.87	7.12	12HA10	2.712	4HA10	3.62	11HA10=8.64/S=10cm
22.61	286.94	36.87	5.98	8HA10	2.712	4HA10	3.62	11HA10=8.64/S=10cm
	flexion simple							
	Tmax(kN)	M (kN.m)		AL (cm²)	At (cm²)	AL choisit (cm²)		At choisit (cm²)
25.84	230.27	211.89		6.59	0.79	6HA12=6.79		2HA10=1.51/S=15cm
29.07	165.36	140.19		4.36	0.79	4HA12=4.52		2HA10=1.51/S=15cm

b-Sens transversal Y :

- linteaux de longueur L=1.2m

Tableau.V.33 : vérification des contraintes dans le linteau

Niv (m)	Tmax (KN)	L (mm)	b=a (mm)	h (mm)	d (mm)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau>\tau_{adm}$
3.23	320.35	1200	160	1130	1017	1.97	1.5	**Traction/compression**
6.46	366.73	1200	160	1130	1017	2.25	1.5	**Traction/compression**
9.69	358.64	1200	160	1130	1017	2.20	1.5	**Traction/compression**
12.92	329.41	1200	160	1130	1017	2.02	1.5	**Traction/compression**
16.15	290.78	1200	160	1130	1017	1.79	1.5	**Traction/compression**
19.38	246.31	1200	160	1130	1017	1.51	1.5	**Traction/compression**
22.61	197.44	1200	160	1130	1017	1.21	1.5	**Flexion simple**
25.84	149.31	1200	160	1130	1017	0.92	1.5	**Flexion simple**
29.07	92.68	1200	160	1130	1017	0.57	1.5	**Flexion simple**

Tableau.V.34 : ferraillage de linteau

	compression/traction							
Niv m	Tmax (kN)	α °	Ad (cm²)	Ad choisit (cm²)	AL (cm²)	AL choisit (cm²)	Ac (cm²)	Acchoisit (cm²)
3.23	320.35	43.15	5.85	8HA10=6.28	2.712	4HA10=3.14	3.62	11HA10=8.64/ S=10cm
6.46	366.73	43.15	6.70	12HA10=9.42	2.712	4HA10=3.14	3.62	11HA10=8.64/ S=10cm
9.69	358.64	43.15	6.55	12HA10=9.42	2.712	4HA10=3.14	3.62	11HA10=8.64/ S=10cm
12.92	329.41	43.15	6.02	8HA10=6.28	2.712	4HA10=3.14	3.62	11HA10=8.64/ S=10cm
16.15	290.78	43.15	5.31	8HA10=6.28	2.712	4HA10=3.14	3.62	11HA10=8.64/ S=10cm
19.38	146.31	43.15	4.50	8HA10=6.28	2.712	4HA10=3.14	3.62	11HA10=8.64/ S=10cm
	flexion simple							
	Tmax (kN)	M (kN.m)	AL (cm²)	At (cm²)	AL choisit (cm²)	At choisit (cm²)		
22.61	197.44	118.28	3.68	0.79	4HA12=4.52	2HA10=1.57/ S=15cm		
25.84	149.31	89.31	2.78	0.79	4HA10=3.14	2HA10=1.57/ S=15cm		
29.07	92.68	52.98	1.65	0.79	4HA10=3.14	2HA10=1.57/ S=15cm		

❖ linteaux de longueur L=1.2m

Tableau.V.35 : vérification des contraintes dans le linteau

Niv (m)	Tmax (KN)	L (mm)	b=a (mm)	h (mm)	d (mm)	τ (Mpa)	τadm (Mpa)	τ>τadm
3.23	287.62	1200	160	1130	1017	1.77	1.5	**Traction/compression**
6.46	426	1200	160	1130	1017	2.62	1.5	**Traction/compression**
9.69	483.3	1200	160	1130	1017	2.97	1.5	**Traction/compression**
12.92	494.13	1200	160	1130	1017	3.04	1.5	**Traction/compression**
16.15	474.94	1200	160	1130	1017	2.92	1.5	**Traction/compression**
19.38	435.89	1200	160	1130	1017	2.68	1.5	**Traction/compression**
22.61	385.44	1200	160	1130	1017	2.37	1.5	**Traction/compression**
25.84	330.36	1200	160	1130	1017	2.03	1.5	**Traction/compression**
29.07	216.75	1200	160	1130	1017	1.33	1.5	**Flexion simple**

Tableau.V.36 : ferraillage de linteau

	compression/traction							
Niv m	Tmax (kN)	α °	Ad (cm²)	Ad choisit (cm²)	AL (cm²)	AL choisit (cm²)	Ac (cm²)	Acchoisit (cm²)
3.23	287.62	43.15	5.26	8HA10=6.28	2.71	4HA10=3.14	3.62	11HA10=8.64/ S=10cm
6.46	426	43.15	7.79	12HA10=9.42	2.71	4HA10=3.14	3.62	11HA10=8.64/ S=10cm
9.69	483.3	43.15	8.83	12HA10=9.42	2.71	4HA10=3.14	3.62	11HA10=8.64/ S=10cm
12.92	494.13	43.15	9.03	12HA10=9.42	2.71	4HA10=3.14	3.62	11HA10=8.64/ S=10cm
16.15	474.94	43.15	8.68	12HA10=9.42	2.71	4HA10=3.14	3.62	11HA10=8.64/ S=10cm
19.38	435.89	43.15	7.97	12HA10=9.42	2.71	4HA10=3.14	3.62	11HA10=8.64/ S=10cm
22.61	385.44	43.15	7.03	12HA10=9.42	2.71	4HA10=3.14	3.62	11HA10=8.64/ S=10cm
25.84	330.36	43.15	6.01	8HA10=6.28	2.71	4HA10=3.14	3.62	11HA10=8.64/ S=10cm
	flexion simple							
	Tmax(kN)	M (kN.m)	AL (cm²)		At (cm²)	AL choisit (cm²)		At choisit (cm²)
29.07	216.75	138.21	4.30		0.79	4HA12=4.52		2HA10=1.57

V.4.3-Vérification des voiles a ELS :

Tableau.V.37 : vérification des voiles a l'ELS

sens	L (m)	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	Fiss	A (cm^2)	σb (MPa)	σs (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	vérification
X	6.50	44.50	2041.12	nuisible	33.99	1.8	27.3	15	201.66	oui
	4.14	12.81	1363.03	nuisible	21.61	1.9	28.4	15	201.66	oui
	9.80	570.57	2832.77	nuisible	52.46	1.8	27.2	15	201.66	oui
Y	6.55	17.79	2116.19	nuisible	33.99	1.8	26.8	15	201.66	oui
	3.90	11.14	1458.82	nuisible	20.04	2.2	32.2	15	201.66	oui
	6.35	78.10	2709.34	nuisible	32.42	2.5	37.3	15	201.66	oui

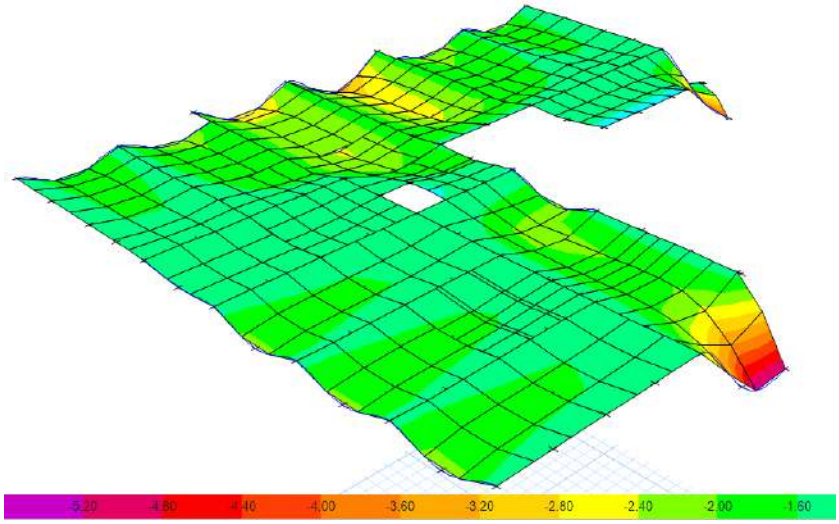
A partir des résultats précédents on dit que la quantité de ferraillage est satisfait pour équilibré les efforts correspondants.

V.4-Ferraillage des dalles pleines :

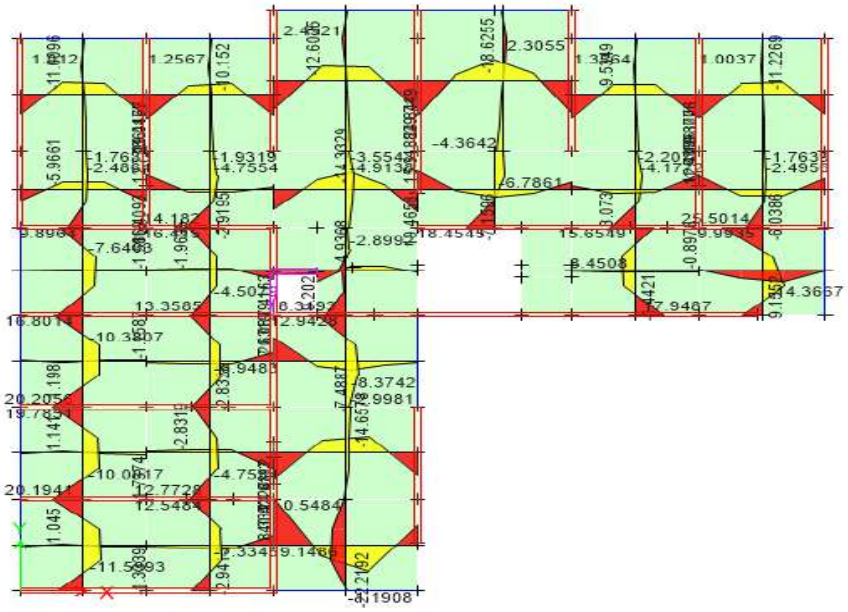
Dans cette partie, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire, on a utilisé logiciel ETABS pour modélisé notre structure, a partir cette modélisation on peut afficher le panneau le plus sollicité et leur diagramme des moments.

Aussi pour des raisons constructives on va étudier le panneau le plus défavorable et généralisé le ferraillage pour les autres panneaux.

Le calcul de ce type de dalle de système d'appuis irrégulier doit être fait par méthode des éléments fini avec l'aide du logiciel.



FigureV.15 : le schéma de la déformation



FigureV.16: le schéma des moments

V.4.1- Calcul des efforts :

Tableau.V.38 : calcul du moment

	sens	M (kN.m)		T(kN)
		En travée	En appui	
ELU	X-X	22.21	40.52	38.72
	Y-Y	14.35	25.50	34.80
ELS	X-X	16.20	24.57	-
	Y-Y	16.47	18.6	

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

- **Hauteurs utiles :**

$$\begin{cases} dx = h - e - \frac{\Phi}{2} = 15 - 2.5 - \frac{1}{2} = 12 \text{ cm.} \\ dy = dx - \left(\frac{\Phi x}{2} + \frac{\Phi y}{2}\right) = 12 - (0.5 + 0.5) = 11 \text{ cm.} \end{cases}$$

Tableau .V.39 : Les données

béton	f_{c28}= 25 MPa	σ_b = 14,2 MPa	$\gamma_b = 1.5$	c =2.5cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	B=100m	dx=12cm ; dx=11cm	H=15cm
acier	σ_s = 348MPa	*f*e = 520MPa	$\gamma_s = 1.15$	FeE520

Tableau .V.40: Calcul des sections d'acier de la dalle.

		Mu (kN.m)	A (cm²)	Amin (cm²)	A_{adpt} (cm^2)	espacement
Sens XX'	En travée	22.21	4.14	1.5	**TSΦ6+ch TSΦ6**	**10**
	En appui	40.52	7.98	1.5	**TSΦ6+chHA12**	**15**
Sens YY'	En travée	14.35	2.63	1.5	**TSΦ6**	**10**
	En appui	25.50	4.81	1.5	**TSΦ6+chTS Φ8**	**15**

V.4.3- Vérification à l'E.L.S :

Tableau .V.41: Vérification à l'E.L.S.

		Mser (kN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
Sens XX'	En travée	16.20	6.28	**7.25**	**15**	**oui**
	En appui	24.57	9.9	**9.41**	**15**	**oui**
Sens YY'	En travée	16.47	3.11	**9.61**	**15**	**oui**
	En appui	18.6	5.5	**8.73**	**15**	**oui**

V.4.5- Vérification de l'effort tranchant :

On doit faire une vérification de l'effort tranchant suivant les deux directions :

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par **[CBA : Art A.5.1.1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Cette contrainte doit rester inférieure à la contrainte admissible donnée par

[CBA: Art A.5.2.2]

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau.V.42 : vérification au cisaillement

	T(kN)	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Sens XX'	38.72	0.31	1.167	**oui**
Sens YY'	34.80	0.28	1.167	**oui**

V.4.6-Vérifications préliminaires de la flèche :

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

[CBA : Art B 7.5]

Tableau.V.43 : Vérification de la flèche

1^{ere} condition			2^{eme} condition		
h/L	$M_t/(20M_o)$	$h/L \geq M_t/(20M_o)$	$\rho = A_t/(b_o * d)$	$2/f_e$(MPa)	$\rho \leq 2/f_e$
0.15	0.04	**oui**	0.00502	0.00384	**oui**

CHAPITRE VI

CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnements des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

La conception des fondations :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Type de fondation :

Pour les fondations On distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc.….) les fondations semi-profondes (puits), et les fondations profondes (pieux).

En ce qui concerne notre structure, nous avons opté pour une fondation superficielle.

Reconnaissance du lieu & 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 possibles sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Le sol est une **argile**
- L'ancrage de fondation **D=1.8m**
- Le contrainte admissible **σsol = 1.3 bars**
- Le tassement total est de l'ordre de 1.5 cm
- L'analyse chimique :
  - Taux de sulfate est nul
  - Taux de chlorure est nul
  - Taux de carbonate est moyen
  - Le PH est proche de la neutralité
- L'agressivité de sol est nulle

Principe du ferraillage des semelles :

Les semelles sont dimensionne a L'ELS

Le ferraillage de la semelle est calculé à L'ELU ou L'ACC

Structure 01

VI.1-Calcul des fondations :

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

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N: Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

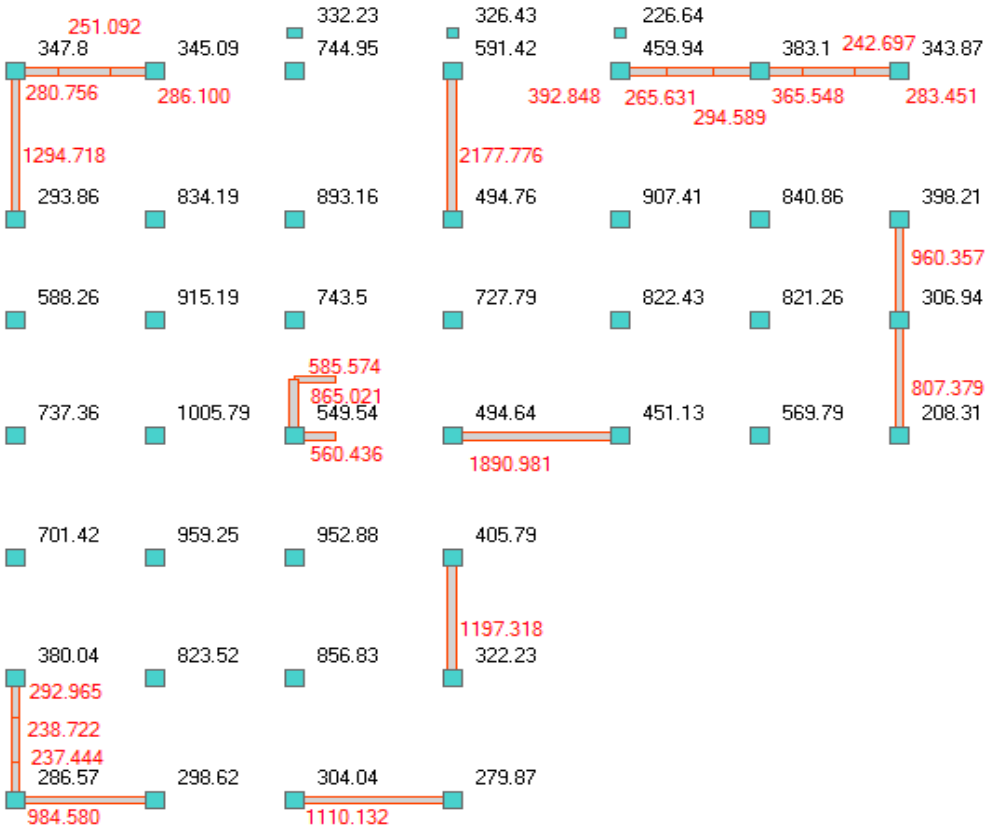


Figure VI.1 : les efforts normaux appliqués aux fondations

VI.2-Semelles isolée :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire :

Le rapport de **A** sur **B** est égal au rapport **a** sur **b** : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : a=b donc A=B $\Longrightarrow$ S=A2

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec :

- $A = \sqrt{S}$; σsol =1,30bars
- X= $\frac{1.5}{2}$(A'+A) (distance de chauvechement fourmule de BOUSINESQUE)

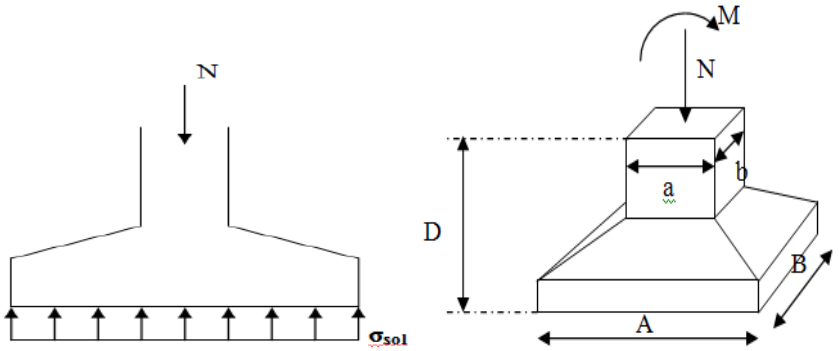


Figure VI.2 : Semelle isolée sous poteau

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau.VI.1 : Sections des semelles isolées

semelle	Nser (kN)	Ach=Bch (m)	hch (cm)	1.5A'/2 (m)	1.5A/2 (m)	Li (m)	X (m)	vérification
S1	1005.87	3.20	75	2.4	1.8	3.25	4.2	**non vérifier**
S2	893.18	3.00	70	2.25	2.25	3.25	5	**non vérifier**
S3	744.72	2.80	65	2.03	2.25	3.90	4.28	**non vérifier**
S4	588.40	2.4	55	1.8	2.4	3.25	4.2	**non vérifier**

Commentaire :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement entre les bulles de pressionde la semelle, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3-Semelles filantes :

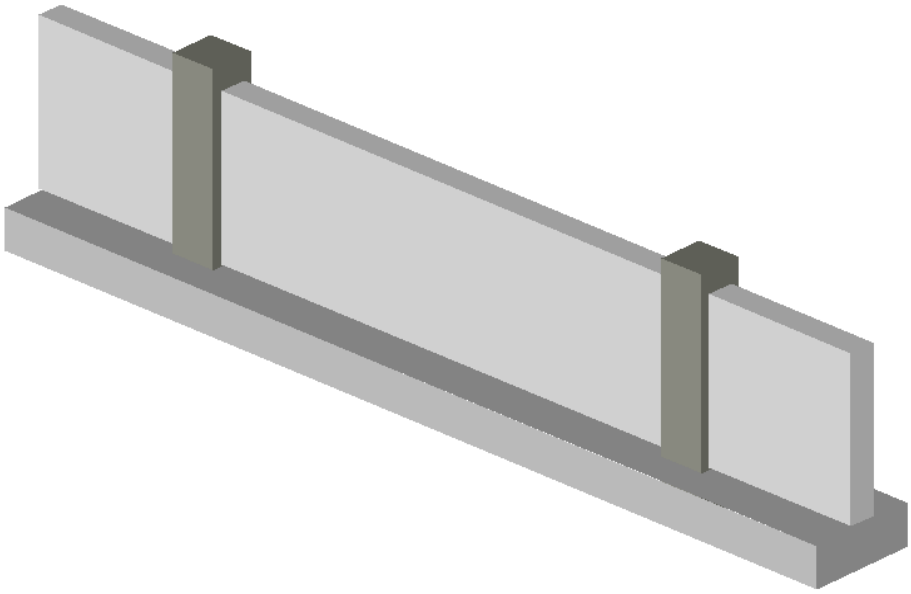


Figure VI.3 : schémas d'une semelle filante sous mur et poteaux

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

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

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

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

Tel que :

N=∑N_i de chaque file de poteaux.

S=B x L

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$B \geq \frac{N}{L * \sigma_{sol}}$$

X=2B (distance de chauvechement fourmule de BOUSINESQUE)

Tableau.VI.2 : Sections des semelles filantes

	N (kN)	L(m)	B(m)	h(m)	S(m²)	X=2B	Li	vérification
Sf1	5299.2	20.8	2.7	60	56.16	5.4	3.25	**Non vérifiée**
Sf2	5181.65	20.8	2.6	60	54.08	5.2	3.25	**Non vérifiée**
Sf3	6549.441	20.8	3.3	75	68.64	6.6	3.70	**Non vérifiée**
Sf4	8215.342	20.8	4.2	100	87.36	8.4	3.95	**Non vérifiée**
Sf5	2867.55	11.05	2.6	60	28.73	5.2	3.25	**Non vérifiée**
Sf6	2615.01	11.05	2.4	55	26.52	4.8	3.25	**Non vérifiée**
Sf7	3025.06	11.05	2.8	65	30.94	5.6	3.25	**Non vérifiée**
				Somme	**352.43**			

Tableau.VI.3 : Sections des semelles filantes

sensX					sensY				
	N (kN)	L(m)	B(m)	S(m²)		N (kN)	L(m)	B(m)	S(m²)
Sf1	891.7	13.65	2	27.3	SfA	3143.59	20.8	1.6	33.28
Sf2	1191.22	13.65	1	13.65	SfB	2110.86	20.8	1.2	24.96
Sf3	1509.72	13.65	1.2	16.38	SfC	2408.1	20.8	1.2	24.96
Sf4	3844.85	23.5	1.7	39.95	SfD	6841.03	20.8	3.4	70.72
Sf5	2053.23	23.5	1	23.5	SfE	1437.87	11.05	1.4	15.47
Sf6	2332.24	23.5	1	23.5	SfF	1159.39	11.05	1.1	12.155
Sf7	3689.39	23.5	1.6	37.6	SfG	2397.4	11.05	2.2	24.31
Somme	15512.4		/	**181.88**	**Somme**	19498.2		/	**205.855**

Commentaire :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles filantes, et la section totale des semelles filante est supérieure à la section de l'ouvrage ($\mathbf{S_{semelle}=387.735m^2 > S_{batiment}=321.78m^2}$), donc on Passe à l'étude d'un radier général.

VI.4- Radier générale (Nervuré) :

VI.4.1-Surface nécessaire :

La surface occupée par l'ouvrage : 321.78 m^2

Débord de 15 cm pour chaque côté.

La section totale du radier est de : 455.81 m^2

VI.4.2-Evaluation des charges sur radier :

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante :

- ELU : Fu = $\sigma_u = \frac{\mathbf{Psuper + 1.35 * Pinf}}{\mathbf{Sradier}}$
- ELS : Fser = $\sigma_{ser} = \frac{\mathbf{Psuper + Pinf}}{\mathbf{Sradier}}$

Avec :

Psuper=∑Niser

Pinfra=P semelle +P remblai +P amorce

Tableau.VI.4 :les sollicitations de calcule

N_{super} (kN)	N_{infrat} (kN)	S_{nec} (cm^2)	Fu (kN/m^2)	Fser(kN/m^2)
41171.47	16267.76	455.81	**171.45**	**126.02**

VI.4.3-Pré-dimensionnement de radier :

a- la dalle:

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

- **Condition forfaitaire :**

$$hr \geq \frac{Lmax}{20}$$

Avec : L_{max}: la longueur maximale entre les axes des poteaux.

Lmax = 3.95 m

⇨ $h_{radier} \geq$ 19.75 cm.

- **Condition de cisaillement:**

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par **[CBA : Art A.5.1.1]**

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}}$$

Avec Vu : l'effort tranchant.

Cette contrainte doit rester inférieure à la contrainte admissible donnée par

[CBA: Art A.5.2.2]

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 * fc28}{\gamma b}$$

Tableau VI.5 : vérification au cisaillement

Vu (kN)	τ_uMPa	$\bar{\tau}$ MPa	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
386.56	1.044	1.167	**Oui**

D'après la vérification de cisaillement de la dalle du radier on prend **h_{radier} = 40 cm**

b-Nervures

b.1-la largeur des nervures :

On prend : b=45cm

b.2-la hauteur des nervures :

La hauteur de la nervure dépend de :

- **Condition de non- poinçonnement : [CBA : Art A.5.2.4.2]**

$$N_u \leq 0{,}045 U_c . h . f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

U_c: Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen U_c=2[(a+b) +2h]

a**,**b: Dimensions du poteau

Nu =1375.31 kN

$N_u \leq 0{,}045(4a+4h)\ h.fc28/\ \gamma_b$ ⇨ h ≥ 45.06 cm

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Nous devons vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = Min(0{,}1 f_{c28}; 4MPa) = 2{,}50MPa$

Avec : La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par **[CBA : Art A.5.1.1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Tableau VI.6: vérification au cisaillement

Vu (kN)	τ_uMPa	$\bar{\tau}$ MPa	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
733.43	2.11	2.5	**Oui**

On prend : h=80cm

VI.4.4- Vérification de la stabilité au renversement :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement dans les deux sens de ce ouvrage dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_S}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 ($\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$**)**

Avec :

Ms : Moment stabilisant sous l'effet du poids de l'ouvrage.

Ms =N. XG

Avec : N=N1+N2

N1 : Poids de la superstructure.

N2 : Poids propre du radier.

XG : le centre de gravité du radier général.

Centre de masse du radier : **X_G = 10.475 m ; Y_G = 10.25 m.**

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique ($M_R = \sum h_i . F_i$).

Tableau.VI.7 : Vérification de la stabilité au renversement

sens	N_{super}(kN)	N_{infrat} (kN)	Σ N (kN)	Ms (kN.m)	M_R (kN.m)	$\frac{M_S}{M_R}$	vérification
X-X	41171.47	16267.76	57439.23	588752.10	80573.13	7.30	**Oui**
Y-Y				601675.93	89609.50	6.71	**Oui**

Commentaire :

La structure est stable vis-à-vis a la risque de renversement dans les deux directions X et Y

VI.4.5-vérification des contraintes dans le sol :

On doit vérifier la contrainte du sol

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol}$$

Tableau.VI.8: Vérification des contraintes dans le sol a l'ELS

N_{super}(kN)	N_{infrat} (kN)	Σ N (kN)	S_{nec} (cm²)	σ_{max} (MPa)	σ_{sol} (MPa)	vérification
41171.47	16267.76	57439.23	455.81	0.126	0.130	**Oui**

VI.4.6- Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher. La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferraillage de la dalle du radier

a-1-Détermination des efforts :

On a utilisé logiciel ETABS pour modéliser notre radier, a partir cette modélisation on peut afficher le panneau le plus sollicité et leur diagramme de moments.

Aussi pour des raisons constructives on va étudier le panneau le plus défavorable et généralisé le ferraillage pour les autres panneaux.

Tableau.VI.9 : Calcul des efforts

	sens	$M_{travée}$ (kN.m)	M_{appuis} (kN.m)	T (kN)
ELU	X-X	**165.96**	**331.30**	**386.56**
	Y-Y			
ELS	X-X	**121.98**	**243.51**	-
	Y-Y			

a.2- Calcul du ferraillage

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et en appui

Les donnes :

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,10MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; f_e=400MPa ; σ_s=348MPa ; b=100cm h=40cm.

la fissuration préjudiciable.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 : Ferraillage des panneaux du radier

		sens	M_u (kN.m)	A_{scal} (cm^2)	Choix	A_{sadp} (cm^2)	A_{smin} (cm^2)	S_t (cm)
Panneau le plus sollicité	Travée	x-x y-y	165.96	13.50	**11HA14**	16.93	4.00	**10**
	Appui	x-x y-y	331.30	28.42	**11HA14 +7chHA16**	31.01	4.00	**10**

Commentaire :

Les chapeaux sont disposés seulement au niveau des voiles

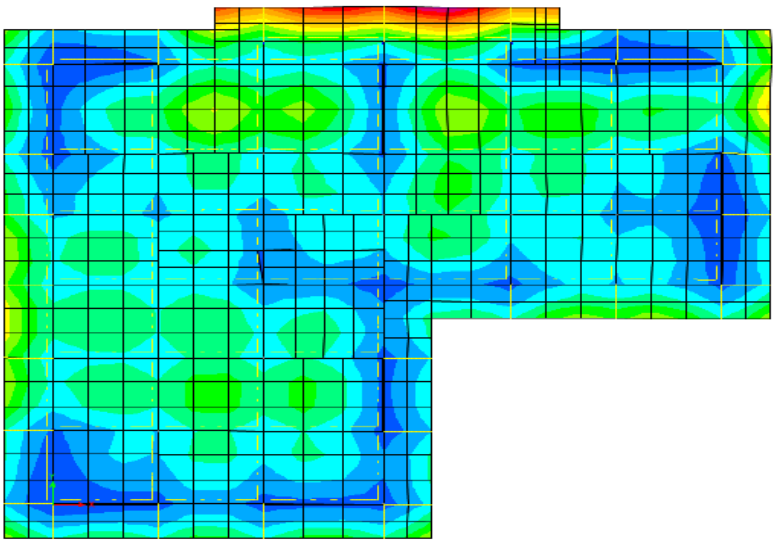


Figure VI.4:position des chapeaux

a.4-Vérification des contraintes à l'E.L.S

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes à l'E.L.S

		Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Panneau le plus sollicité	Travée	x-x	121.98	16.93	**5.31**	15	**55.88**	201,63	**Oui**
		y-y							
	Appui	x-x	243.51	39.05	**8.93**		**102.11**		
		y-y							

b. Ferraillage des nervures

b.1-Calcul des efforts

Tableau VI.12 : Calcul des efforts

	M_u(kNm)	M_{ser}(kNm)	Vu (kN)
Travée	296.48	217.92	733.43
Appuis	593.05	435.91	-

b.2-Calcul des armatures

Les donnes : b=45cm; h=80cm

Tableau VI.13: Ferraillage des nervures

	M_u(kNm)	A_{scal}(cm^2)	Choix	A_{sadp}(cm^2)
Travée	296.48	11.54	**5HA20**	12.06
Appuis	593.05	24.22	**5HA20+3chHA20**	25.13

b.3-Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	217.92	12.06	**5.34**	15	**67.16**	201.63	**Oui**
Appuis	435.91	25.13	**8.43**		**111.83**		

b.4-Armatures transversales :

-Recommandation du CBA93.

- Le diamètre maximal : **[CBA : ArtA.6.4.2]**

$$\overline{\emptyset_t} = \min\left[\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \emptyset_\ell\right]$$

- L'espacement : **[CBA : ArtA.5.1.2.2]**
  - $S_t \leq \min(0.9d, 40cm)$

- La quantité d'armature et l'espacement transversaux doivent vérifier :
  - $\frac{A_t}{b_0 * S_t} \leq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}}{0.9^{f_{et}}/_{\gamma_s}}$ **[CBA: ArtA.5.1.2.2]**
  - $\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_0}{f_{et(MPa)}} * 0.4$ **[CBA: ArtA.5.1.2.3]**

- Recommandation du RPA99 version 2003 : [RPA : Art 7.5.2.2]

- La quantité d'armatures transversales minimales

At =0 ,003. St .b

Avec :

- b : largeur de la poutre.
- St : L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - $S_t \leq$ Min (h/4 ; $12\Phi_l$) : Dans la zone nodale
  - $S_t \leq h/2$: Dans Zone courante

D'après les recommandations Nous trouvons :

S_t= 10cm……Zone nodale.

S_t=15cm……Zone courante.

$A_t \geq 2.12\ cm^2$

Nous prenons ⇨ **6HA8=3.02cm²**

b.6-Armature de peau[CBA : Art A. 7.3]

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces

armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour les bâtiments courant nous avons $3cm^2/m$ pour les armatures de peau.

Nous adoptons **4HA14 = 6.16cm²**pour les armatures de peau.

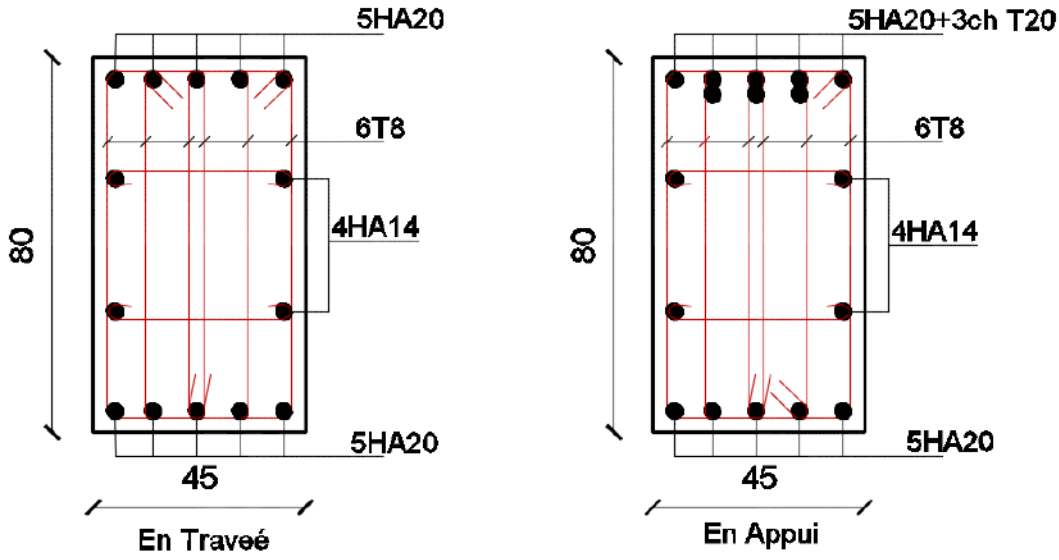


Figure VI.5 : Ferraillage des nervures

VI.5-Les longrines

VI.5.1-Pré-dimensionnement. [RPA : Art 10.1.1] :

Pour un sol de fondation de catégorie ''S_4'', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (30 x 30) cm².

On opte une section de (30 x 30) cm².

VI.5.2-Sollicitations.[RPA : Art 10.1.1] :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1375.31}{8} = 171.91kN$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1005.79}{8} = 125.72kN$$

Avec :

N : effort à la base du poteau le plus sollicité.

α=8 : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

VI.5.3-Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

a-à l'état limite ultime.

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{Fu}{\sigma_s} \quad Où : F_u = 171.91kN$$

Alors : $A_u = \frac{171.91.10^3}{348} = 4.94cm^2$

b. condition de non fragilité.

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors : $A \geq \frac{(30*30)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 4.73cm^2$

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B : **[RPA : Art 10.1.1]**

$$A_{min} = \frac{0,6b.h}{100} = \frac{0,6*30*30}{100} = 5.40cm^2$$

Donc on adopte : **A=6HA12=6.78cm²**

c. vérification des contraintes à l'ELS.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

F_{ser} = 125.72kN

Alors :

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{125.72\ 10^3}{678} = 185.42\ MPa \leq \overline{\sigma}_s = 202\ MPa \quad oui!$$

d. Armatures transversales.

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA qui doit inférieur au Min (20 cm ; $15\Phi_\ell$).

d.1-section :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4\text{mm}$$

On adopter $\varphi_t = 8\text{mm}$

A_t = 4HA8= 2.01cm²

d.2-Escapement:

$$S_t = \min\left[20\text{cm}; 15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm}; 18\text{cm}\right]$$

On adopter **S_t = 15cm.**

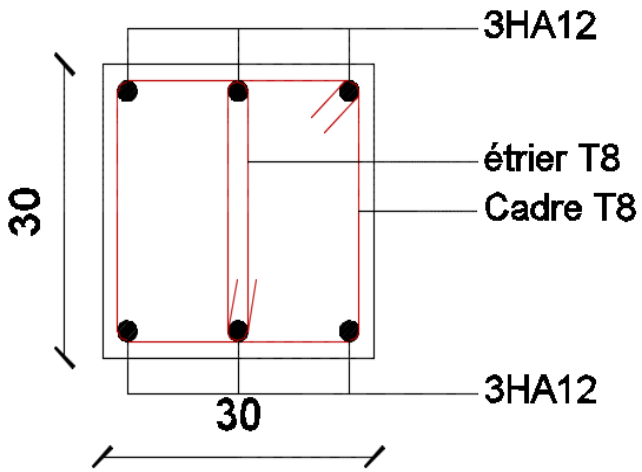


Figure VI.6 : Ferraillage des longrines

Structure 02

Introduction :

A partir des raisons constructives Dans notre structure 02 on optera pour un radier plat d'épaisseur constant.

VI.1-Surface nécessaire :

La surface occupée par l'ouvrage : 303.81 m^2

Débord de 150cm pour chaque côté.

La section totale du radier est de : 439.18 m^2

VI.2-Evaluation des charges sur radier :

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante :

- ELU : Fu = $\sigma_u = \frac{\mathbf{Psuper + 1.35 * Pinf}}{\mathbf{Sradier}}$
- ELS : Fser = $\sigma_{ser} = \frac{\mathbf{Psuper + Pinf}}{\mathbf{Sradier}}$

Avec :

Psuper=∑Niser

Pinfra=P semelle +P remblai +P amorce

Tableau.VI.15 : les sollicitations de calcule

N_{super}(kN)	N_{infrat} (kN)	S_{nec} (cm^2)	Fu (kN/m^2)	Fser(kN/m^2)
38707.41	16787.30	439.18	**171.96**	**126.36**

VI.3-Pré-dimensionnement de radier :

a-la dalle:

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

- **Condition forfaitaire :**

$$hr \geq \frac{Lmax}{20}$$

Avec : L_{max}: la longueur maximale entre les axes des poteaux.

L_{max} = 3.95 m

⇨ $h_{radier} \geq$ 19.75 cm.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par **[CBA : Art A.5.1.1]**

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}}$$

Avec : Vu : l'effort tranchant.

Cette contrainte doit rester inférieure à la contrainte admissible donnée par

[CBA : Art A.5.2.2]

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.16 : vérification au cisaillement

Vu (kN)	τ_uMPa	$\bar{\tau}$ MPa	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
596.55	1.046	1.167	**Oui**

D'après les vérifications on prend **h_{radier}= 60 cm.**

VI.4- Vérification de la stabilité au renversement :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement dans les deux sens de cet ouvrage dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_S}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 ($\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$**)**

Avec :

Ms : Moment stabilisant sous l'effet du poids de l'ouvrage.

Ms =N. XG

Avec : N=N1+N2

N1 : Poids de la superstructure.

N2 : Poids propre du radier.

XG : le centre de gravité du radier général.

Centre de masse du radier **:** **X_G = 10.40 m ; Y_G = 10.13 m.**

M_R: Moment de renversement dû aux forces sismique ($M_R = \sum h_i . F_i$).

Tableau.VI.17: Vérification de la stabilité au renversement

sens	N_{super}(kN)	N_{infrat} (kN)	Σ N (kN)	Ms (kN.m)	M_R (kN.m)	$\frac{M_S}{M_R}$	vérification
X-X	38707.41	16787.30	55494.71	562161.41	82428.24	6.82	**Oui**
Y-Y				577144.98	82785.26	6.97	**Oui**

Commentaire :

La structure est stable vis-à-vis a la risque de renversement dans les deux directions X et Y.

VI.5-vérification des contraintes dans le sol :

On doit vérifier la contrainte du sol

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol}$$

Tableau.VI.18: Vérification des contraintes dans le sol a l'ELS

Nsuper(kN)	N_{infrat} (kN)	Σ N (kN)	S_{nec} (cm^2)	σ_{max} (MPa)	σ_{sol} (MPa)	vérification
38707.41	16787.30	55494.70	439.18	0.126	0.13	**Oui**

VI.6- Ferraillage du radier :

a.1-Détermination des efforts :

On a utilisé logiciel ETABS pour modélisé notre radier, a partir cette modélisation on peut afficher le panneau le plus sollicité et leur diagramme de moments.

Aussi pour des raisons constructives on va étudier le panneau le plus défavorable et généralisé le ferraillage pour les autre panneaux.

Tableau.VI.19 : Calcul des efforts

	sens	$M_{travée}$ (kN.m)	M_{appuis} (kN.m)	T (kN)
ELU	X-X Y-Y	269.99	454.60	596.55
ELS	X-X Y-Y	198.37	334.00	-

a.2- Calcul du ferraillage

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appui

Les donnes :

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,10MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; f_e=400MPa ; σ_s=348MPa ; b=100cm h=60cm.

La fissuration préjudiciable.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.20 : Ferraillage des panneaux du radier

		Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	S_t (cm)
Panneau le plus sollicité	Travée	x-x y-y	269.99	14.04	**11HA14**	16.93	**10**
	Appui	x-x y-y	454.60	24.19	**11HA14 + 4chHA16**	24.98	**10**

a.3-Vérification des contraintes à l'E.L.S

Tableau VI.21 : Vérification des contraintes à l'E.L.S

		Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Panneau le plus sollicité	Travée	x-x y-y	198.37	16.93	**4.40**	**15**	**50.92**	**201,63**	**Oui**
	Appui	x-x y-y	334.00	24.98	**6.91**		**78.77**		

CHAPITRE VII

ETUDE COMPARATIVE

Introduction :

Dans cette partie, on procède à faire une étude comparative entre les deux structures

- Structure 01 : (portiques-voiles)
- Structure 02 :(voiles porteurs)

Et ce sur plusieurs plans :

- **Stabilité de la structure :**
  - Le comportement modal
  - La participation massique
  - La force sismique à la base
  - La stabilité au renversement
  - L'effet P-Δ
- **Résistance des éléments :**
  - Déplacements
  - Déformations
  - Cisaillement des éléments
- **Economie :**
  - Volume et montant des gros œuvres
  - Pourcentage d'acier des gros œuvres
- **Exécution :**
  - Coffrage
  - Ferraillage
  - Coulage
  - Décoffrage
  - Main d'ouvre
  - Qualité
  - Délai d'exécution

VII.1- Stabilité de la structure

VII.1.1-Le comportement modal :

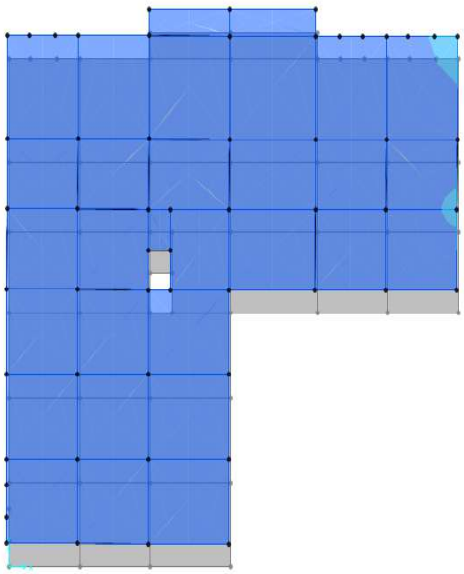
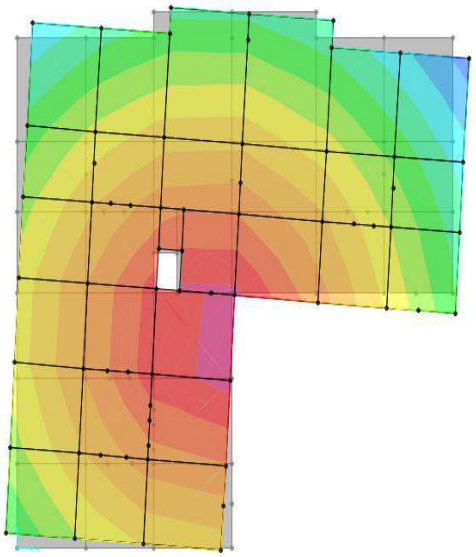
Portique-voile	Voile porteur
	
1er mode translation suivant l'axe Y.	1er mode rotation autour de l'axe Z.

Figure. VII.1 : Le comportement modal

Commentaire :

- Bon comportement de la 1ère structure
- Mauvais comportement de la 2ème structure

DISCUSSION :

Le comportement modal de la première structure (portique-voiles) est en fonction de la disposition des voiles choisie, par contre le comportement modal de la deuxième structure (voile porteur) est dû à la disposition des voiles qui est déjà fixée par le fonctionnement du coffrage et décoffrage de ce système (coffrage tunnel).

VII.1.2-Participation massique :

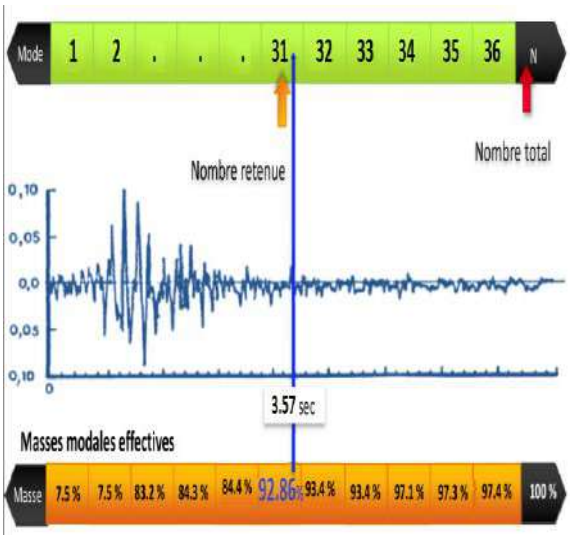
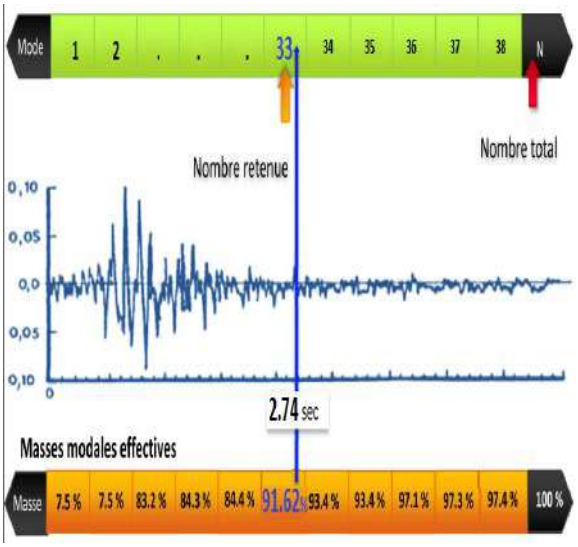
Portique-Voile	Voile Porteur
	
t= $\sum_1^{31} Ti$(de modes retenus)=3.57s.	t=$\sum_1^{33} ti$ (de modes retenus)=2.74s

Figure. VII.2 : participation massique

Commentaire :

- la 1ère structure : système peu dissipatif
- la 2ème structure : bonne dissipation d'énergie

DISCUSSION :

Le temps de dissipation d'énergie stockée dépend du matériau constructif, pourcentage d'amortissement critique et de la rigidité de la structure.

La deuxième structure (voile porteur **ξ = 10%)** donne l'avantage de dissiper le maximum d'énergie stockée dans un court temps par rapport à la première structure (portique-voile **ξ = 7%**) où la dissipation prend plus de temps.

VII.1.3-La force sismique a la base :

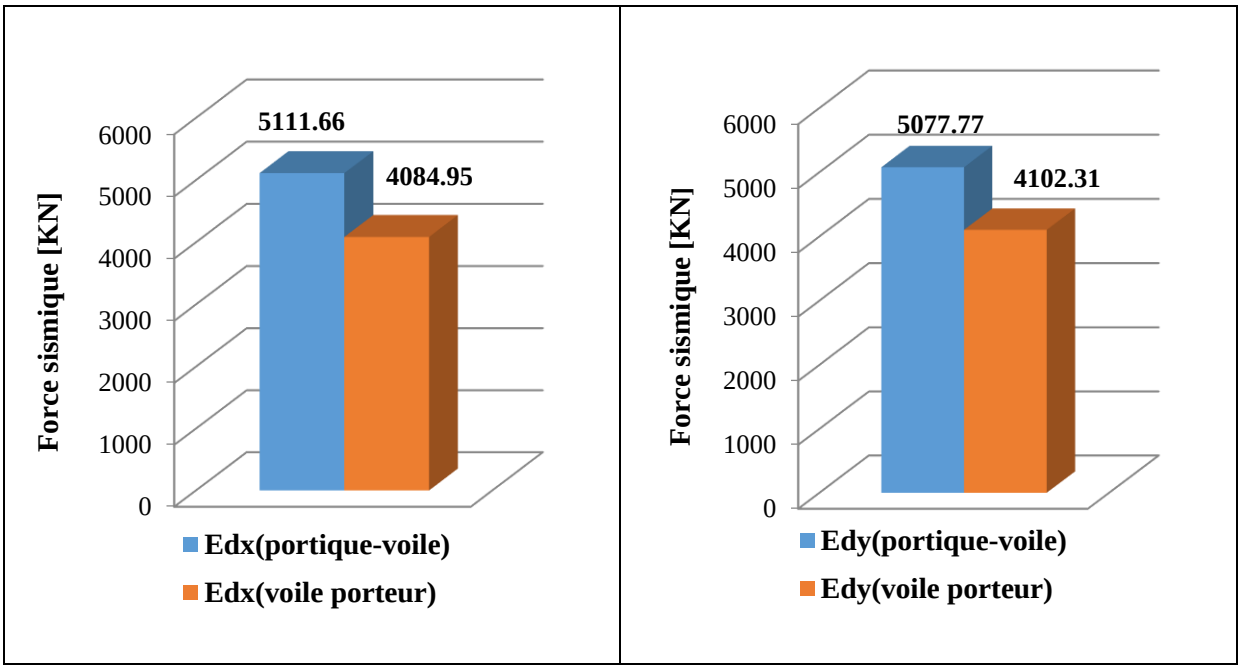


Figure. VII.3 : La force dynamique

Commentaire :

- la force sismique élevée dans la 1ère structure (portiques-voiles)
- la force sismique moyenne dans la 2ème structure (voiles porteurs)

DISCUSSION :

La force sismique dépend du poids total de la structure.

Structure 01: (W=37945.763 KN)

Structure 02: (W=35483.23 KN).

$$V=C*W \quad \rightarrow \quad (W \searrow \rightarrow V \searrow)$$

VII.1.4-Stabilité au renversement :

Structure 01: $M_{SX}/Mrx=4.12 >1.5$; $Msy/Mry=3.17 >1.5$

Structure 02: $Msx/Mrx=4.38 >1.5$; $Msy/Mry=3.25 >1.5$

Commentaire :

Les deux structures sont stables vis-à-vis au renversement

DISCUSSION

La stabilité au renversement dépend de la force sismique dans les deux directions

$$\mathbf{M_R = h_i . F_i} \qquad \mathbf{V \searrow \rightarrow F \searrow \rightarrow M_R \searrow}$$

VII.1.5-l'effet P-Δ :

portiques-voiles	voiles porteurs
θx = 0.0354 θy = 0.0356	θx = 0.0165 θy = 0.0129

Commentaire :

L'effet P-Δ est inferieurs à 0.1 dans les deux structures donc les effets P-Δ peuvent être négligés

DISCUSSION:

$$\theta = P.\Delta / V.h$$

L'effet P-Δ dépend du :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité de la structure globale.
- La souplesse des éléments verticaux de la structure

$$\Delta \searrow \rightarrow \theta \searrow$$

VII.2-Résistance des éléments

VII.2.1-Déplacements :

Déplacements

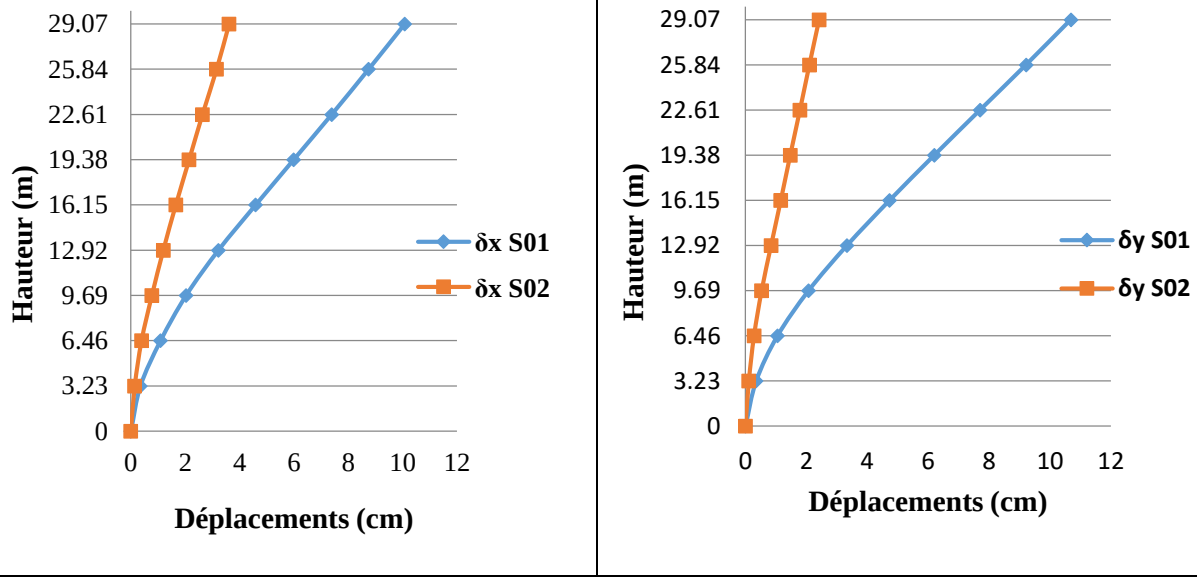


Figure. VII.4 : Déplacement de chaque étage.

Structure 01 : δx_{max}=10.08 cm ; δy_{max}=10.68 cm

Structure 02 : δx_{max}=3.61 cm ; δy_{max}=2.42 cm

Commentaire :

Le déplacement de la structure dépend de la rigidité des éléments verticaux

- La première structure (portiques-voiles) est flexible.
- La deuxième structure (voiles porteurs) est rigide.

VII.2.2- Déformations

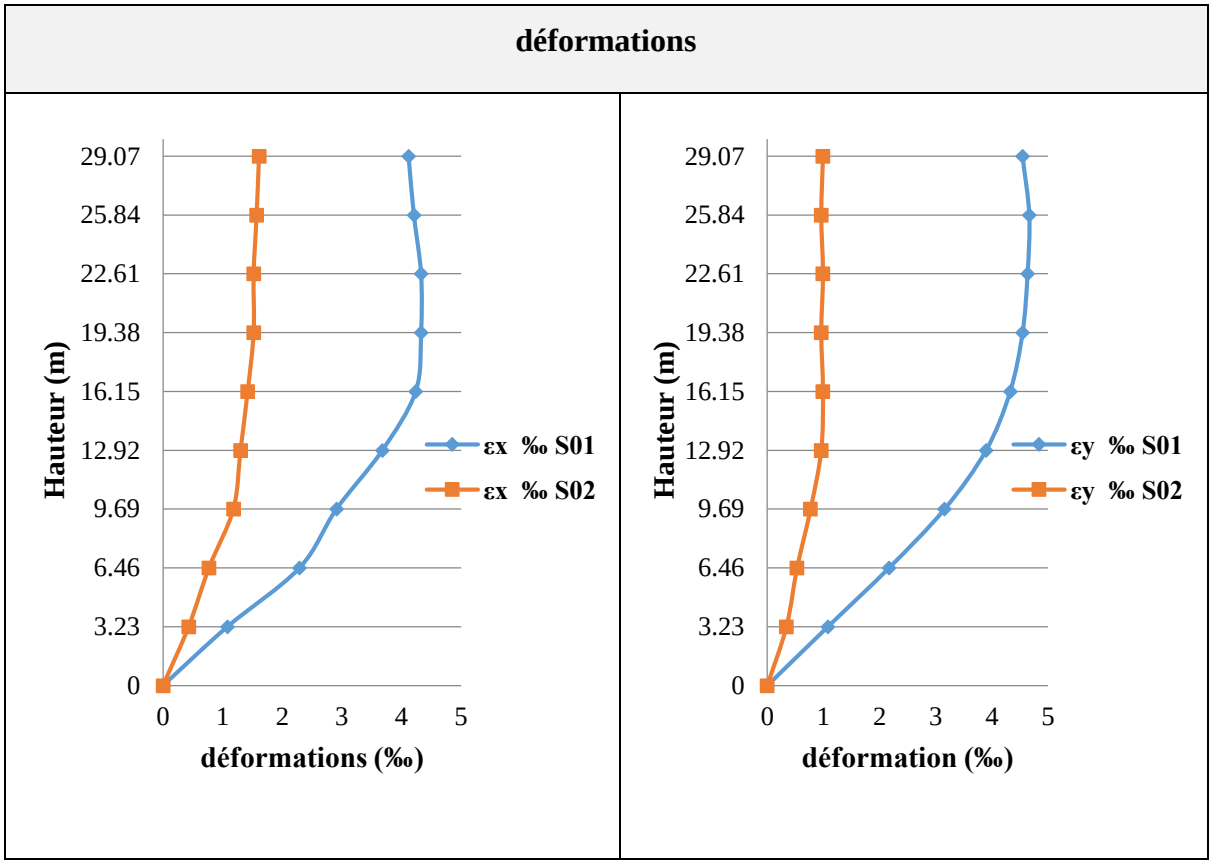


Figure. VII.5 : Déformation pour chaque étage.

Structure 01 : Ɛx = 4.33 ‰ ; Ɛy = 4.67 ‰

Structure 02 : Ɛx = 1.61 ‰ ; Ɛy = 0.99 ‰

Commentaire :

La ductilité est la capacité des matériaux à se déformer plastiquement lors d'efforts élevés sans diminution significative de la résistance pendant plusieurs cycles de chargement.

- Bonne ductilité de la 1ère structure (portiques-voiles)
- Moyenne ductilité de la 2ème structure (voiles porteurs)

VII.2.2-Cisaillement des éléments

Tableau. VII.1 : Cisaillement des éléments

portiques-voiles	voiles porteurs
τ_{max} (pp 30x40) =1.76MPa τ_{max} (ps 30x35) =2.26MPa τ_{max} (voiles 20) =2.05MPa	τ_{max} (voiles 16) =1.01MPa τ_{max} (dalle 15) =1.16MPa

Commentaire :

- Résistance moyenne des éléments de la 1ère structure (portiques-voiles)
- Bonne résistance des éléments de la 2ème structure (voiles porteurs)

DISCUSSION :

La contrainte de cisaillement dépend de la rigidité de la structure et du déplacement

$$T= K*\delta$$

$$\delta \searrow \leftrightarrow T \searrow \leftrightarrow \tau \searrow$$

VII.3-Economie

VII.3.1-Volume et montant des gros œuvres

Tableau. VII.2 : Volume et montant du gros œuvre Superstructure

Structure 01 (portiques-voiles)			
Section	Quantité	Prix Unitaire [DA]	Prix Total [DA]
PP 30x40	109.196 **m³**	35 000.00	3 821 860.00
PS 30x35	94.565 **m³**	35 000.00	3 309 775.00
Chainage 30x30	8.1810 **m³**	35 000.00	286 335.00
P Palier 30x35	2.358 **m³**	35 000.00	82 530.00
POT45x45	51.692 **m³**	35 000.00	1 809 220.00
POT 40x40	41.354 **m³**	35 000.00	1 447 390.00
POT 35x35	31.015 **m³**	35 000.00	1 085 525.00
POT 30x30	34.889 **m³**	35 000.00	1 221 115.00
Raidisseur 30x30	7.849 **m³**	35 000.00	274 715.00
Plancher 20	2541.61 **m²**	2 500.00	6 354 025.00
Escalier 15	13.026 **m³**	35 000.00	455 910.00
Dalle Pleine 15	12.420 **m³**	35 000.00	434 700.00
voile 20 ascenseurs	21.889 **m³**	35 000.00	766 115.00
Voile 20	223.956 **m³**	35 000.00	7 838 460.00
D machine 25	0.3750 **m³**	35 000.00	13 125.00
Double cloison 30cm	1475.19 **m²**	1 600.00	2 360 304.00
Simple cloison 10cm	1284.12 **m²**	900.00	1 153 008.00
Montant			**32 714 112.00**
Structure 02 (voiles porteurs)			
Section	Quantité	Prix Unitaire [DA]	Prix Total [DA]
Voile 16	504.578 **m³**	37 000.00	18 669 386.00
Escalier 15	13.291 **m³**	37 000.00	491 767.00
Dalle Pleine 15	393.459 **m³**	37 000.00	14 557 983.00
Voile ascenseur 20	16.744 **m³**	37 000.00	6 19 528.00
Dalle machine	0.413 **m³**	37 000.00	15 281.00
Double cloison 30cm	910.00 **m²**	1 600.00	1 456 000.00
Simple cloison 10cm	-	900.00	-
Montant			**35 809 945.00**

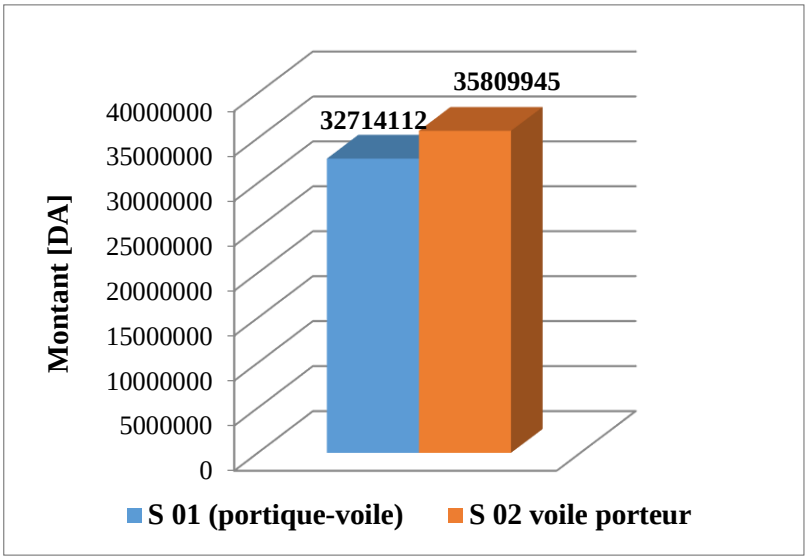


Figure. VII.6 : Montant de la superstructure

Tableau. VII.3 : Volume et montant du gros œuvre d'infrastructure

Structure 01 (portiques-voiles)			
Section	Quantité (m^3)	Prix Unitaire [DA]	Prix Total [DA]
Longrines30x30	17.826	35 000.00	623 910.00
Nervure 45x80	86.828	35 000.00	3 038 980.00
amorce POT45x45	10.014	35 000.00	350 490.00
Raidisseur 30x30	0.311	35 000.00	10 885.00
Radier 40	174.144	35 000.00	6 095 040.00
Amorce voile 20	10.099	35 000.00	353 465.00
Montant			**10 472 770.00**
Structure 02 (voiles porteurs)			
Section	Quantité (m^3)	Prix Unitaire [DA]	Prix Total [DA]
Amorce Voile 16	20.15	37 000.00	745 550
Amorce Voile ascenseur 20	0.624	37 000.00	23 088.00
Radier 60	244.566	37 000.00	9 048 942.00
Montant			**9 817 580.00**

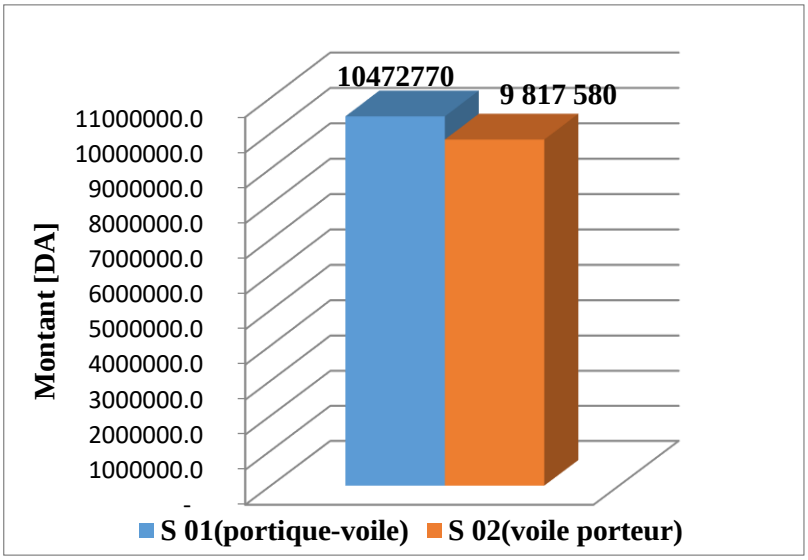


Figure. VII.7 : Montant de l'infrastructure

VII.3.3-Pourcentage d'acier des gros œuvres

Tableau. VII.4 : Pourcentage d'acier des gros œuvres de la superstructure

Structure 01 (portiques-voiles)			
Elément	Section du béton (cm²)	Section d'acier (cm²)	Pourcentage (%)
PP 30x40	1200	10.78	0.89
PS 30x35	1050	10.72	1.02
Chainage 30x30	900	4.62	0.49
POT45x45	2025	20.36	1.01
POT 40x40	1600	15.21	0.95
POT 35x35	1225	12.32	1.01
POT 30x30	900	9.05	1.01
Voile 20	6500	115.98	1.78
		La moyenne	**1.02**
Structure 02 (voiles porteurs)			
Elément	Section du béton (cm²)	Section d'acier (cm²)	Pourcentage (%)
Voile 16	15680	80.41	0.51
Dalle Pleine 15	1500	12.67	0.84
		La moyenne	**0.68**

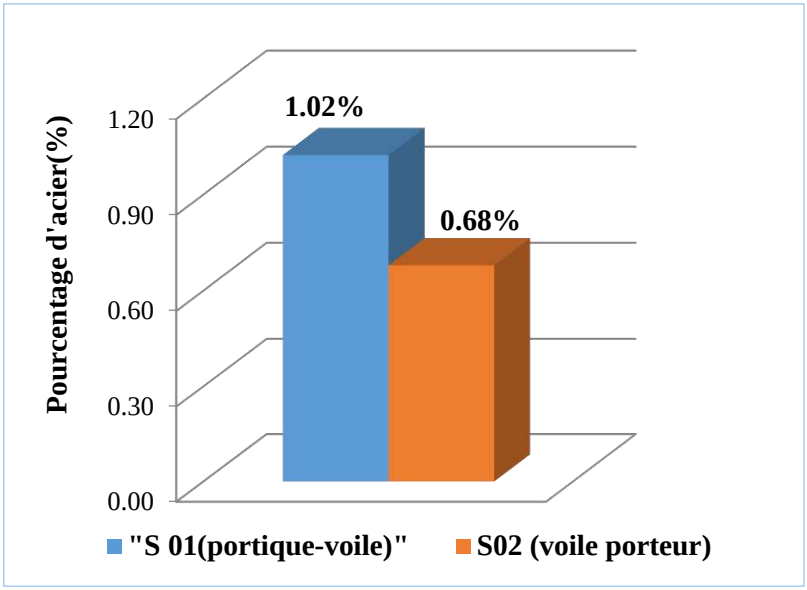


Figure. VII.8 : Pourcentage d'acier de la superstructure

Tableau. VII.5 : Pourcentage d'acier des gros œuvres de l'infrastructure

Structure 01 (portiques-voiles)			
Elément	Section du béton (cm²)	Section 'acier (cm²)	Pourcentage (%)
Longrines30x30	900	6.78	0.75
Nervure 45x80	3600	40.83	1.12
Radier 40	4000	81.81	2.04
		La moyenne	**1.30**
Structure 02 (voiles porteurs)			
Elément	Section du béton (cm²)	Section 'acier (cm²)	Pourcentage (%)
Amorce Voile 16	1600	9.66	0.6
Radier 60	6000	75.78	1.26
		La moyenne	**0.93**

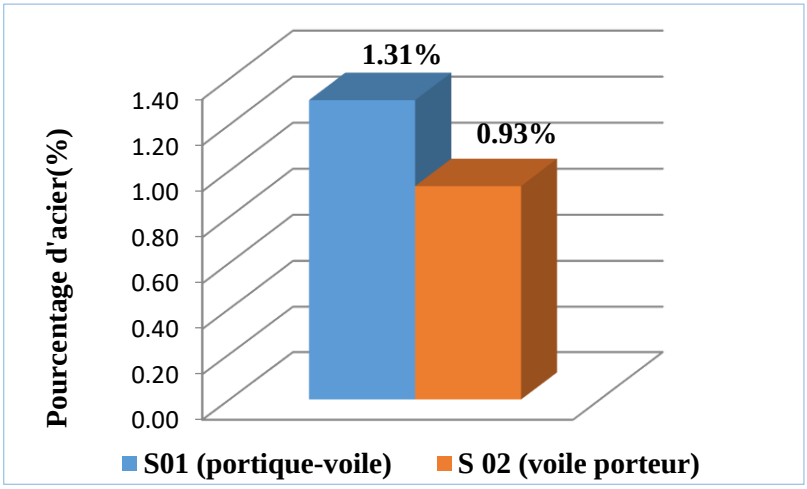


Figure. VII.9 : Pourcentage d'acier de l'infrastructure

❖ **Résumé :**

Tableau. VII.6 : résume des gros œuvres

	Structure 01(portiques-voiles)		**Structure 02(voiles porteurs)**	
	Superstructure	Infrastructure	Superstructure	Infrastructure
volume de béton (m^3)	753.413	299.222	928.485	265.34
somme	1052.635 m^3		1193.825	
pourcentage d'acier (%)	1.02	1.31	0.68	0.93
somme	2.33%		1.61%	
Montant [DA]	32 714 112.00	10 472 770.00	35 809 945.00	9 817 580.00
somme	**43 186 882.00 DA**		**45 627 525.00 DA**	

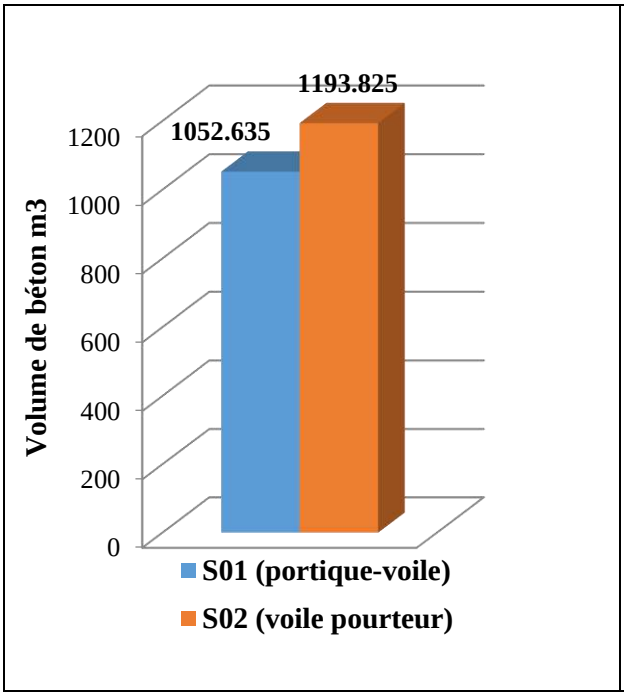


Figure. VII.10: Volume global du béton

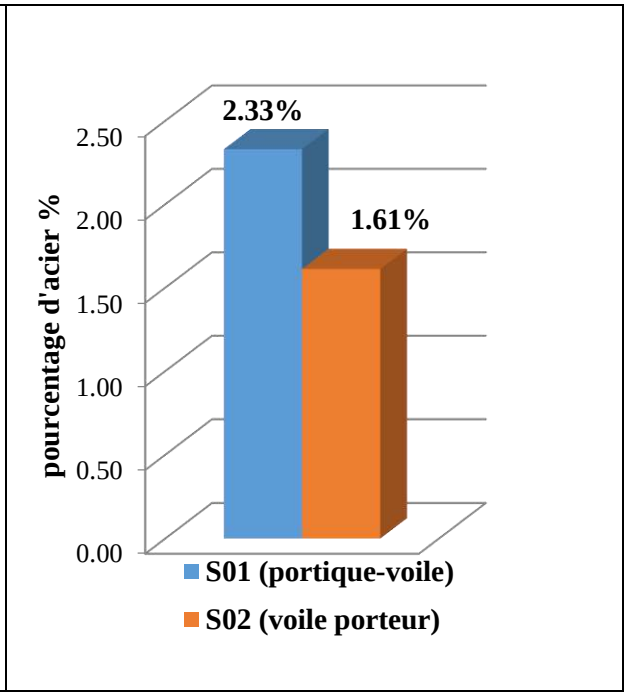


Figure. VII.11 : Pourcentage global d'acier

Commentaire :

- Le volume du béton pour la 2ème structure est supérieur de 141.19 m^3 à celui de la 1ère structure.
- Le pourcentage d'aciers pour la 1ère structure est supérieur de 1.31% à celui de la 2ème structure.

DISCUSSION :

Le volume du béton de la 2ème structure est supérieur au volume de la 1ère structure grâce à :

- Le type d'éléments structuraux de la 2ème structure (voile-dalle pleine) contrairement à la 1ère structure (portique-voile avec dalles à corps creux)

La différence de pourcentage d'aciers entre les deux structures grâce à :

- l'utilisation des panneaux de treilles soudés dans la 2ème structure, par contre dans la 1ère structure des barres

Le volume du béton est inversement proportionnel au pourcentage d'acier.

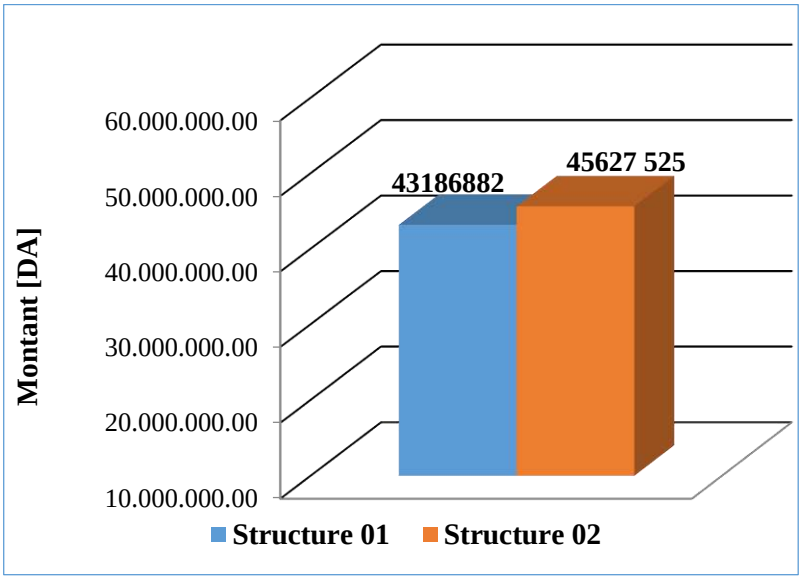


Figure. VII.12 : Montant global

Commentaire :

Vu les résultats obtenus, le cout global du système voile porteur est plus chère par rapport au système (portique-voile), mais de point de vue délai de réalisation la différence est vraiment remarquable.

- Pour argumenter le délai d'exécution entre les deux structures on prend un exemple de deux projets en cours de réalisation dans la willaya de Médéa :

1. **Ain jarda (Türk) :**

-2300 logements.

-Système de contreventement : voile porteur.

-Délai de réalisation : 24 mois (95 logements par mois).

2. **CAPS (chinois) :**

-2400 logements

-Système de contreventement : Mixte (portique-voile)

-Délai de réalisation : 36 mois (66 logements par mois)

VII.4-Exécution

Chaque système a des avantages comme il possède aussi des inconvénients.

	Portique-voile		Voile porteur	
	Avantage	inconvénient	Avantage	inconvénient
Coffrage	- S'adopte à toutes les formes de coffrage. - Poids léger.	- Lent - Réemploi les projets très limité (2 à 5 fois) - Difficulté de montage	- Rapidité de mise en place (12h par étage)	- Poids lourds nécessite d'une (grue)
ferraillage	/	- La complexité de la mise en place du ferraillage	- Facilité de la mise en place de ferraillage (juste des nappes de treilles soudée)	/
Coulage	/	- Par élément	- Monolithe	/
décoffrage	/	- Décoffrage difficile - Le délai de décoffrage : (de 10 jour jusqu' aux 25 jours) par étage	-Décoffrage rapide et facile (24h)	/
Main d'œuvre	/	- Grand nombre d'ouvriers	- Nécessite un faible nombre d'ouvriers	
Qualité	- Qualité moyenne	/	- Bonne qualité et bonne résistance du béton - Surface lisse ne nécessite pas un crépissage	- Présence des ségrégations
Délai d'exécution	/	Long délai (15 à 20 jours par étage)	Court délai (2 jours par étage)	/

VII.5-Conclusion

Suite à notre étude comparative entre les deux systèmes structurels, on peut juger que la structure voile porteur a répondre à toutes les contraintes imposées sur le terrain, par contre on réalisant des projets dans une zone de sismicité moyenne ou faible avec une hauteur moyenne, le système portique-voiles sera plus économique

Ce système de contreventement (voile porteur) est conseillé dans les cas suivants :

- Zone de très forte sismicité
- Les sites de faible capacité portante
- Les bâtiments élancés
- Les projets de grande capacité (nouvelle ville)

Conclusions Générales

L'étude génie civil est une étape fondamentale dans un projet constructif.

Dans le but d'évaluer la performance sismique et choisir la meilleure conception nous avons essayé dans ce mémoire de proposer deux systèmes différents, nous avons basé sur :
Structure 01 (portiques-voiles).
Structure 02 (voiles porteurs).

Nous avons été dans l'obligeance de faire une étude comparative plus approfondis sur plusieurs paramètres dont :

- La stabilité
- La résistance
- L'économie
- L'exécution

Et d'après les résultats obtenus, on déduit que la deuxième structure (voiles porteurs) a répondu à toutes les conditions imposées sur le terrain et présente les points fort suivants :

- Un délai de réalisation incomparable.
- Facilite de mise en œuvre par le coffrage tunnel

En outre, le système de voile porteur présente plusieurs avantages par rapport aux systèmes de construction conventionnels. Le type de coffrage que nous avons utilisé (Coffrage Tunnel) réduit les coûts de la construction grâce aux points précédents. C'est à dire qu'il peut être réutilisé des centaines de fois et augmenter ainsi l'investissement dans de multiples projets.

L'analyse comparative des différents critères de comparaisons a mis en évidence que la deuxième structure (voiles porteurs) a été optimale dans les zones de forte sismicité avec des hauteurs élevées.

Au cours de notre recherche du plan pour le projet de fin d'étude il s'est avéré difficile de trouver une cellule qui remplit la condition pour être réalisée selon deux types de coffrage.

Recommandations et Perspectives

Comme perspectives de recherche et suite de ce travail nous proposons de combiner notre étude avec d'autre étude réalisées sur l'influence du type de sol sur le calcul et la modélisation des structures en Béton Armé pour déduire que l'effet du sol joue un rôle très important pour obtenir une structure moins chère.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé C.B.A.93.

[2] Règles Parasismiques Algériennes R.P.A 99.V2003

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

[4] Cours Béton Armé.

[5] SAP 2000 version 19.1.0

[6] ETABS 2016

[7] Auto-CAD 2016