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



Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option: *structures*

Thème :

Etude d'un batiment en (R+5) à usage administratif implantée à alger

Etudié par :

- MOSTEFAOUI Ali
- BOUKENA Kamel

Encadré par :

- Mr: SKENDER Zakaria

Promotion Juin 2018


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciement

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

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leur encouragement pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur ***Mr. SKENDER ZAKARIA*** *pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'elle nous a accordée. Nous tenons à remercier : les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.*

Tenons à remercier également ***Mr. OULD TURKI BENAISSA*** *pour sa disponibilité et ses orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

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

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

« MERCI »

Dédicace

Avant tout, nous remercions DIEU pour nous avoir donné la force et la

Patience pour mener à terme ce travail.

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère mère (رحمها الله)

A mon très cher père ;

A mes très chers frères ***(Mohammed et Saïd)*** *qui m'ont guidé durant les*

moments les plus pénibles de ce long chemin ;

A mes chères sœurs ***(Malika, Taous, Ghania, Zohra, Aicha, Saliha et Sabrina)***

qui ont été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie ;

A tous les enfants de ma famille sans exception ;

A tout ma famille ***(Mostefaoui)*** *;*

Et tous mes amis proches ;

A mon binôme : ***Kamel*** *;*

Et à tous mes collègues génie civil promotion 2018.

MOSTEFAOUI ALI

Dédicace

Je dédie avec grand plaisir, ce modeste travail à :

Tout d'abord je tiens à remercier Dieu Tout puissant ;

Je puisse les honores ;

A mon père ;

A ma chère mère ;

A mes frères:;

A mes chères sœurs ;

A tout ma famille (BOUKENA) ;

Et tous mes amis proches ;

A mon binôme : Ali;

Et a Tous mes collègues génie civil promotion 2018.



BOUKENA KAMEL

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشاة ذات استعمال اداري من الخرسانة المسلحة ذات خمسة طوابق ستتم بنايتها في ولاية الجزائر المصنفة ذات النشاط الزلزالي القوي، مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط أعمدة و عارضات+جدران مسلحة، تم التصميم وفقا لقوانين و معايير البناء المطبقة في الجزائر (RPA99Version2003, CBA93)

الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج SAP2000 [19].

Résumé

Le but principal de ce travail est l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage administratif en (R+5) implantée à ALGER qui est classée comme une zone à forte sismicité. La stabilité du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles). Cette étude a été effectuée selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version 2003, CBA93). En utilisant le logiciel de calcul des structures SAP2000 [19].

Abstract

The principal aim of this work is to study a reinforced concrete building with a irregular shape, made up of 5 floors and a ground floor, the building is located at Algiers which is classified as height seismicity zone. The stability of the building is ensured by a mixed system of wind-bracing (gantries + voiles). This study was carried out according to Algerians codes (RPA99 version2003, CBA 93) by using computer program SAP2000 [19].

Sommaire

Introduction Générale :…….

Résumé :……

Dédicace :……

Remerciement :…….

Liste de Figuré :……

Liste de Tableaux :……

Conclusion Générale :……...

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. INTRODUCTION : 1

I.2.CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES : 1

I.3. DESCRIPTION DE L'OSSATURE 2

I.4. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUE DES MATÉRIAUX : 3

I.4.1. Béton : 3

I.4.2. Aciers : 5

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants.

II.1. INTRODUCTION 8

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES : 8

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES : 9

II.3.1.Plancher terrasse : 9

II.3.2. Plancher courant : 10

II.3.3.Maçonnerie : 11

II.4. PRÉDIMENSIONNEMENT : 12

II.4.1. Les portiques : 12

II.4.1.1. Les poutres : 12

II.4.1.2. Les poteaux:..... 15
II.4.1.2.1. Détermination des charges et surcharges : 16
II.4.1.2.2. Effort normal de résistance :..... 17
II.4.1.2.3.Vérification de la section du poteau : 18
II.4.1.2.4.Vérification selon le RPA99 (version 2003) : 19
II.5.PRE'DIMENSIONNEMENT DES VOILES:..... 19

Chapitre III : Les éléments secondaires

III.1. L'ACROTERE:..... 21
III.1.1. Charges et surcharges:..... 21
III.1.2. Calcul des efforts:..... 21
III.1.3. Calcul du ferraillage:..... 22
III.1.4.Vérification de l'effort tranchant:..... 23
III.1.5.Vérification de l'acrotère au séisme : 23
III.2.CALCUL DES POUTRELLES :..... 24
III.2.1.Dimensionnement des poutrelles :..... 24
III.2.2.Première étape : Avant le coulage de la table de compression 24
III.2.2.1. Détermination du nombre d'étaiements :..... 24
III.2.3.Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression :..... 25
III.2.4.Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles :..... 25
III.2.4.1.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher terrasse :..... 25
III.2.4.2.Vérification des contraintes à l'ELS du plancher terrasse :..... 26
III.2.4.3.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher courant :..... 26
III.2.4.4.vérification des contraintes à l'ELS du plancher courant:..... 26
III.3.L'ESCALIER :..... 27
III.3.1.Evaluation des charges et surcharges..... 27
III.3.2.Ferraillage de l'escalier :..... 28
III.3.3. Calcul de la poutre palière :..... 29
III.3.3.1.Evaluation des charges :..... 29
III.3.3.2.Calcul des efforts:..... 30

III.3.3.3.Ferraillage de la poutre palière : 30
III.4.La dalle pleine 31
III.4.1.Méthode de calcul : 31
III.*4.2.*Calcul des dalles triangulaires : 31
III.4.2.1. Calcul du ferraillage : 31
III.*4.3.*Calcul des dalles rectangulaires : 32
III.4.3.1. Calcul du ferraillage : 33

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 INTRODUCTION : 34
IV.2 DISPOSITION DES VOILES 34
IV.3 CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE : 35
IV.3.1 Centre de masse : 35
IV.3.2 Centre de torsion : 35
IV.3.3 Calcul centre de mass et centre de torsion 36
IV.3.4 Excentricité : 36
IV. 3.4.1 Excentricité théorique : 36
IV .3.4.2 Excentricité accidentelle 37
IV .4 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL 37
IV .4.1 Méthodes utilisables 37
IV. 5 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE : 37
IV .5.1 PRINCIPE : 37
IV .5.2 Modélisation: 38
IV .5.3 Spectre de réponse de calcul 38
IV .5.3.1 Coefficient d'accélération A 38
IV .5.3.2 Facteur de correction d'amortissement η : 38
IV .5.3.3 Coefficient de comportement R 39
IV .5.3.3.1 Justification du coefficient de comportement R : 39
IV.5.3.4 Facteur de qualité Q 41
IV.5.3.5 Périodes caractéristiques associées à la catégorie de sites T_1, T_2 41

IV .6 Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : 41
IV .6.1 Vérification de comportement des trois premiers modes : 42
IV .6.2 Vérification de participation massique 43
IV .6.3 Vérification de la force sismique V à la base 44
IV .6.4 Vérification de la stabilité au renversement 46
IV .6.4.1 Le moment de renversement 46
IV .6.4.2 Le moment stabilisant 46
IV .6.5 Vérification des déplacements inter-étages 47
IV .6.6 Vérification des déplacements en tête 48
IV .6.7 Vérification de cisaillement des éléments : 48
IV .6.7.1 Les poutres 48
IV .6.7.2 Les poteaux 49
IV .6.8 Vérification de l'effort normal réduit à la base : 49
IV .6.9 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 50

Chapitre V : Etude des éléments résistants

V.1 Introduction : 52
V.2 Ferraillage des poutres : 52
V.2.1 Introduction : 52
4 V.2.2 Recommandation des règlements : 53
V.2.2.1 Recommandations du R.P.A99v2003 : 53
V.2.2.2 Recommandations du CBA93 : 53
V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires a l'ELU : 54
V.2.3.1 Les poutres principales (30x45) 54
V.2.3.2 Les poutres secondaires (30x40) 54
V.2.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service : 55
V.2.4.1 Les poutres principales : 55
V.2.4.2 Les poutres secondaires : 56
V.2.5 Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA : 56
V.2.5.1 Les poutres principales 56

V.2.5.2 Les poutres secondaires 56
V.2.6 Calcul des armatures transversales : 57
V.2.7 Vérification de la flèche 57
V.2.7.1 Poutre principale : 57
V.2.7.2 Poutre secondaire : 58
V.3 Ferraillages des poteaux : 59
V.3.1 Recommandation du règlement RPA99v2003 : 59
V.3.2 Ferraillages des poteaux carrés : 61
V.3.2.1 A l'ELU : 61
V.3.2.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service : 62
V.3.3 Ferraillages des poteaux rectangulaires : 63
V.3.3.1 A l'ELU 63
V.3.3.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service : 64
V.3.4 Déterminations des armatures transversales : 64
V.3.4.1 Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale : 65
V.4 Ferraillages des voiles : 66
V.4.1 Les voiles pleins : 66
V.4.2 Voiles avec files d'ouvertures : 66
V.4.2.1 Les trumeaux : 66
V.4.2.2 Les linteaux : 66
V.4.3 Recommandations des règlements : 67
V.4.3.1 Recommandation du RPA99v2003 67
V.4.3.2 Recommandations du CBA93 : 67
V.4.3.3 Recommandations pour les voiles et les trumeaux : 68
V.4.4 Ferraillage des voiles pleins : 69
V.4.4.1 Armatures verticales : 69
V.4.4.2 Vérification des armatures à l'ELS : 70
V.4.4.3 Calcul des armateurs horizontaux : 70
V.4.4.4 Armatures transversales : 70

V.4.5 Ferraillage des voiles avec ouverture : 71
V.4.5.1 Les trumeaux 71
V.4.5.1.1 Armatures verticales : 71
V.4.5.1.2 Vérification des armatures à ELS : 71
V.4.5.1.3 Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux : 72
V.4.5.2 Les linteaux : 72
V.4.5.2.1 Recommandation du RPA99v2003 : 72
V.4.5.2.2 Ferraillage des linteaux : 75

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. INTRODUCTION : 78
VI.2. C0NNAISSANCE DU SITE ET DU SOL: 78
VI.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION : 78
VI.4. CALCUL DES FONDATIONS : 78
VI.4.1.Semelles isolées : 78
VI.4.2. Semelles filantes : 80
VI.4.2.1 Dimensionnement: 80
VI.4.2.2. Vérification de poinçonnement CBA 93 Art A.5.2.4.2 : 80
VI.4.2.3. Poutre de libage : 81
*VI.4.3.*Ferraillage des semelles filantes : 81
VI.4.3.1. Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux : 82
VI.4.3.1.1. Semelle : 82
VI.4.3.1.2. Poutre de libage : 83
VI.4.3.2. Semelle filante (continue) sous un voile : 84
VI.4.3.3. Longueur de scellement : 85
VI.4.3.4. La proposition finale des semelles : 86
VI.4. FERRAILLAGE DES LONGRINES : 87
VI.4.1. Recommandation des règlements : 87
VI.4.1.1. Selon le RPA 99 version 2003 [Art 10.1.1] : 87
VI.4.1.2. Selon le CBA93 [A.7.1.2] : 88

VI.4.1.3. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime : 88
VI.4.1.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 88
VI.4.1.5. Calcul des armatures transversales : 90

Liste des figures

Chapitre I

Fig. I.1 : Dimensionnement en plan de bloc central 1
Fig. I.2 : Diagramme contrainte –déformation du béton à l'ELU 5
Fig. I.3 : Diagramme contrainte –déformation du béton à l'ELS 5
Fig. I.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU 6

Chapitre II

Figure II.1: Plancher a Corps creux 8
Figure II.2 : Composants d'un plancher terrasse 9
Figure II.3 : Composants d'un plancher courant 10
Figure II.4 : Composants d'un mur 11
Figure II.5 : Coupe de voile en plan 20
Figure II.6 : Coupe de voile en élévation 20

Chapitre III

Fig. III.1: L'acrotère 21
Fig. III.2: Dimensionnement de la poutrelle 23
FigIII.3 : Poutrelle avant coulage 24
FigIII.4 : Ferraillage de l'acrotère 24
FigIII.5 : Dimensions de l'escalier 27
FigIII.6 : dalle pleine triangulaire 31
FigIII.7 : dalle pleine rectangulaire 32

Chapitre IV

Figure IV.1 : Disposition des voiles. 34
Figure IV.2 : Le spectre de réponse suivant x,y 38
Figure IV.3 : Les premiers trois modes de comportement 42

Chapitre V

Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres 57
Figure V-2 : Ferraillage des poutres principales (terrasse) 58
Figure V-3 : Ferraillage des poutres principales (courant) 58
Figure V-4 : Ferraillage des poutres secondaire 58

Figure V-5 : Ferraillage des poteaux carrés 62
Figure V-6 : Ferraillage des poteaux rectangulaires 63
Figure V-7 : Disposition des armatures dans les poteaux 65
Figure V-8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles. 68
Figure.V-9. : Moments et efforts tranchants dans les linteaux 73
Figure.V-10. : Armatures du linteau selon le RPA 99 74

Chapitre VI

Fig. VI.1 : Le chevauchement entre les semelles isolées 79
Fig. VI.2 : La préposition finale des semelles 86

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux). 10

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine). 10

Tableau II. 3 : Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine). 11

Tableau II.4 : Charges permanentes du plancher courant (corps creux). 11

Tableau II.5 : Charges permanentes du mur double cloison. 12

Tableau II.6 : Charges permanentes du mur simple cloison. 12

Tableau II.7 : Les valeurs de l'effort normal(Nu). 17

Tableau II.8: Vérification de la section du poteau de chaque niveau..... 18

Chapitre III

Tableau III.1 : ferraillage de l'acrotère 22

Tableau III.2 : Vérification de la contrainte de cisaillement..... 23

Tableau III.3: Détermination du nombre d'étaiements 24

Tableau III.4 : les sollicitations max en travée et aux appuis..... 25

Tableau III.5: La section d'armatures 25

Tableau III.6 : Vérification des contraintes..... 26

Tableau III.7 : La section d'armatures 26

Tableau III.8 : Vérification des contraintes..... 26

Tableau III.9: La section d'armatures 26

Tableau III.10 : Dimensions de l'escalier 27

Tableau III.11 : Evaluation de la charge permanente du palier..... 27

Tableau III.12 : Evaluation de la charge permanente de paillasse 28

Tableau III.13: Moment à L'ELU et L'ELS 28

Tableau III.14 : la section d'armatures..... 28

Tableau .III.15: Vérification des contraintes..... 29

Tableau .III.16: Calcul des efforts 30
Tableau .III.17: Ferraillage de la poutre palière 30
Tableau III.18 : Les résultats de la flexion simple. 30
Tableau III.19 : Vérification à ELS. 30
Tableau III.20: Détermination des charges de la dalle 31
Tableau III.21 : Ferraillage de la dalle pleine 32
Tableau III.22 : Vérification des contraintes 32
Tableau III.23 : Vérification de la flèche 32
Tableau III.24 : Ferraillage de la dalle pleine 33
Tableau III.25 : Vérification des contraintes 33
Tableau III.26 : Vérification de la flèche 33

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Calcul centre de mass et centre de torsion 36
Tableau IV.2 : calcul de l'excentricité théorique 36
Tableau IV.3 : calcul de l'excentricité accidentelle 37
Tableau IV.4 : Justification du coefficient de comportement R suivant X 39
Tableau IV.5 : Justification du coefficient de comportement R suivant X (%) 40
Tableau IV.6 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y 40
Tableau IV.7 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%) 40
Tableau IV.8 : Valeurs des pénalités Pq 41
Tableau IV.9 : Vérification de comportement des trois premiers modes 42
Tableau IV.10 : vérification de participation massique 43
Tableau IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 45
Tableau IV.12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 46
Tableau IV.13 : Moment stabilisant 46
Tableau IV.14 : Moment stabilisant 46
Tableau IV.15 : Vérification de stabilisation 47
Tableau IV.16 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x 47
Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y 48

Tableau IV.18 : Vérification des déplacements en tête 48
Tableau IV.19 : Vérification de cisaillement des poutres 49
Tableau IV.20 : les nouvelles sections choisis 50
Tableau IV.21 : Vérification de l'effort normal réduit à la base 50
Tableau IV.22 : Vérification l'effet P-Δ suivant X 51
Tableau IV.23 : Vérification l'effet P-Δ suivant Y 51

Chapitre V

Tableau V-1 : Les données de calcul 52
Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x45) 52
Tableau V-3 : choix de Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x45) 54
Tableau V-4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x40) 54
Tableau V-5 : choix de Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x40) 55
Tableau V-6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30x45) 55
Tableau V-7 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (30x40) 56
Tableau V-8 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements 56
Tableau V-9 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements 56
Tableau V-10 : Calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires 57
Tableau V-11 : Vérification de la flèche des poutres principales 57
Tableau V-12 : Vérification de la flèche des poutres secondaires 58
Tableau V-13 : Ferraillage longitudinal des poteaux carré 61
Tableau V-14 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S 62
Tableau V-15 : Ferraillage longitudinal des poteaux rectangulaires 63
Tableau V-16 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S 64
Tableau V-17: Ferraillage transversal des poteaux 64
Tableau V-18 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux 65
Tableau V-19 : Les données de calcul 67
Tableau V-20 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins 69
Tableau V-21 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA 69
Tableau V-22 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains 70

Tableau V-23 : calcul de l'armature horizontale des voiles pleins. 70
Tableau V-24 : diamètre des armatures transversales 70
Tableau.V.25 : calcul des armatures verticales 71
Tableau.V.26 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux 71
Tableau.V.27 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux 72
Tableau.V.28 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V1) 75
Tableau.V.29 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V1)..... 75
Tableau.V.30 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V2) 76
Tableau.V.31 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V2)..... 76
Tableau.V.32 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V3) 77
Tableau.V.33 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V3)..... 77

Chapitre VI

Tableau VI.1: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS 79
Tableau VI.2: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 80
Tableau VI.3: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 80
Tableau VI.4: Dimensionnement poutre de la poutre de libage. 81
Tableau VI.5: Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 82
Tableau VI.6: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage. 83
Tableau VI.7: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage. 83
Tableau VI.8: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS. 83
Tableau VI.9: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage. 84
Tableau VI.10: Vérification de la flèche de la poutre de libage. 84
Tableau VI.11: Ferraillages des semelles filantes sous un voiles (armatures principales). 84
Tableau VI.12: Vérification longueur de scellement des semelles filantes 85
Tableau VI.13: Ferraillage longitudinal des longrines. 88
Tableau VI.14: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines 89
Tableau VI.15: Ferraillage transversale 90

Notation

Majuscules romaines

A : Section d'aciers tendus.

A' : Section d'acier comprimé.

Amax, Amin: Section d'acier maximale et minimale

At : section d’armature transversale.

Aver : Section d'armatures verticales.

Ah : Section d' d'armatures horizontales.

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.

I : Moment d'inertie.

Ii : moment d'inertie des trumeaux.

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.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Cd : coefficient dynamique.

Ce : coefficient d’exposition au vent.

Cr : Le coefficient de rugosité.

Ct : Le coefficient de topographie.

Kt : coefficient de terrain.

Z0 : paramètre de rugosité.

Zmin : hauteur minimale.

W : Pression nette exercée sur l'élément.

R : force résultante.

Δt : variation de la température.

Θ : gradient thermique.

S : surface de la poutre

E ; module de YOUNG

N : effort thermique

Minuscules romaines

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

fc28 : 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 » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv : Espacement des armatures verticales.

ct : coefficient de topographie.

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

q_{dyn} : coefficient de pression dynamique.

qj : la pression due au vent.

Majuscules grecques

Σ: sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques

α: Angle.

γ: Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

Ɛ : Coefficient (calcul de Cd)

η: Coefficient de fissuration.

λ:Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ρ: poids volumique du béton.

σ: Contrainte normale.

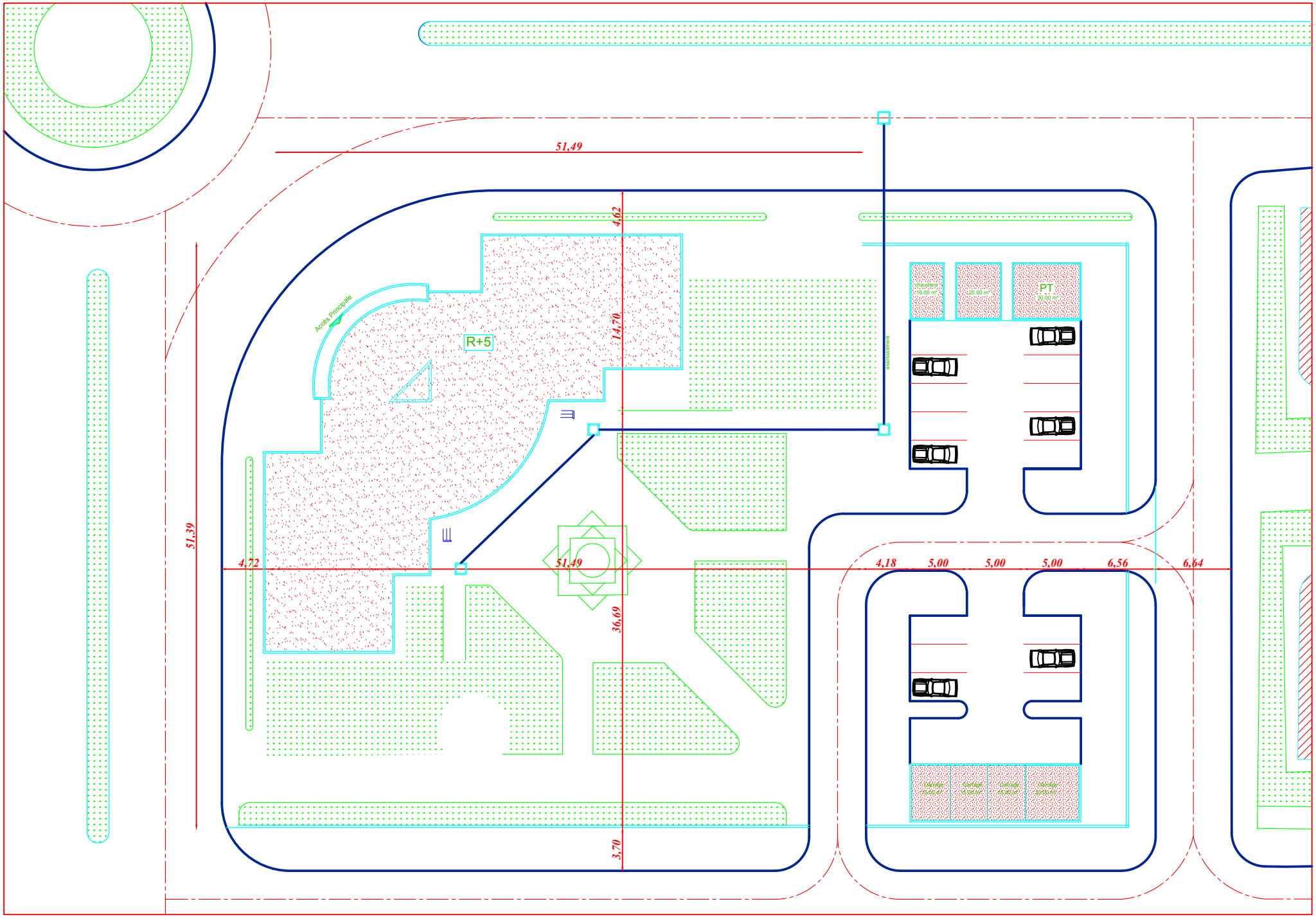
τ: Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

CONCOURS NATIONAL D'ARCHITECTURE POUR L' ETUDE ET SUIVI DU PROJET DE RÉALISATION D'UNE SIEGE DAIRA À BEROUAGUIA

PLAN DE MASSE

Echelle : 1/200



CONCOURS NATIONAL D'ARCHITECTURE POUR L' ETUDE ET SUIVI DU PROJET DE RÉALISATION D'UNE SIEGE DAIRA À BEROUAGUIA

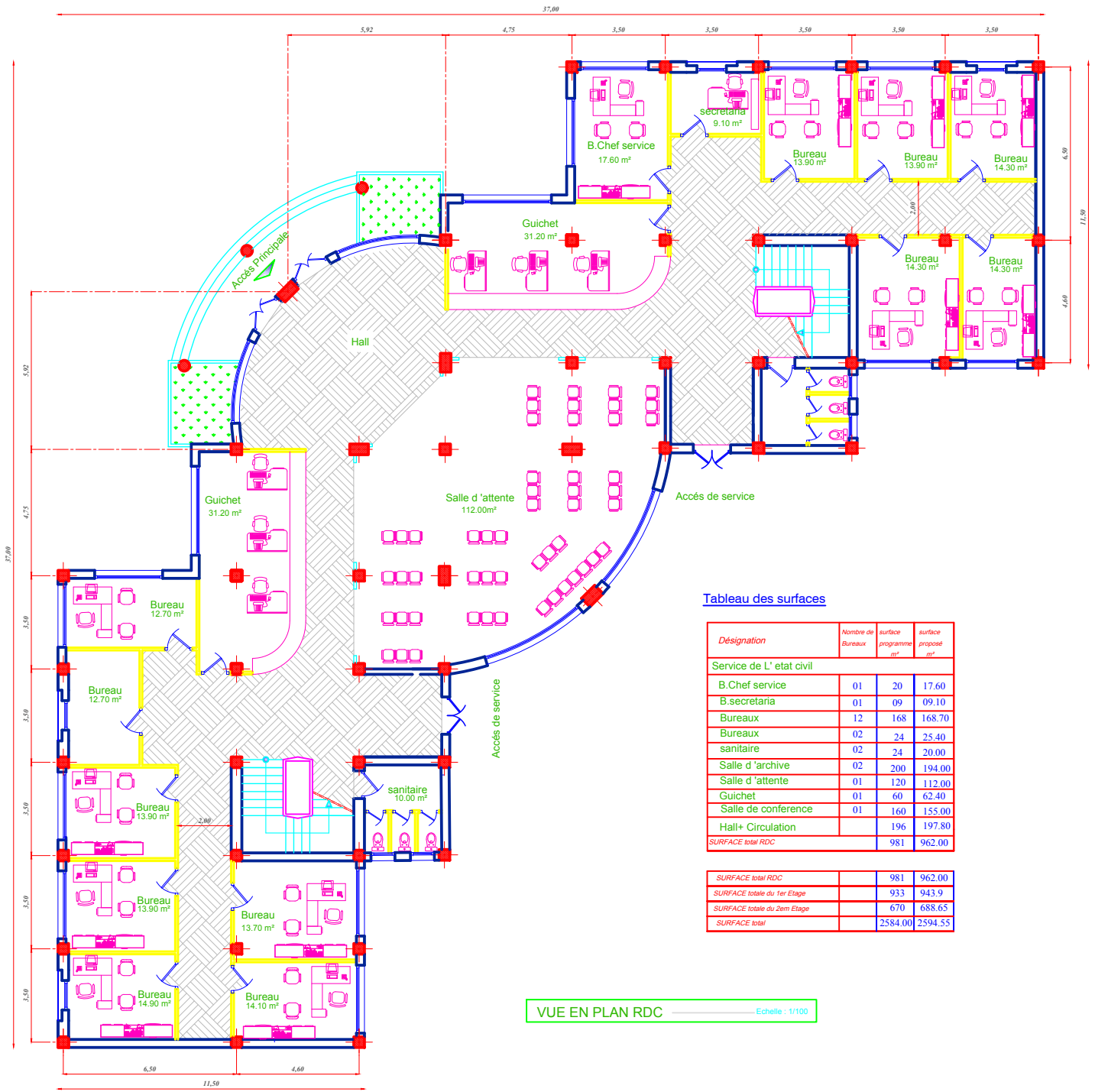


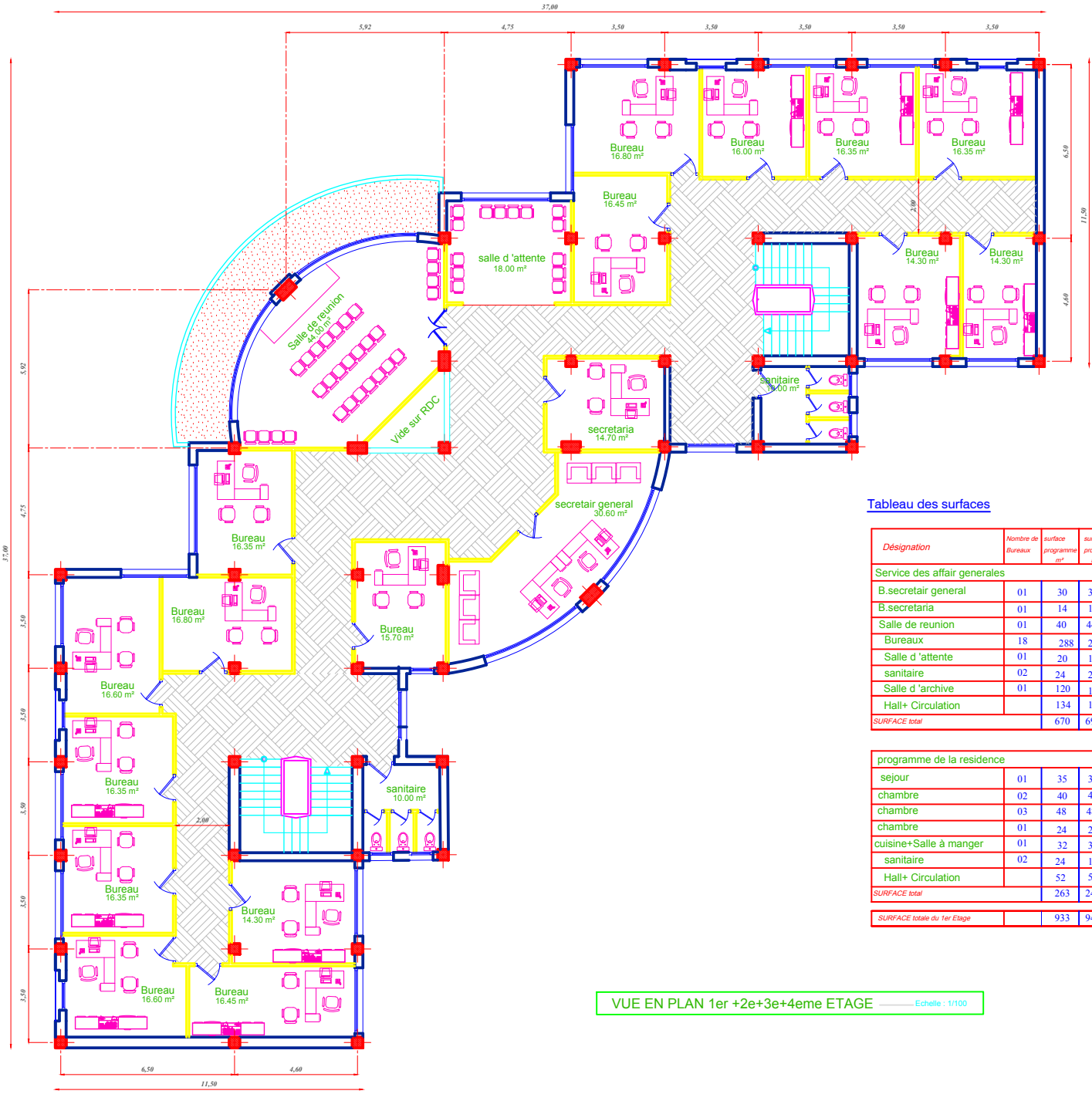
Tableau des surfaces

Désignation	Nombre de Bureaux	surface programme m²	surface proposé m²
Service de L' etat civil			
B.Chef service	01	20	17.60
B.secretaria	01	09	09.10
Bureaux	12	168	168.70
Bureaux	02	24	25.40
sanitaire	02	24	20.00
Salle d 'archive	02	200	194.00
Salle d 'attente	01	120	112.00
Guichet	01	60	62.40
Salle de conference	01	160	155.00
Hall+ Circulation		196	197.80
SURFACE total RDC		981	962.00

SURFACE total RDC		981	962.00
SURFACE totale du 1er Etage		933	943.9
SURFACE totale du 2em Etage		670	688.65
SURFACE total		2584.00	2594.55

VUE EN PLAN RDC ——— Echelle : 1/100

CONCOURS NATIONAL D'ARCHITECTURE POUR L' ETUDE ET SUIVI DU PROJET DE RÉALISATION D'UNE SIEGE DAIRA À BEROUAGUIA



VUE EN PLAN 1er +2e+3e+4eme ETAGE ..... Echelle : 1/100

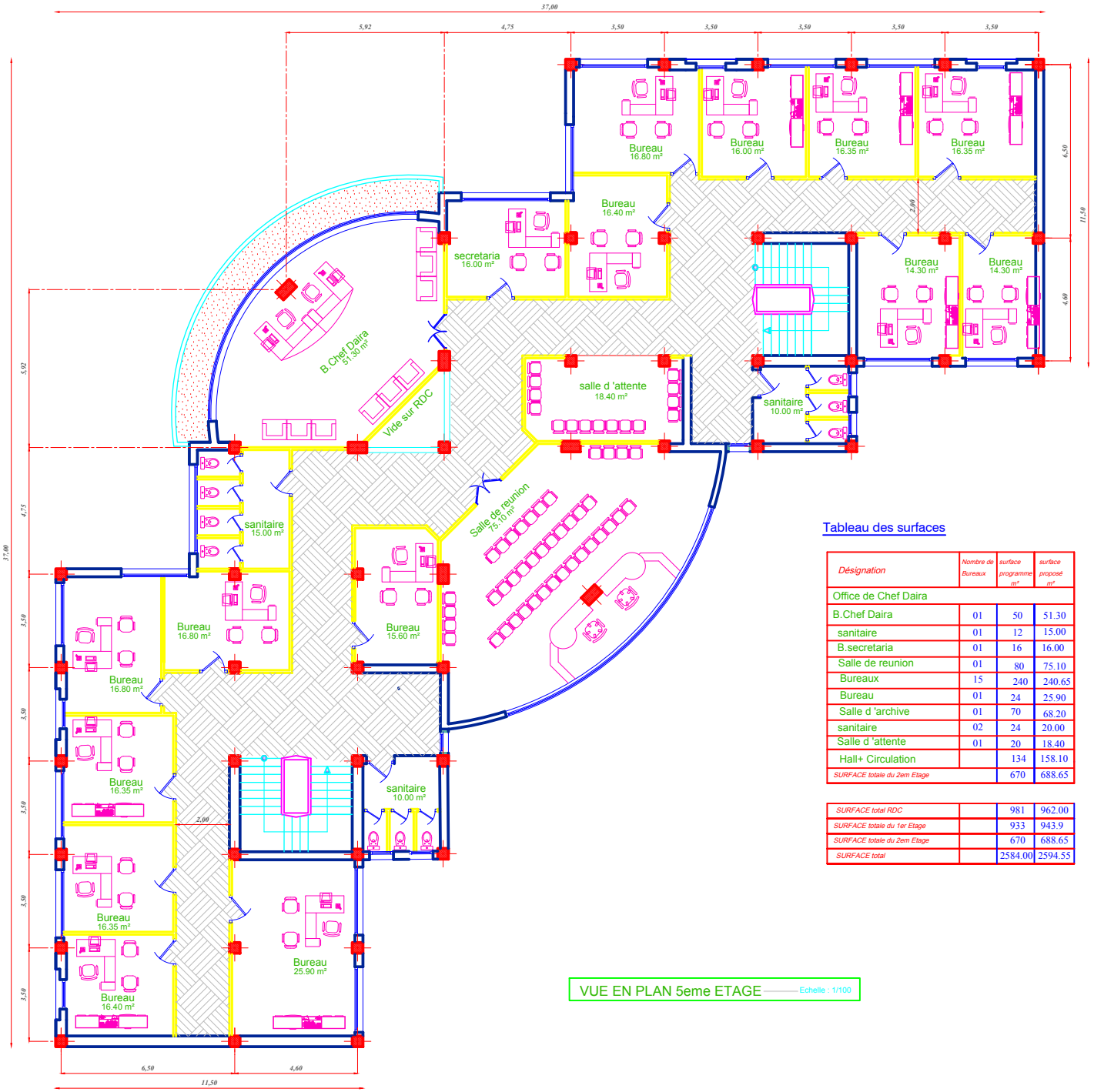
Tableau des surfaces

Désignation	Nombre de Bureaux	surface programme m²	surface proposé m²
Service des affair generales			
B.secretair general	01	30	30.60
B.secretaria	01	14	14.70
Salle de reunion	01	40	44.00
Bureaux	18	288	287.9
Salle d 'attente	01	20	18.00
sanitaire	02	24	20.00
Salle d 'archive	01	120	117.30
Hall+ Circulation		134	164.90
SURFACE total		670	697.40

programme de la residence			
sejour	01	35	36.00
chambre	02	40	40.80
chambre	03	48	48.30
chambre	01	24	24.10
cuisine+Salle à manger	01	32	32.20
sanitaire	02	24	14.50
Hall+ Circulation		52	50.50
SURFACE total		263	246.50

SURFACE totale du 1er Etage		933	943.9

CONCOURS NATIONAL D'ARCHITECTURE POUR L' ETUDE ET SUIVI DU PROJET DE RÉALISATION D'UNE SIEGE DAIRA À BEROUAGUIA



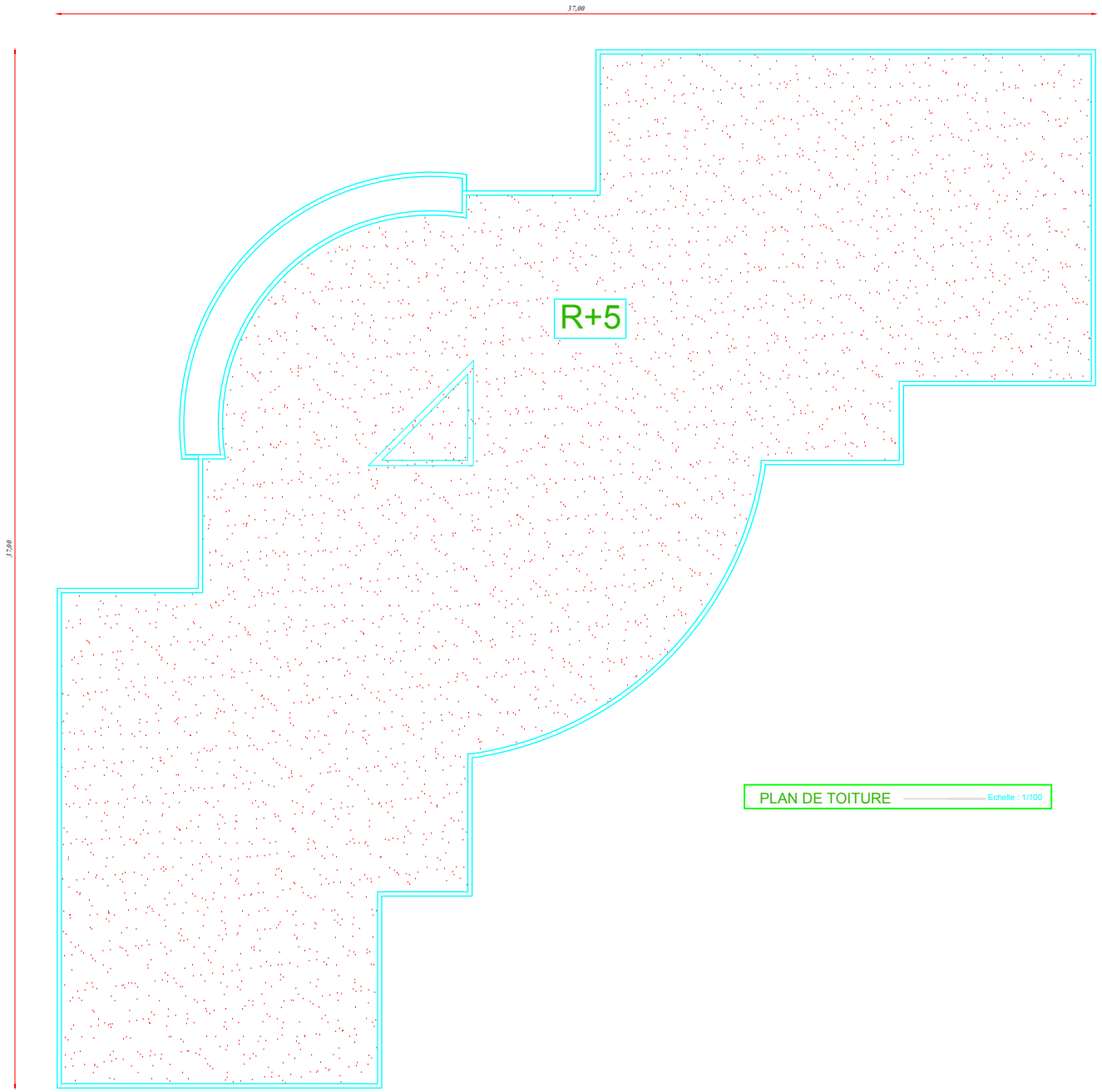
VUE EN PLAN 5eme ETAGE —— Echelle : 1/100

Tableau des surfaces

Désignation	Nombre de Bureaux	surface programme m²	surface proposé m²
Office de Chef Daira			
B.Chef Daira	01	50	51.30
sanitaire	01	12	15.00
B.secretaria	01	16	16.00
Salle de reunion	01	80	75.10
Bureaux	15	240	240.65
Bureau	01	24	25.90
Salle d 'archive	01	70	68.20
sanitaire	02	24	20.00
Salle d 'attente	01	20	18.40
Hall+ Circulation		134	158.10
SURFACE totale du 2em Etage		670	688.65

SURFACE total RDC		981	962.00
SURFACE totale du 1er Etage		933	943.9
SURFACE totale du 2em Etage		670	688.65
SURFACE total		2584.00	2594.55

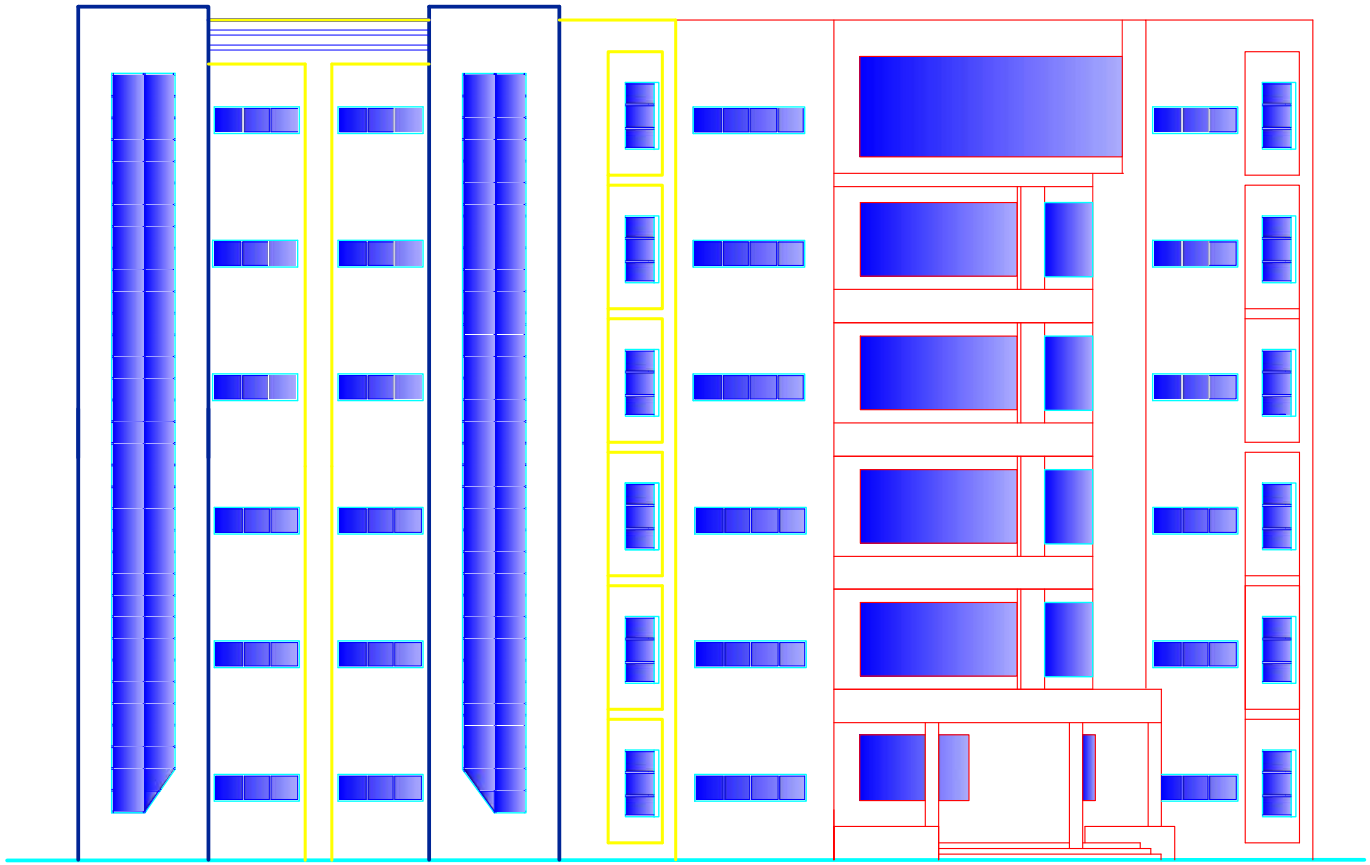
CONCOURS NATIONAL D'ARCHITECTURE POUR L' ETUDE ET SUIVI DU PROJET DE RÉALISATION D'UNE SIEGE DAIRA À BEROUAGUIA



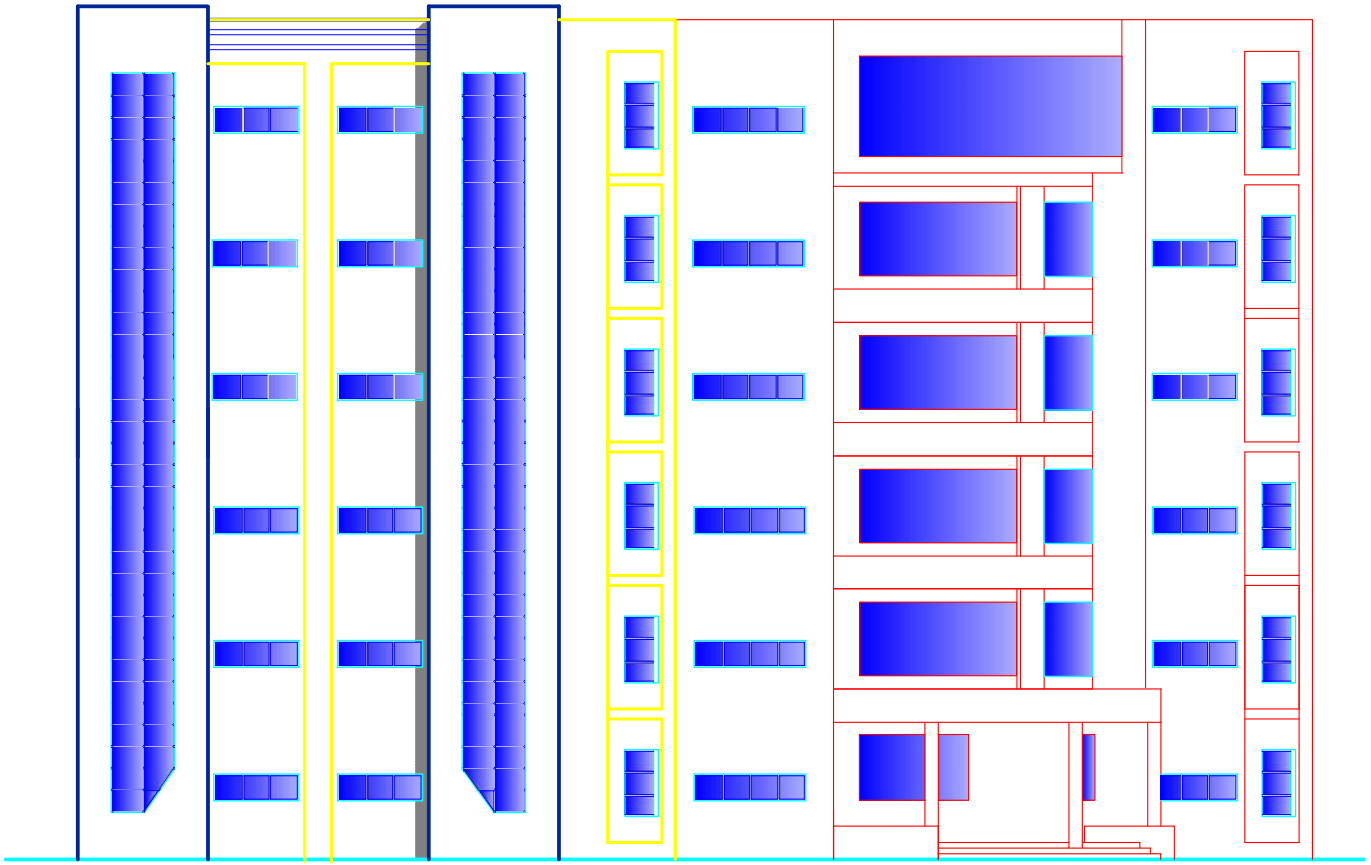
PLAN DE TOITURE Echelle : 1/100

CONCOURS NATIONAL D'ARCHITECTURE POUR L' ETUDE ET SUIVI DU PROJET DE RÉALISATION D'UNE SIEGE DAIRA À BEROUAGUIA

FAÇADE PRINCIPALE 01 ——— Echelle : 1/100



FAÇADE PRINCIPALE 02 ——— Echelle : 1/100



Introduction général

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur à cause du manque des surfaces en plan et la concentration des populations dans certaines villes est l'un des facteurs majeurs, qui obligent l'homme à opter pour ce genre de construction.

Le présent travail comporte une étude technique d'un bâtiment en (R+5) sous forme de L implanté dans la wilaya d'Alger qui classée comme une zone de forte sismicité, cette étude a été menée selon le plan de travail suivant :

- Une présentation générale de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés sont représenté dans le premier chapitre,

- le second chapitre dans ce travail est consacré pour le pré-dimensionnement de tous les éléments.

- le calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, etc.…) fait l'objet de troisième chapitre.

-Pour l'étude dynamique et les caractéristiques géométriques de la structure (centre de masse, centre de torsion, excentricité) en utilisant le logiciel SAP2000V19, sont présenté dans le quatrième chapitre.

-Le cinquième chapitre contient le calcul de ferraillage de tous les éléments résistants sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux.

- L'étude de l'infrastructure par la détermination et le choix de type de fondation convenable ainsi que leurs dimensions et calcul du ferraillage est l'objet du sixième chapitre,

Finalement, on terminera le travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. INTRODUCTION :

Le projet qui nous a été confié par le bureau des idées novatrices de l'architecture d'aujourd'hui **B.I.N.A.A** consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment à usage administrative. Ce dernier est composé de (06) niveaux en superstructure dont un rez-de-chaussée et (05) étages courants avec terrasse inaccessible.

Situation de l'ouvrage **:** l'ouvrage étudié sera implanté à ALGER, classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de fort sismicité (zone III). Notre étude a été effectuée conformément aux exigences des règles CBA93.

I.2.CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES :

a. **Dimensions en élévation** :

- Hauteur totale du bâtiment…….....*19,38 m*
- Hauteur du rez-de-chaussée…….....*3,23m*
- Hauteur de l'étage courant ……..*3,23m*

b. **Dimensions en plan** :

Les dimensions de notre bloc sont indiquées sur le schéma suivant (fig. I.2).

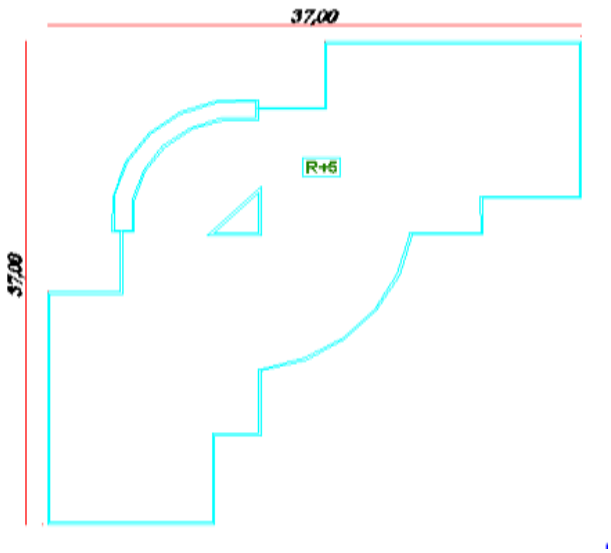


Fig. I.1 : Dimensionnement en plan de bloc central

I.3. DESCRIPTION DE L'OSSATURE :

a. Ossature:

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

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

2-Les efforts horizontaux dus au séisme.

L'ossature du bâtiment est contreventée par un système mixte, assuré par des voiles et des portiques.

-Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

-Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

b. *Planchers :*

Nous avons utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- Planchers à cops creux.
- Planchers à dalle pleine

c. *Maçonnerie :*

La maçonnerie du bâtiment a été exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) :

Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 05cm.

- Murs intérieurs (simple cloison).

d. *L'acrotère :*

L'acrotère est un élément secondaire de la structure construit en béton armé, avec quelques types de revêtement (enduit, en ciment,…), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui peuvent provoquer des fissures suivant la ligne de jonction entre l'acrotère et le plancher.

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur (acrotère).

e. *Escalier :*

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un seul type d'escalier (escalier droit à 3 volets).

I.4. *CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUE DES MATÉRIAUX :*

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment en question doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et tous les règlements applicables en Algérie **(*RPA 99 version 2003* et *CBA93)***.

I.4.1. Béton :

a. *Composition du béton :*

Le béton est un matériau constitué par un mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) propres de bonne qualité, de l'eau potable exempte des impuretés et parfois des adjuvants.

Pour un Béton ordinaire la composition d' $1m^3$ est comme suit:

- *350 Kg* de ciment *CEMII 42.5*
- *400 l* de sable $D_g \leq 5\ mm$
- *800 l* de gravillon $5mm \leq Dg \leq 25\ mm$
- *175 l* d'eau de gâchage.

b. *Résistance du béton :*

b.1. *Résistance du béton à la compression:*

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression *«J»* jours, généralement à *28* jours. Cette valeur est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes cylindriques de *200,96 cm²* de section, de *32 cm* de hauteur et 16 cm de diamètre.

$$j \leq 28\ jours \rightarrow f_{cj}=0.685 f_{c28} \log (j+1)$$

$$j = 28\ jours \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28\ jours \rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

Pour notre étude on a adopté une résistance du béton à 28jours égale à : $f_{c28} = 25\ MPa$

b.2. *Résistance du béton à la traction :*

La résistance du Béton à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les éprouvettes16x32 précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant une éprouvette de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « *a* » et de longueur « *4a* » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion simple.

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation suivante:

$f_{tj} = 0.6 + 0.06\ f_{cj}$ **(MPa)** $f_{c28} = 25\ MPa$, on trouve $f_{tj} = 2,1\ MPa$

***c. Module de déformation longitudinale* :**

Ce module est connu sous le nom de «module de Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

***c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} »* :**

Il est mesuré à partir de la courbe contrainte déformation (σ - ξ) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$E_{ij}=11000(f_{cj})^{1/3}$ $(f_{cj}$;E_{ij} :en MPa)

c.2. Module d'élasticité différé «E_{vj}» :

Il est mesuré à partir de la courbe contrainte déformation (σ - ξ) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$E_{vj}=3700(f_{cj})^{1/3}$

Pour notre cas :$f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \longrightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164.20MPa \\ E_{vj} = 10721.40MPa \end{cases}$

***d. Coefficient de poisson* :**

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

E.L.U : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)

E.L.S : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

***e. Poids volumique* :**

Le poids volumique du béton ordinaire adopté dans cette étude est égale à : $\rho = 25\ KN/m^3$

***f. Les contraintes limite de calcul* :**

f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0.85\ f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires……. $f_{bu} = 14,17\ MPa$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles……..... $f_{bu} = 18,48\ MPa$

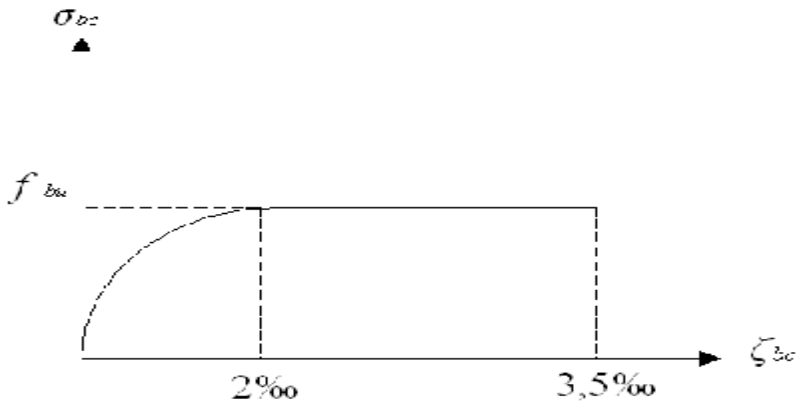


Fig. I.2 : Diagramme contrainte –déformation du béton à l'ELU

***f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)*:**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue, on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\boldsymbol{\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}}$

f_{c28} =25 *MPa* on trouve : $\sigma_{bc} = 15MPa$

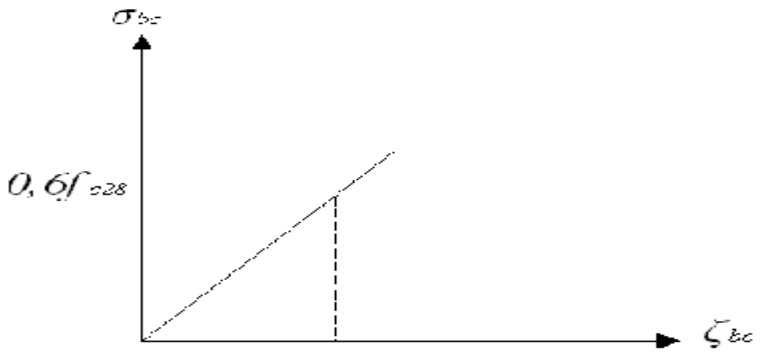


Fig. I.3 : Diagramme contrainte –déformation du béton à l'ELS

***I.4.2. Aciers* :**

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures d'aciers pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont comme suit:

- Ronds lisses (R.L) : *FeE24*
- Barres à haute adhérences (HA) : *FeE40*
- Treillis soudés (TS) : *TLE52* ∅ *=8 mm* pour les dalle

a. Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): *FeE =22 (f_e=215 MPa) ; FeE =24 (f_e=235 MPa)*
- Barres à haute adhérences (HA) : f_e *=400 MPa.*
- Treillis soudés (TS) : f_e*= 520MPa.*

b. *Module d'élasticité des aciers* :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale, les essais ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$Es = 2{,}1.10^5\ MPa$$

c. Les contraintes limite de calcul :

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

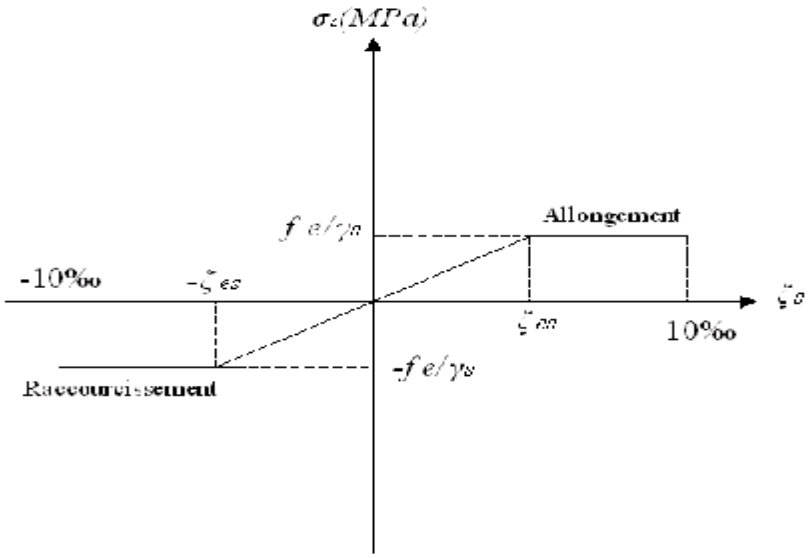


Fig. I.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

- f_e : Contrainte limite élastique.
- ξ_s:Déformation (allongement) relative de l'acier$\longrightarrow \xi_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\xi_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

- σ_s : Contrainte de l'acier. :$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier.
- $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & Cas\ des\ situations\ durables\ ou\ transitoires \\ 1.00 & Cas\ des\ situations\ accidentelles \end{cases}$

Pour les aciers *FeE400* on a : $\xi_s = \frac{400}{1.15 \times 2.10^5} = 1.74\ {}^{o}/_{oo}$

c.2. <u>Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)</u>:

C'est l'état ou on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\boldsymbol{\sigma_s = \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right)}$ $(\boldsymbol{MPa})$
- Fissuration très préjudiciable $\boldsymbol{\sigma_s = \left(\frac{1}{2} f_e; 110\eta\right)}$ $(\boldsymbol{MPa})$

η : Coefficient de fissuration

η *=1,00* pour les aciers ronds lisse.

η *=1,60* pour les aciers à haute adhérence.

***d. <u>Le coefficient d'équivalence</u>* :**

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

- n : Coefficient d'équivalence.
- E_s : Module de déformation de l'acier.
- E_b : Module de déformation du béton.

***<u>Conclusion</u>* :** A la fin, pour notre étude on a adopté les valeurs standards suivantes :

$\boldsymbol{f_{c28}}$*=25MPa*

$\boldsymbol{f_{t28}}$*=2.1MPa*

$\boldsymbol{E_{i28}}$=32164.2MPa

$\boldsymbol{E_{v28}}$=10819MPa

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \begin{cases} 14.2MPa & : situation\ durable \\ 18.48MPa & : situation\ accédentelle \end{cases}$

$\boldsymbol{\overline{\sigma_{bc}}} = 15MPa$

*FeE*400, $f_e = 400MPa$: Pour les armatures longitudinales

*FeE*235, $f_e = 235Mpa$: Pour les armatures transversales

$\boldsymbol{\overline{\sigma_s}} = 202MPa$: Fissuration préjudiciable pour les AH

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments résistants

II.1. INTRODUCTION :

Le pré-dimensionnement des éléments dans l'étude des structures est une étape importante, elle permet d'estimer l'ordre de grandeur des éléments résistants, à cet effet des règlements en vigueurs, notamment le règlement parasismique algériens « ***RPA99 version 2003*** » recommandes des dimensions minimales des éléments résistants afin réduire le risque de la ruine d'une structure en tenant compte l'aspect économique.

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES :

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées recommandés par les règlements.

a. Plancher en corps creux **:**

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même. L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \qquad [1]$$

Avec :

* L : longueur entre nus d'appuis.

*h_t : hauteur totale du plancher.

On a:

L =474 – 30 = 444 m

$$17.76 \leq h_t \leq 22.2 \qquad h_t = 20 \text{ cm}$$

Conclusion :

On a adopté un plancher de 20 cm d'épaisseur composés d'un hourdis de 16cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

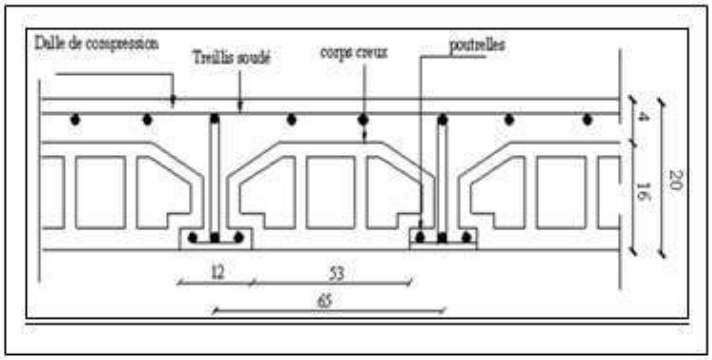


Fig.II.1: Plancher à corps creux

b. Dalle pleine :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

- Critère de résistance :

- dalle reposant sur 4 ou 5 appuis :

$$(Lx/45) \leq ep \leq (L\ x\ /40)$$

- dalle reposant sur 2 ou 3 appuis :

$$(Lx / 35) \leq ep \leq (Lx / 30)$$

Où : ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu d'appuis.

- Sécurité contre l'incendie :

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

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

-Condition d'isolation acoustique : ep ≥ 15cm

- Critère de résistance : ep= 13,5cm
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

-Condition de la flèche :

Si $L \leq 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$

Si $L > 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.05$

Conclusion : Pour la dalle pleine on a adopté : **e_p = 15cm**

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui Influent directement sur la résistance et la stabilité de notre structure.

II.3.1.Plancher terrasse :

a. Charges permanentes :

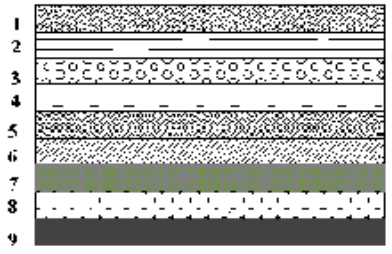


Fig.II.2: Composants d'un plancher terrasse.

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux).

N	composants	Epaisseur (m)	γ (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	5	0.05
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**6.59**

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine).

N	composants	Epaisseur (m)	γ (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	5	0.05
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**7.54**

b. surcharges d'exploitation :

Pour le cas d'un plancher de terrasse inaccessible la surcharges est égale à : **Q = 1kN/m2**.

II.3.2. Plancher courant :

a. Charges permanentes :

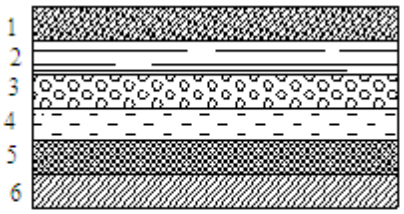


Fig. II.3: Composants d'un plancher courant.

Tableau II. 3 : Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).

N	composants	Epaisseur (m)	γ (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère + enduit de ciment	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.95**

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

N	composants	Epaisseur (m)	γ (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.00**

b. surcharges d'exploitation :

Pour un bâtiment à usage administrative la surcharge d'exploitation égale à **Q = 2.5kN/m²**

II.3.3.Maçonnerie :

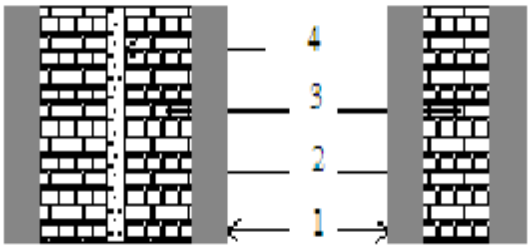


Fig. II.4: Composants d'un mur.

a. Murs extérieurs (doubles-cloisons) :

Tableau II.5 : Charges permanentes du mur double cloison.

N	Composant	Epaisseur (m)	γ (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Enduit en plâtre	0.01	10	2x0.10
2	Enduit en ciment	0.02	18	2 x 0.36
3	Brique creuse	0.10	-	2 x 0.90
4	Lame d'aire	0.05	-	-
Charge permanente G				**2.72**

b. Murs intérieurs (simples-cloisons) :

Tableau II.6 : Charges permanentes du mur simple cloison**.**

N	Composant	Epaisseur (m)	γ (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18 x 2	0.36
2	Brique creuse	0.10	-	0.90
Charge permanente G				**1.62**

II.4. PRÉDIMENSIONNEMENT :

II.4.1. Les portiques :

Le système des portiques est constitué par des éléments horizontaux (les Poutres) et des éléments verticaux (les poteaux) reliés entre eux-mêmes.

II.4.1.1. Les poutres :

Les poutres sont généralement de section rectangulaire ou de section en « T »

a. Poutres principales (porteuses) :

* $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

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

Avec : L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

➢ **Détermination de la hauteur « h » :**

On a: L=*6.5m*

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 43.33cm \leq h \leq 65cm$$

On adopte : *h=45cm*

➢ **Détermination de la largeur « b » :**

$h = 45cm$: $0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h \Rightarrow 13{,}5cm \leq b \leq 31{,}5cm$

On adopte : *b=30cm*

-Vérification selon le «RPA 99 version 2003 » : (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent remplir les conditions recommandées par la zone sismique :

- b ≥ 20cm ⟹ 30cm > 20cm ……cv
- h ≥ 30cm ⟹ 45cm > 30cm ……cv
- $\frac{h}{b} \leq 4 \implies \frac{h}{b} = 1.5 < 4$ ……cv

-Condition de rigidité :

On doit vérifier que :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \implies \frac{45}{650} = 0.069 > 0.062$$ ……cv

b. Poutres secondaires (non porteuses) :

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

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

➢ **Détermination *de la hauteur « h » :***

On a: L=4.70 m

$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 31.33cm \leq h \leq 47cm$

On adopte : *h=35cm*

➢ ***Détermination de la largeur « b » :***

$h = 35cm$: $0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h \Rightarrow 10{,}5cm \leq b \leq 17{,}5cm$

On prend : *b=30cm*

-***Vérification selon le «RPA 99 version 2003 »:*** (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent remplir les conditions recommandées par la zone sismique :

- $b \geq 20cm \Longrightarrow b = 30cm > 20cm$ ……*cv*
- $h \geq 30cm \Longrightarrow b = 35cm > 30cm$ ……*cv*
- $\frac{h}{b} < 4 \Longrightarrow \frac{h}{b} = 1.16 < 4$ ……*cv*

-***Condition de rigidité :***

On doit vérifier que :

$$\frac{\boldsymbol{h}}{\boldsymbol{l}} > \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{16}} \Longrightarrow \frac{\mathbf{35}}{\mathbf{470}} = \mathbf{0.074} > \mathbf{0.062} \ \textbf{……}\boldsymbol{cv}$$

II.4.1.2. Les poteaux:

a. *Principe* :

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle, chaque type de poteau est pré dimensionné en affectant la surface du plancher chargé qui lui revient, pour cela on a utilisé un calcul basé sur la descente de charge, en appliquant la loi de dégression des charges prenantes et d'exploitation.

b. *Etapes de pré dimensionnement* :

- choix du poteau le plus sollicité ;
- calcul de la surface reprise par le poteau ;
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent remplir aux conditions du RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄

Pour le cas des poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\textbf{\textit{Min }}(b_1,h_1) \geq 30cm \qquad \textbf{\textit{zone III}}$$

$$\textbf{\textit{Min }}(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Pour le cas des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :

$$N_{ultime} \leq \alpha\left[\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right]$$

Avec :

- A: section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul

$$A = \frac{B}{1000}$$

- Br : section réduite du poteau en déduisant de la section réelle d'un centimètre sur toute sa périphérie : Br = (b-2cm)*(h-2cm).
- α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $(\alpha = f(\lambda))$.

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

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \; ; i = \frac{b}{\sqrt{12}} \qquad \textit{(Pour une section rectangulaire)}$$

b. Descente des charges:

On a le même usage dans notre structure, ce qui implique que la règle de dégraissement des charges est applicable.

II.4.1.2.1. Détermination des charges et surcharges :

-Surface du plancher revenant au poteau:

S_p= (5.5-0.30) x (3.5-0.30) $\Rightarrow$**S_p=16.64 m²**

-Surface totale:

S_t= 5.5x3.5$\Rightarrow$**S_t=19.25 m²**

❖ ***Niveau (5emeétage) :***

-$G_{plancher}$ = 6.53x (16.64) = 108.66KN

- G_{poutre}=25x [(3.2x0, 30x0, 35) + (5.2x0.45x0.30)] = 25.95KN

-G_{poteau} = 0.3x0.3x3.23x25= 7.27KN

- G = $G_{plancher}$+ G_{poutre}+ G_{poteau} = 108.66+25.95+7.27 = 141.88KN

❖ ***Niveau (4^{éme} étage) :***

-$G_{plancher}$ = 6 x (16.64) = 99.84KN

- G_{poutre}=25x [(3.2x0.30x0.35) + (5.2x0.45x0.30)] = 25.95KN

-G_{poteau}= 0.3x0.3x3.23x25= 7.27KN

- G = $G_{plancher}$+ G_{poutre}+ G_{poteau} = 99.84+25.95+7.27= 133.06KN

❖ ***Niveau (2, 3^{éme} étage) :***

-$G_{plancher}$ = 99.84KN

- G_{poutre}= 25.95KN

- G_{poteau} = 9.89KN

- G = $G_{plancher}$+G_{poutre}+ G_{poteau} = 135.68KN

❖ ***Niveau (1^{ere} étage, RDC) :***

- $G_{plancher}$ = 99.84KN

- G_{poutre}= 25.95KN

- G_{poteau}= 12.92KN

- G = $G_{plancher}$+ G_{poutre}+ G_{poteau}= 138.71KN

- ***Loi de dégression des charges Q :***

Plancher terrasse : Q0.

Plancher 4eme étage : Q0+Q1.

Plancher 3eme étage : Q0+0.95 (Q1+Q2).

Plancher 2eme étage : Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3).

Plancher 1eme étage : Q0+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4).

Plancher du RDC : Q0+0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5).

II.4.1.2.2. Effort normal de résistance :

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

Tableau II.7 : Les valeurs de l'effort normal(N_u).

Niv	G (KN)		Q (KN)		N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)
	G (du niv)	$G_{cumulé}$	Q (du niv)	$Q_{cumulé}$		
5	141.88	141.88	22,48	22,48	225.26	247.79
4	133.06	274.94	33,72	56,20	455.47	501.02
3	135.68	410.62	33,72	89,92	689.22	758.14
2	135.68	546.3	33,72	123,64	922.96	1015.26
1	138.71	685.01	33,72	157,36	1160.80	1276.88
RDC	138.71	823.72	33,72	191,08	1398.64	1538.50

II.4.1.2.3.Vérification de la section du poteau :

Les valeurs de l'effort normal ultime évalué par les descentes de charge doivent être comparées avec la capacité portante maximale pour chaque poteau selon la relation suivante :

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

Avec :

*A : section d'acier comprime prise en compte dans le calcul $\boldsymbol{A = \frac{B}{1000}}$

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

*α : coefficient fonction de l'élément mécanique « λ » qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2}} & \boldsymbol{pour\ \lambda \leq 50} \\ \boldsymbol{\alpha = \left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2} & \boldsymbol{pour\ 50 \leq \lambda \leq 70} \end{cases}$$

$* \boldsymbol{\lambda = \frac{L_f}{i}}$

***L_f:** Longueur de flambement.

*i : rayon de giration. $\left(\boldsymbol{i = \frac{b}{\sqrt{12}}} \ ; \ \boldsymbol{I = \frac{bh^3}{12}} \right)$

Tableau II.8: Vérification de la section du poteau de chaque niveau.

Niv	Section	A	L_f	λ	α	Br	N_u	$\overline{N_u}$	$N_u < \overline{N_u}$
	Cm²	*Cm²*	*cm*			*Cm²*	KN	KN	
5	30 x 30	0,9	*226.1*	*26.11*	*0.766*	784	247.79	*10850.2*	***CV***
4	30 x 30	0,9	*226.1*	*26.11*	*0.766*	784	501.02	*10850.2*	***CV***
3	35 x 35	*1.225*	*226.1*	*22.39*	*0.787*	1089	758.14	*16206.5*	***CV***
2	35 x 35	*1.225*	*226.1*	*22.39*	*0.787*	1089	1015.26	*16206.5*	***CV***
1	40 x 40	*1.6*	*226.1*	*19.58*	*0.801*	1444	1276.88	*21865.1*	***CV***
RDC	40 x 40	*1.6*	*226.1*	*19.58*	*0.801*	1444	1538.50	*21865.1*	***CV***

II.4.1.2.4.Vérification selon le RPA99 (version 2003) :

- Les poteaux de section (40x40) cm²

Min (40; 40) = 40 cm ≥30 cm **(c.v.)**

Min (40; 40) = 40 cm > he/20 =304/20 = 15.2 cm **(c.v.)**

$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$ **(c.v.)**

- Les poteaux de section (35x35) cm2 :

Min (35; 35) = 35 cm ≥ 30 cm **(c.v.)**

Min (35; 35) = 35 cm > he/20 =304/20 = 15.2 cm **(c.v.)**

$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$ **(c.v.)**

- Les poteaux de section (30x30) cm2 :

Min (30; 30) = 30 cm ≥ 30 cm **(c.v.)**

Min (30; 30) = 30 cm > he/20 =304/20 = 15.2cm **(c.v.)**

$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$ **(c.v.)**

Conclusion :

Toutes les sections des poteaux adoptés sont suffisante et satisfaire les recommandations exigés par le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003.

II.5.PRE'DIMENSIONNEMENT DES VOILES:

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, leur rôle principal est d'assurer le contreventement du bâtiment contre tous les efforts horizontaux et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

- $a \geq h_e/20$

- $a \geq h_e/22$

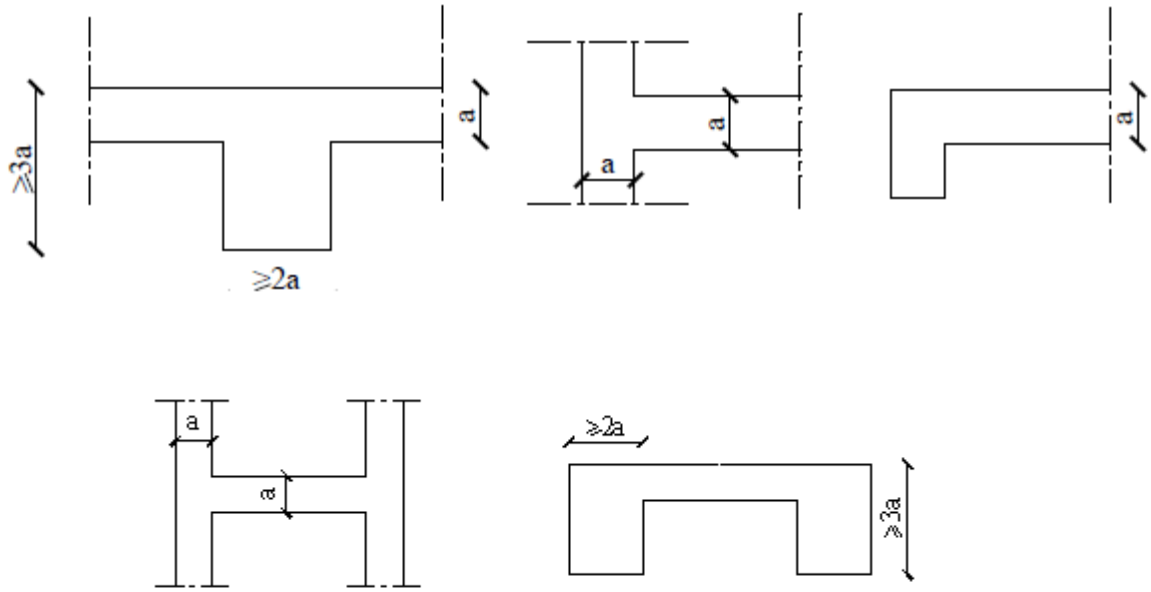
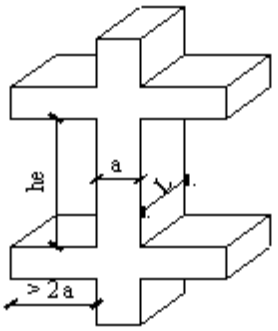


Fig. II.7: Coupe de voile en plan [3].



L ≥ 4a

Fig. II.8: Coupe de voile en élévation [3].

L'épaisseur minimale des voiles « a » est de 15 cm, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e" et des conditions de rigidité aux extrémités.

Pour notre bâtiment : a ≥ max (h_e/25; h_e/22; he/20; 15cm).

h_e = 3.23 – 0.35 = 2.88 m

h_e/25 = 11.52 cm; h_e /22 = 13.09cm; h_e /20 =14.4cm.

$\Longrightarrow$ a ≥ max (11.52cm; 13.09cm; 14.4cm ; 15cm).

Conclusion :

D'après le règlement parasismique RPA, version 2003 on a adopté comme épaisseur des voiles égale : a = 15 cm.

Chapitre III

Les éléments secondaires

III.1. L'ACROTERE:

L'acrotère est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, elle est soumise à son poids propre et une surcharge d'exploitation de 1 KN/m due à la main courante.

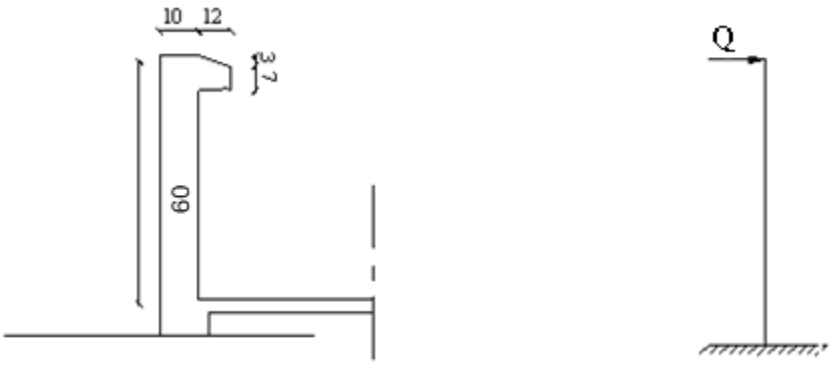
Le calcul de l'acrotère se fait sur une bande de un mètre de longueur.

III.1.1. Charges et surcharges:

- **Poids propre:** 0.1 x 0.6 x 25 = 1.50 KN/ml.
- **Revêtement**: 2(0.015x0.6x18) = 0.324 KN/ml.

G = 1.82KN/ml

***Main courante* :** **Q = 1KN/m**



a) Schéma de l'acrotère **b)** Schéma statique de l'acrotère

Fig. III.1: L'acrotère

III.1.2. Calcul des efforts:

- A/ l'E.L.U:

- Effort normal : Nu = 1.35 x 1.82 = 2.46 KN
- Moment d'encastrement : Mu = 1.5xQxh =0.90 KN.m
- Effort tranchant : Tu = 1.5xQ = 1.5 KN.

- B/ l'E.L.S:

- Effort normal : Ns = G = 1.82 KN.
- Moment d'encastrement : Ms = Q x h = 0,60 KN.m
- Effort tranchant : T_s= Q = 1KN.m

III.1.3. Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composé

Tableau III.1 : ferraillage de l'acrotère

ELU		***Vérification à l'ELS***	
Données : f_{c28}= 25 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa ; f_e = 400 MPa ; σ_b= 14,2 MPa ; σ_s= 348MPa. b = 100 cm, h = 10cm, d = 7,5cm et c = c' = 2.5 cm		***Données***: N_{ser} =1.82 KN ; M_{ser} = 0.6$KN.m$	
e_0	36.58cm	e_0	32.97cm
$e_0 > \frac{h}{2} - c$	***oui***	$e_0 > \frac{h}{2} - c$	***Oui***
e	0,38 m	B_0	1034.65 cm²
M_1	0,93 $KN.m$	V_1	5,084 cm
μ	0,12	V_2	4,916 cm
μ_l	0,392	I_G	8542.60 cm²
$\mu < \mu_l$	***oui***	$e_0 > \frac{I}{B_0 V_2}$	***Oui***
β	0,994	p	-2259.98 cm²
$\grave{A}$	0	q	40784.74 cm²
A_1	0,37 cm²	c	- 31.36 cm
A	0.3 cm²	$y_2{}^3 + p.y_2 + q = 0$	
A_{min}	1cm²	y_2	32,51cm
$A > A_{min}$	Non ⟹ A=A_{min}	y_1	1.15 cm
Le choix	4 HA 8 = 2.01 cm².	S_{xx}	45.75 cm^3
A_r	4 HA 8 = 2.01 cm²	K	39.78 x 10^{-3}N/mm^3
S_t	20 cm	σ_b	0.85 MPa
$S_t < S_{min}$	***oui***	σ_s	31.92 MPa
S_{tr}	15 cm	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	***Oui***
$S_{tr} < S_{min}$	***oui***	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$	***Oui***
Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.			

III.1.4.Vérification de l'effort tranchant:

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9.d} = 1.5 - \frac{0.9}{0.9 \times 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

- ***Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:***

Tableau III.2 : Vérification de la contrainte de cisaillement

τ_u *(MPa)*	0.02	Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.
$\bar{\tau}$ (MPa)	2.5	
$\tau_u \leq \bar{\tau}$	***oui***	

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme :

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action de force, selon la formule suivante: F_p **= 4.A.Cp.Wp**. (Art.6.2.3)

Avec :

A: coefficient d'accélération;

A = 0.25 *[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2, zone III)]*

Cp: facteur de force horizontal;

Cp = 0.8 *(R.P.A 99 page 43 tab 6.1)*

W_p: Poids propre de l'élément

W_p: **= 1.82 KN.**

D'où alors : F_p **= 1.46 KN < Q = 1.5KN……CV**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

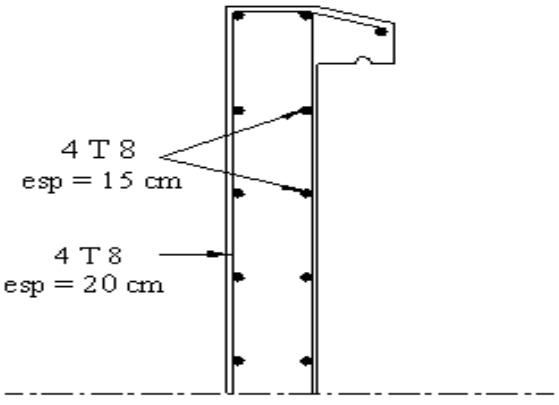


Fig.III.4: Ferraillage de l'acrotère

III.2.CALCUL DES POUTRELLES :

III.2.1. Dimensionnement des poutrelles :

B0 = L0 –B = 65-53 = 12 cm : largeur de la poutrelle

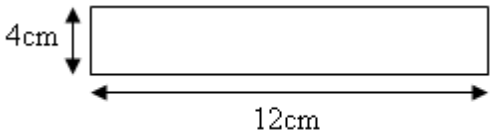
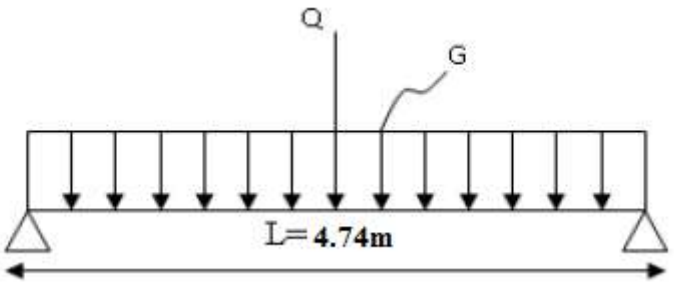


Fig.III.14: Dimensionnement de la poutrelle

Le calcul se fait en deux étapes

III.2.2. Première étape : Avant le coulage de la table de compression

$$Q = \text{Max}\begin{cases} 1KN \\ 0.5KN/m \end{cases}$$ Localisée au milieu de la travée [**2**]



FigIII.4 : Poutrelle avant coulage

III.2.2.1. Détermination du nombre d'étaiements :

Tableau III.3: Détermination du nombre d'étaiements

Nbre d'étaiements	*Longueur de travée*	*G (KN/m)*	*Q (KN)*	*f (mm)*	$\bar{f}$ *(mm)*	$f \leq \bar{f}$
0	*4.74*	*0.77*	*2.37*	*526.73*	*9.48*	*Cond Non vérifiée*
1	*2.37*	*0.77*	*1.185*	*31.32*	*4.74*	*Cond Non vérifiée*
2	*1.58*	*0.77*	*1*	*7.02*	*3.16*	*Cond Non vérifiée*
3	*1.185*	*0.77*	*1*	*2.64*	*2.37*	*Cond Non vérifiée*
4	*0.948*	*0.77*	*1*	*1.25*	*1.89*	*Cond Vérifiée*

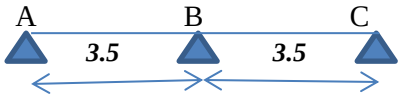
- On doit disposer 4 étaiements.

III.2.3 .Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression :

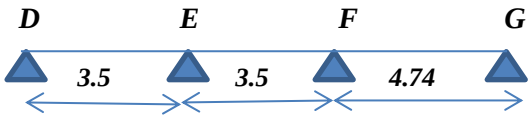
La poutrelle est considérée comme une poutre continuée.

- 4 types de poutres continues sont à envisager :

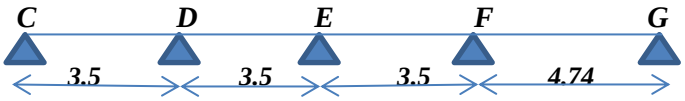
❖ ***Etape 1 :***



❖ ***Etape 2 :***



❖ ***Etape 3:***



❖ ***Etape 4:***

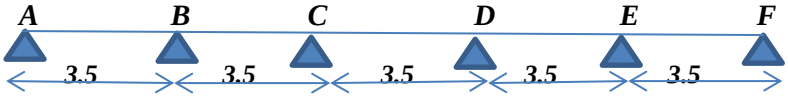


Tableau III.4 : *les sollicitations max en travée et aux appuis*

	ELU				ELS		
	M_t	M_a	T	M_0	M_t	M_a	M_0
Plancher terrasse	10.31	13.54	16.94	18.98	10.64	5.92	13.73
Plancher courant	10.8	15.43	19.39	19.66	8.435	11.07	15.52

III.2.4.Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles :

III.2.4.1.Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher terrasse :

Tableau III.5: *La section d'armatures*

Plancher terrasse				
$f_{c28} = 25\ MPa$	$f_{tj} = 2.1MPa$	$F_e = 400MPa$	$\overline{\sigma_b} = 14.2MPa$	$\overline{\sigma_s} = 348MPa$
En travée	*A=1.84cm²*	$A_{choisie} = 3HA10 = 2.35cm^2$		
En appui	*A=2.52cm²*	$A_{choisie} = 1HA12 + 1chHA14 = 2.67cm^2$		

III.2.4.2.Vérification des contraintes à l'ELS du plancher terrasse :

Tableau III.6 : *Vérification des contraintes*

Vérification des contraintes à LELS				Vérification au cisaillement		
En travée	$\sigma_b = 0.34MPa$	$\overline{\sigma_b} = 14.2MPa$	*Vérifie*	$\tau = 0.78$ *MPa*	$\bar{\tau} = 3.33$ *MPa*	*Vérifie*
En appui	$\sigma_b = 0.56MPa$	$\overline{\sigma_b} = 14.2MPa$	*Vérifie*			
Vérification de la flèche			*f=7.55mm*		$\bar{f}$ *=9.48mm*	*Vérifie*

III.2.4.3. Calcul du ferraillage de la poutrelle du plancher courant :

Tableau III.7 **:** La section d'armatures

Plancher courant				
$f_{c28} = 25\ MPa$	$f_{tj} = 2.1MPa$	$F_e = 400MPa$	$\overline{\sigma_b} = 14.2MPa$	$\overline{\sigma_s} = 348MPa$
En travée	*A=1.94cm²*	$\boldsymbol{A_{choisie} = 3HA10 = 2.35cm^2}$		
En appui	*A=2.95cm²*	$\boldsymbol{A_{choisie} = 1HA14 + 1chHA14 = 3.08cm^2}$		

III.2.4.4. vérification des contraintes à l'ELS du plancher courant:

Tableau III.8 : *Vérification des contraintes*

Vérification des contraintes à LELS				Vérification au cisaillement		
En travée	$\sigma_b = 0.34MPa$	$\overline{\sigma_b} = 14.2MPa$	*Vérifie*	$\tau = 0.89$ *MPa*	$\bar{\tau} = 3.33$ *MPa*	*Vérifie*
En appui	$\sigma_b = 0.56MPa$	$\overline{\sigma_b} = 14.2MPa$	*Vérifie*			
Vérification de la flèche			*f=5.98mm*		$\bar{f}$ *=9.48mm*	*Vérifie*

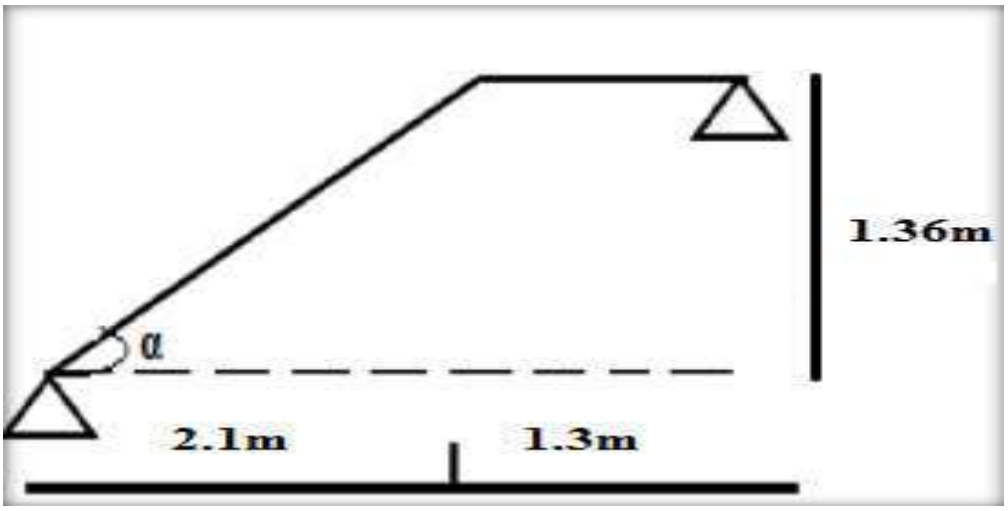
- Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III.9**:** La section d'armatures

	Plancher terrasse	*Plancher courant*
En travée	***3HA10***	***3HA10***
En appuis	***1HA12+1chHA14***	***1CH14+1chHA14***

III.3. L'ESCALIER :

Le schéma statique de ce type est comme suit :



FigIII.5 : *Dimensions de l'escalier*

Tableau III.10 **:** Dimensions de l'escalier

$L_{max}(cm)$	$n_{contre\ marche}$	$n-1_{marche}$	**h** (cm)	**g** (cm)	e_p(cm)
3.8	19	18	17	30	17

III.3.1. Evaluation des charges et surcharges

➢ **Palier** :

Tableau III.11 : Evaluation de la charge permanente du palier

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

Surcharge d'exploitation Q= 2.5 KN/m²

➢ **Paillasse :**

Tableau III.12 : Evaluation de la charge permanente de paillasse

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

Tableau III.13: Moment à L'ELU et L'ELS

ELU	
M_t =21.69 KN.m	M_a =12.76 KN.m
ELS	
M_t =15.64 KN.m	M_a =9.20 KN.m

III.3.2.Ferraillage de l'escalier :

Tableau III.14 *: la section d'armatures*

$f_{c28} = 25MPa$	$f_{tj} = 2.1MPa$	$F_e = 400MPa$	$\overline{\sigma_b} = 14.2MPa$	$\overline{\sigma_s} = 348MPa$
En travée	*A=4.64cm²*	$A_{choisie}$ *=5.65cm²=5HA12*		S_t *=25cm*
En appui	*A=2.58cm²*	$A_{choisie}$ *=5.65cm²=5HA12*		S_t *=25cm*
A_{rep} *=1.41cm²*	$A_{rep\ choisie}$ *=3.14cm²=4HA10*			S_t *=33cm*

***Tableau .III.15**: Vérification des contraintes*

Vérification des contrainte à L'ELS						
En travée	$\sigma_b = 6.04$	$\overline{\sigma_b}$ *=15*	*vérifie*	σ_s *=219.16*	$\overline{\sigma_s} = 348$	*vérifiée*
En appui	σ_b *=3.35*	$\overline{\sigma_b}$ *=15*	*vérifie*	σ_s *=124.28*	$\overline{\sigma_s}$ *=348*	*vérifiée*
Vérification au cisaillement			τ *=2.25*	$\bar{\tau}$ *=3.33*		*vérifiée*
Vérification de la flèche			f *=3.22mm*	$\bar{f}$ *=7.6mm*		*vérifiée*

III.3.3. Calcul de la poutre palière :

La longueur de la poutre: L =4.83m

- **Détermination de la hauteur « h » :**

On a: L*=4.83m*

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 32.2 \leq h \leq 48.3cm$$

On adopte : *h=35cm*

- **Détermination de la largeur « b » :**

$h = 35cm$: $\quad 0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h \quad \Rightarrow 10{,}5cm \leq b \leq 24cm$

On adopte : *b=30cm*

-Vérification selon le «RPA 99 version 2003 »: (Zone sismique *III*)

Les dimensions des poutres doivent remplir les conditions recommandées par la zone sismique:

- $b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm > 20cm$ ……*cv*
- $h \geq 30cm \Rightarrow b = 35cm > 30cm$ ……*cv*
- $\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.16 < 4$ ……*cv*

-Condition de rigidité :

On doit vérifier que :

$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{483} = 0.072 > 0.062$ ……***cv***

III.3.3.1.Evaluation des charges :

	R(KN)	***P(KN.m)***
ELU	*26.87*	*30.41*
ELS	*19.26*	*21.885*

III.3.3.2. Calcul des efforts:

***Tableau .III.16**: Calcul des efforts*

	Ra (KN)	***Ma(KN.m)***	***Mt (KN.m)***
ELU	73.44	59.11	29.55
ELS	52.84	42.53	21.26

III.3.3.3. Ferraillage de la poutre palière :

***Tableau .III.17**: Ferraillage de la poutre palière*

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

ELU :

***Tableau III.18** : Les résultats de la flexion simple.*

	M(KN.m)	d (cm)	$\mu < \mu_1$	β	A_{cal} (cm²)	$A_{choisir}$ (cm²)
En travée	29.55	32	0.067	0.9655	1.7	4HA12=4.52cm²
Eux appuis	59.11	32	0.135	0.9275	4.7	4HA14=6.15cm²

E.L.S :

***Tableau III.19** : Vérification à ELS.*

	$\sigma_b\ (MPa)$	$\overline{\sigma_b}\ (MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	0.65	15	Vérifier
En appuis	1.65	15	vérifier

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

III.4. *La dalle pleine*

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

III.4.1.Méthode de calcul :

La méthode utilisée pour les calcule des dalles pleines est celle des lignes de rupture.

Tableau III.20: Détermination des charges de la dalle

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Q_U (KN/m^2)	Q_{SER} (KN/m^2)
Etage courant	6.95	2.5	13.13	9.45

III.4.2.Calcul des dalles triangulaires :

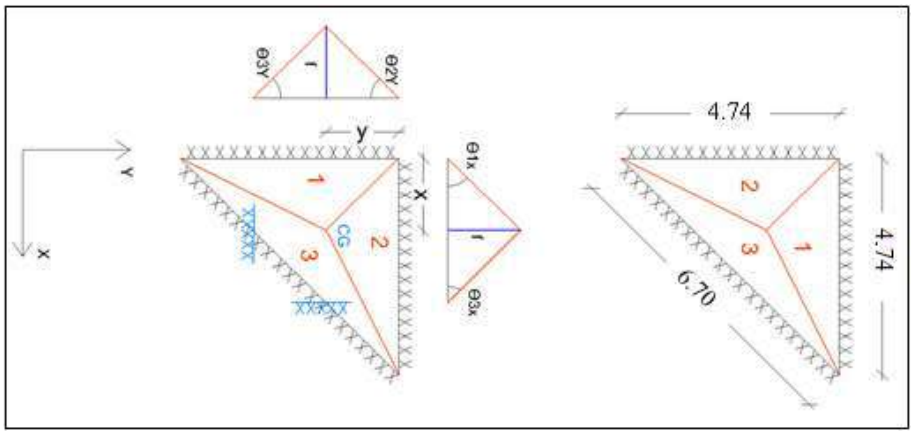
• ***travail externe***

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

$T_{ext} = 3.74$ P.f

• ***Travail interne***

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



FigIII.6 : *dalle pleine triangulaire*

$$T_{int} = M \times f \times \left(1.5\frac{Lx}{y} + 2\frac{Ly}{x} + 2\frac{Ly}{lx-2x} + 2\frac{Lx}{ly-2y}\right)$$

• ***Principe du travail virtuel***

$T_{int} = T_{ext}$ donc $P = \dfrac{M\left(1.5\frac{Lx}{y}+2\frac{Ly}{x}+2\frac{Ly}{lx-2x}+2\frac{Lx}{ly-2y}\right)}{3.74}$

alors : $\begin{cases} Mu = 0.46\ KN.m \\ Mser = 0.33\ KN.m \end{cases}$

III.4.2.1. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage des dalles pleines se fait sur une bande de un mètre de largeur, dont la fissuration est considérée comme peu nuisible.

Tableau III.21 : Ferraillage de la dalle pleine

F_{c28} = 25Mpa		M_u (KN.m)	F_{tj}=2.1MPa	Fe= 400 MPa	$\overline{\sigma_b}$=14.2MPa	$\overline{\sigma_s}$=348MPa	S_t (cm)
Sens X	En travée	0.345	A=1.5cm²	$A_{choisis}$=5HA10=3.93cm²		A_{min}=1.5cm²	25
	En appui	0.23	A=1.5cm²	$A_{choisis}$=5HA10=3.93cm²		A_{min}=1.5cm²	25
Sens Y	En travée	0.345	A=1.5cm²	$A_{choisis}$=5HA10=3.93cm²		A_{min}=1.5cm²	25
	En appui	0.23	A=1.5cm²	$A_{choisis}$=5HA10=3.93cm²		A_{min}=1.5cm²	25

Tableau III.22 : Vérification des contraintes

	Vérification de contrainte à l'ELS : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$				Vérification de cisaillement : $\tau \leq \bar{\tau}$		
Sens X	En travée	σ_b=0.12MPa	$\overline{\sigma_b}$=15MPa	Vérifiée	τ=0.16MPa	$\bar{\tau}$=1.17MPa	Vérifiée
	En appui	σ_b=0.08MPa		Vérifiée			
Sens-Y	En travée	σ_b=0.12MPa		Vérifiée	τ=0.16MPa		Vérifiée
	En appui	σ_b=0.08MPa		Vérifiée			

Tableau III.23 : Vérification de la flèche

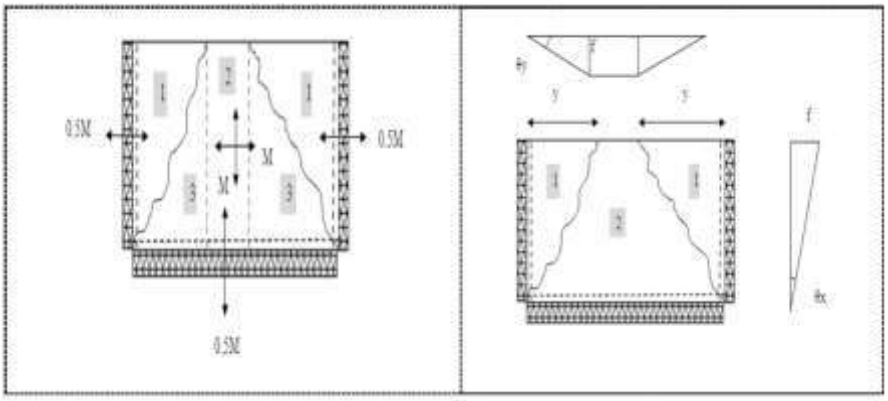
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20.M_0}$		$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e}$	
0.031>0.0005	Vérifiée	0.003<0.005	Vérifiée

III.4.3.<u>Calcul des dalles rectangulaires :</u>

• ***travail externe***

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

$T_{ext} = (-0.39y+7.30)\ P.f$



FigIII.7 : *dalle pleine rectangulaire*

• ***Travail interne***

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

$T_{int} = M.f \times (\frac{7.05}{y} + 2y + 6.22)$

• ***Principe du travail virtuel***

$T_{int} = T_{ext}$ donc $P = \frac{M(\frac{7.05}{y}+2y+6.22)}{(-0.39y+7.30)}$

alors : $\begin{cases} Mu = 6.34\ KN.m \\ Mser = 4.56\ KN.m \end{cases}$

III.4.3.1. <u>Calcul du ferraillage</u> :

Tableau III.24 : Ferraillage de la dalle pleine

F_{c28} = 25Mpa	M_u (KN.m)	F_{tj}=2.1MPa	Fe= 400 MPa	$\overline{\sigma_b}$=14.2MPa	$\overline{\sigma_s}$=348MPa	S_t (cm)
En travée	4.75	A=1.5cm²	$A_{choisis}$=5HA10=3.93cm²		A_{min}=1.5cm²	25
En appui	3.17	A=1.5cm²	$A_{choisis}$=5HA10=3.93cm²		A_{min}=1.5cm²	25

Tableau III.25 : Vérification des contraintes

Vérification de contrainte à LELS				Vérification de cisaillement		
En travée	σ_b=1.91MPa	$\overline{\sigma_b}$=15MPa	Vérifiée	τ=0.10MPa	$\bar{\tau}$=1.17MPa	Vérifiée
En appui	σ_b=1.27MPa		Vérifiée			

Tableau III.26 : Vérification de la flèche

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20.M_0}$		$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e}$	
0.024>0.003	Vérifiée	0.003<0.005	Vérifiée

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1 INTRODUCTION :

L'analyse dynamique consiste à étudier le comportement d'une structure vis-à-vis les efforts horizontaux. A cet effet, une création d'un modèle de calcul est nécessaire dans cette analyse pour une représentation idéale du comportement de la structure en question. Ce modèle est ensuite introduit dans un programme de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure étudiée.

IV.2 DISPOSITION DES VOILES

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan, contreventée par un système mixte (portique voiles).

Le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Disposer les voiles d'une façon symétrique dans les deux directions.
- Minimiser l'excentricité entre le Centre de Masse et le Centre de Rigidité.
- Assurer la continuité des voiles verticalement.
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable.
- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles.
- Minimiser le nombre d'ouvertures par voile.
- Disposer les voiles de façon à assurer :

  - Une ductilité suffisante.

  - La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

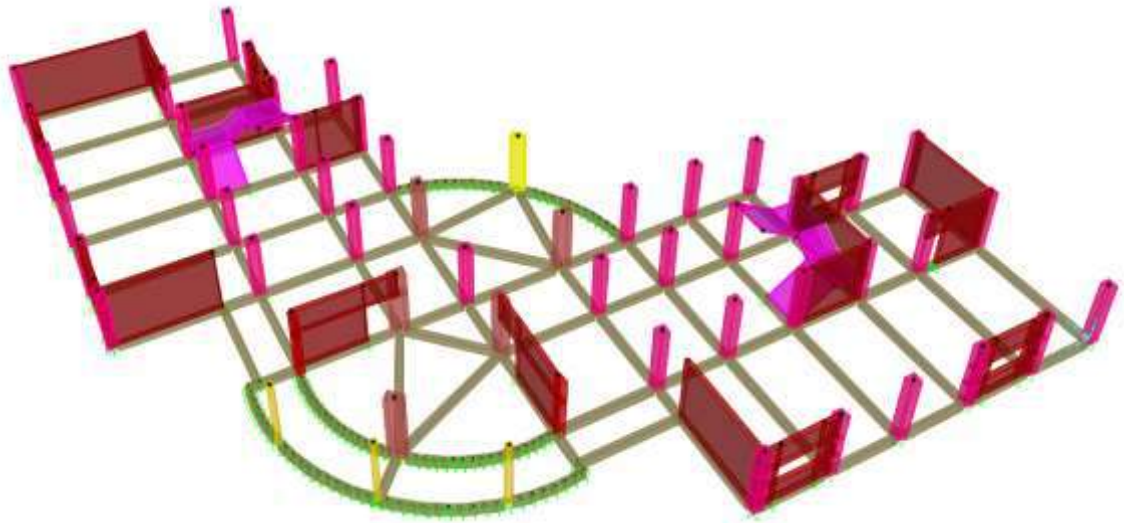


Figure IV.1 : Disposition des voiles

IV.3 CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

IV.3.1 Centre de masse :

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

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global

IV.3.2 Centre de torsion :

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

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

$$X_r = \frac{\sum I_{Yi} * X_i}{\sum I_{Yi}} \quad , \quad Y_r = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i et Y_i : Coordonnées du centre de gravité des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

- X_R et Y_R : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.3.3 Calcul centre de mass et centre de torsion [Art 3.5.1-a RPA99v2003] :

Tableau IV.1 : Calcul centre de mass et centre de torsion

Niveau (m)	Rigidités et centre de torsion				Masse et centre de Masse		
	$\sum K_x$ (m^4)	$\sum K_y$ (m^4)	X_R (m)	Y_R (m)	W_i (KN)	X_G (m)	Y_G (m)
19.38	4.694E+04	3.623E+06	16.548	25.229	8759.565	15.944	20.668
16.15	9.911E+04	7.459E+06	15.651	25.208	8392.947	16.136	20.372
12.92	1.742E+05	1.289E+07	15.275	25.162	8327.095	16.129	20.383
9.69	2.780E+05	1.420E+07	15.063	25.127	8285.013	16.122	20.391
6.46	4.568E+05	1.787E+07	14.92	25.102	8797.195	16.24	20.249
3.23	7.665E+05	2.346E+07	14.799	25.087	8348.118	16.196	20.213

On remarque que le sens y plus rigide que le sens x à la raison le nombre des voiles dans le sens y plus que le sens x.

IV.3.4 Excentricité :

IV. 3.4.1 Excentricité théorique :

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

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV.2 : calcul de l'excentricité théorique

Niveau (m)	$E_x = \|X_R - X_G\|$ (m)	$E_y = \|Y_R - Y_G\|$ (m)
19.38	0.604	4.561
16.15	0.485	4.836
12.92	0.854	4.779
9.69	1.059	4.736
6.46	1.320	4.853
3.23	1.397	4.874

IV .3.4.2 Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

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 :

- 15% 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.

$$Ex = 0{,}15.\,Lx$$

$$Ey = 0{,}15.\,Ly$$

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

Tableau IV.3 : calcul de l'excentricité accidentelle

Lx (m)	Ly (m)	Ex=0.15Lx (m)	Ey=0.15Ly (m)
36.55	36.55	5.48	5.48

IV .4 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

IV .4.1 Méthodes utilisables [Art 4.1.1 RPA99v2003]

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérographes

Le bâtiment étudie présente une configuration irrégulière et dépasse 5 niveaux (17metres) situé en zone III avec groupe d'usage 2. Selon [ART 4.1.2 RPA99v2003] la méthode statique équivalente n'est pas applicable on utilise donc la méthode modale spectrale.

IV. 5 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :

IV .5.1 PRINCIPE :

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

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

IV .5.2 MODELISATION :

Notre structure comporte 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).

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000.v19"

IV .5.3 Spectre de réponse de calcul [ART 4.3.3 RPA99V2003]

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

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

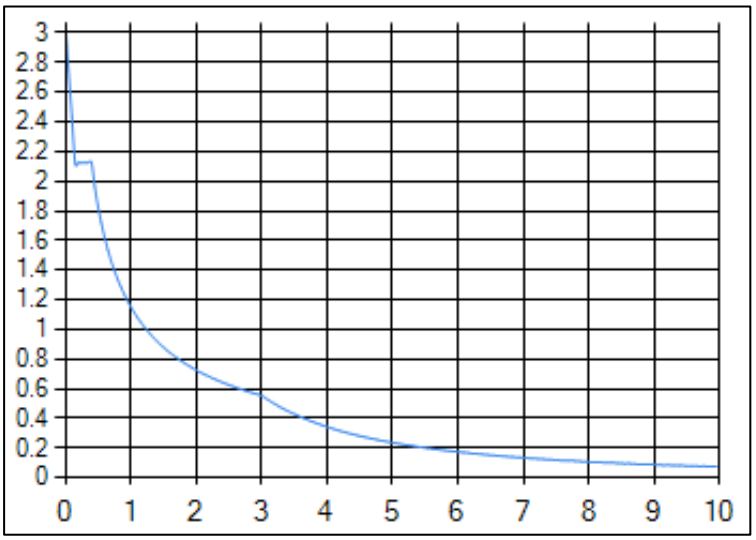


Figure IV.2 : Le spectre de réponse suivant x,y.

IV .5.3.1 Coefficient d'accélération A [TAB.4.1 RPA99V2003] :

Donné par la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. L'ouvrage est du (usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.).

L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d'ALGER (zone III).

Donc : ***A=0,25***

IV .5.3.2 Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \Longrightarrow \eta = 0.764$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=10%) d'après [TAB.4.2 RPA99V2003].

IV .5.3.3 Coefficient de comportement R [Art 3.4 RPA99 v2003]:

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

Le système est constitué des voiles et des portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc R=3.5 [Tab 4.3 RPA99v2003]

IV .5.3.3.1 Justification du coefficient de comportement R :

Suivant X :

Tableau IV.4 : Justification du coefficient de comportement R suivant X

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids N_z (KN)	N_z /Poteaux (KN)	N_z /Voiles (KN)	Effort tranchant T_x (KN)	T_x /Poteaux (KN)	T_x /Voiles (KN)
19.38	7398.751	5483.730	1915.021	1837.638	0.000	1837.638
16.15	15078.710	11275.341	3803.369	3140.482	0.000	3140.482
12.92	22959.556	17350.200	5609.356	4189.029	0.000	4189.029
9.69	30545.157	23156.069	7389.088	5034.150	0.000	5034.150
6.46	38940.567	30126.232	8814.335	5743.498	0.000	5743.498
3.23	46852.472	37093.587	9758.885	5974.592	0.000	5974.592

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV.5 : Justification du coefficient de comportement R suivant X (%)

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids N_z (%)	N_z /Poteaux (%)	N_z /Voiles (%)	Effort tranchant T_x (%)	T_x /Poteaux (%)	T_x /Voiles (%)
19.38	100 %	74.117	25.883	100 %	0 %	100 %
16.15	100 %	74.777	25.223	100 %	0 %	100 %
12.92	100 %	75.569	24.431	100 %	0 %	100 %
9.69	100 %	75.809	24.191	100 %	0 %	100 %
6.46	100 %	77.365	22.635	100 %	0 %	100 %
3.23	100 %	79.171	20.829	100 %	0 %	100 %

Suivant Y :

Tableau IV.6 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids N_z (KN)	N_z /Poteaux (KN)	N_z /Voiles (KN)	Effort tranchant T_y (KN)	T_y /Poteaux (KN)	T_y /Voiles (KN)
19.38	8147.673	5483.730	2663.943	2042.746	0.000	2042.746
16.15	16747.844	11275.341	5472.503	3514.521	0.000	3514.521
12.92	25109.243	17350.200	7759.043	4561.567	0.000	4561.567
9.69	33396.516	23156.069	10240.447	5417.218	0.000	5417.218
6.46	42235.795	30126.232	12109.563	6081.125	0.000	6081.125
3.23	51667.067	37093.587	14573.480	6409.054	0.000	6409.054

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV.7 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%)

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Ty (%)	Ty /Poteaux (%)	Ty /Voiles (%)
19.38	100 %	67.304	32.696	100 %	0 %	100 %
16.15	100 %	67.324	32.676	100 %	0 %	100 %
12.92	100 %	69.099	30.901	100 %	0 %	100 %
9.69	100 %	69.337	30.663	100 %	0 %	100 %
6.46	100 %	71.329	28.671	100 %	0 %	100 %
3.23	100 %	71.793	28.207	100 %	0 %	100 %

IV.5.3.4 Facteur de qualité Q [Tab.4.4 RPA99V2003] :

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

$$(Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q).$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Valeurs des pénalités Pq

	P_q			
Critère "q"	Observé	N/Observé	Q_x	Q_y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0
			1.1	**1.1**

IV.5.3.5 Périodes caractéristiques associées a la catégories de sites T_1, T_2 [Tab 4.7 RPA99v2003] :

D'après le rapport du sol : Site S2

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases}$$

IV .6 Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version2003 [1] exige les vérifications suivantes :

- ***Stabilité de la structure :***

1. Vérification du comportement modale de la structure.

2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).

3. Vérification de la force sismique V à la base.

4. Vérification de la stabilité au renversement.

5. Vérification de l'effet P-Δ.

- ***Résistance des éléments :***

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.

7. Vérifications des déplacements inter-étage.

8. Vérification du cisaillement des éléments.

9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV .6.1 Vérification de comportement des trois premiers modes :

Tableau IV.9 : Vérification de comportement des trois premiers modes

Mode	Période(s)	Ux	Uy	Rz	Commentaire
Mode 1	0.41249	61.55%	2.41%	6.17%	Translation suivant l'axe X
Mode 2	0.348907	2.97%	66.67%	0.21%	Translation suivant l'axe Y
Mode 3	0.284693	5.72%	0.68%	62.77%	Rotation autour l'axe Z

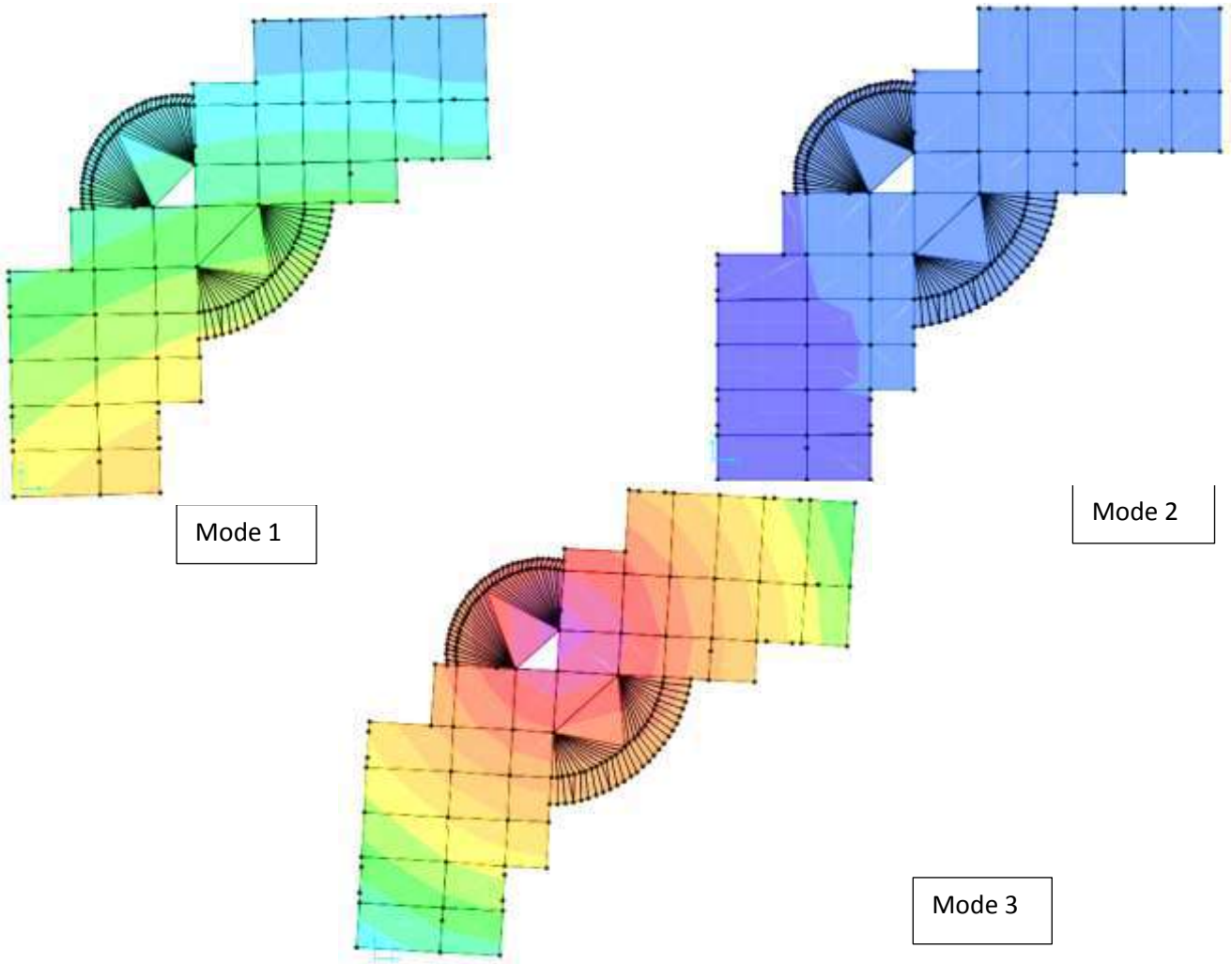


Figure IV.3 : Les premiers trois modes de comportement

Le 1er mode donne une translation suivant l'axe X car ce le sens de faible rigidité $\sum Kx < \sum Ky$.

Le 2eme mode donne une translation suivant l'axe Y car le sens de forte rigidité $\sum Kx < \sum Ky$.

Le 3eme mode donne une rotation autour de l'axe Z, cette torsion due à l'excentricité, cette excentricité est provoquée par la géométrie de la structure, est la position de la cage d'escalier.

IV .6.2 Vérification de participation massique [Art 4.3.4.a RPA99v2003] :

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.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau IV.10 : vérification de participation massique

Mode	Période (s)	Ux	Uy	Rz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Rz
Mode 1	0.41249	61.55%	2.41%	6.17%	61.55%	2.41%	6.17%
Mode 2	0.348907	2.97%	66.67%	0.21%	64.51%	69.07%	6.38%
Mode 3	0.284693	5.72%	0.68%	62.77%	70.23%	69.75%	69.14%
. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .	. . .
Mode 34	0.071931	0.01%	0.00%	0.07%	89.36%	89.63%	73.35%
Mode35	0.071263	1.58%	0.69%	16.47%	**90.94%**	**90.32%**	89.82%
Mode 36	0.070457	0.03%	0.00%	0.41%	90.97%	90.32%	**90.23%**
$\sum$ T	**4.64 s**						

La participation massique atteint plus de 90% suivant X dans le 35ème mode

La participation massique atteint de plus de 90% suivant Y au 35ème mode

La participation massique atteint de plus de 90% suivant Z au 36ème mode

La période de cette dissipation T=somme de période 1 vers 36: T=4.64 s

On remarque que les sens X ; Y sont dissipé au même temps.

IV .6.3 Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]:

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

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

Calcul de la force sismique totale [Art 4.2.3 RPA99v2003] :

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

$$V_x = \frac{A.Dx.Qx}{R}.W \qquad V_x = \frac{A.Dy.Qy}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone

A = 0,25 …… [TAB.4.1 RPA99V2003]

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \ldots\ldots\ldots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} \ldots\ldots\ldots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} \ldots\ldots\ldots T \geq 3.0s \end{cases} \ldots\ldots\ldots \text{[Art 4.2.3. (4.2) RPA99v2003]}$$

T2 = 0,4 s, (site S2) ……. [Tab 4.7 RPA99v2003]

η : facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ =10 % (remplissage dense) → η = 0.764 ……. [TAB.4.2 RPA99V2003].

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} \Longrightarrow \ldots\ldots\ldots \text{[Art 4.2.4(4.6) RPA99v 2003]} \Longrightarrow \begin{cases} C_T = 0.050 \\ h_n = 19.38\ m \end{cases}$$

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{[Art 4.2.4(4.7) RPA99v 2003]} \Longrightarrow \begin{cases} Dx = 37\ m \\ Dy = 37\ m \\ h_n = 19.38\ m \end{cases}$$

$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} = 0.462\ s$

$Tx = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dx}} = 0.289s \qquad Ty = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dy}} = 0.289s$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

Donc :

T=0.289 s

$D = 2.5\eta = 1.91 \ldots\ldots\ldots 0 \leq 0.289 \leq 0.40$

R : coefficient de comportement global de la structure

R = 3.5……. [Tab 4.3 RPA99v2003]

Q : facteur de qualité [Tab.4.4 RPA99V2003] :

Q_x=1.1 ; Q_y=1.1

W : poids total de la structure

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ ……. [Art 4.2.3. (4.5) RPA99v2003]

β = 0.2 …….. [Tableau 4.5 RPA99v2003]

Poids de la structure W= $58764.844\ KN$

$V_x = V_y = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0.25 \times 1.91 \times 1.1}{3.5} \times 58764.844 = 8814.723$ KN

Tableau IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	Charge statique (KN)	Charge dynamique (KN)	Ed/V	Vérification
Suivant x	8814.723	6725.634	0.763	Non Vérifiée
Suivant y	8814.723	7273.589	0.825	Vérifiée

Pour la direction (x) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $\frac{0.8 \times v}{Ed}$.

C'est-à-dire on en amplifier la force dynamique par le coefficient

$\frac{V_x}{E_{dx}} \times 0.8 = 1.09$

Vérification :

Tableau IV.12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	Charge dynamique (KN)	Charge statique (KN)	Ed/V	Vérification
Suivant x	8814.723	7384.228	0.837	Vérifiée
Suivant y	8814.723	7273.586	0.825	Vérifiée

IV .6.4 Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

6.4.1 Le moment de renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de renversement est égal à :

$M_{Rx} = h_i . F_{iy}$

$M_{Ry} = h_i . F_{ix}$

Avec :

- Fix ,Fiy : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Donc le moment de renversement égale :

Tableau IV.13 : Moment de renversement

M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)
103037.36	102412.00

IV .6.4.2 Le moment stabilisant

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Le moment de stabilité est égal à : $M_{sx} = W.X_{Gy}$ et $M_{sy} = W.Y_{Gx}$

Avec :

- X_G, Y_G: les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

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

Tableau IV.14 : Moment stabilisant

M_{sx} *(KN.m)*	M_{sy} *(KN.m)*
1201977.05	954364.55

Vérification :

On doit vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.15 : Vérification de stabilisation

M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)	M_{sx} (KN.m)	M_{sy} (KN.m)	$\frac{Msx}{Mrx}$	$\frac{Msy}{Mry}$	Vérification
103037.36	102412.00	1201977.05	954364.55	11.67	9.32	Vérifiée

Commentaire :

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

IV .6.5 Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

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

$\delta_k = \delta_{ek} \times R$

δek: Déplacement du aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

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

$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser $0.01h_e$

Suivant X :

Tableau IV.16 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x

	DEPLACEMENT						DEFORMATION	
Niveau(m)	δek (cm)	R	δk (cm)	Δδ (cm)	δ adm (cm)	Vérification	ε	[ε]
19.38	1.43	3.5	5.01	1.02	3.23	Vérifiée	3.16	3.5
16.15	1.14	3.5	3.99	1.05	3.23	Vérifiée	3.25	3.5
12.92	0.84	3.5	2.94	0.98	3.23	Vérifiée	3.03	3.5
9.69	0.56	3.5	1.96	0.91	3.23	Vérifiée	2.82	3.5
6.46	0.3	3.5	1.05	0.66	3.23	Vérifiée	2.04	3.5
3.23	0.11	3.5	0.39	0.39	3.23	Vérifiée	1.21	3.5

Suivant Y :

Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y

	DEPLACEMENT						DEFORMATION	
Niveau(m)	δek (cm)	R	δk (cm)	Δδ (cm)	δ adm (cm)	Vérification	ε	[ε]
19.38	0.84	3.5	2.94	0.56	3.23	Vérifiée	1.73	3.5
16.15	0.68	3.5	2.38	0.63	3.23	Vérifiée	1.95	3.5
12.92	0.5	3.5	1.75	0.56	3.23	Vérifiée	1.73	3.5
9.69	0.34	3.5	1.19	0.52	3.23	Vérifiée	1.61	3.5
6.46	0.19	3.5	0.67	0.42	3.23	Vérifiée	1.3	3.5
3.23	0.07	3.5	0.25	0.25	3.23	Vérifiée	0.77	3.5

IV .6.6 Vérification des déplacements en tête [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec : $\bar{\delta} = \frac{H}{250}$

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

Tableau IV.18 : Vérification des déplacements en tête

	δek (cm)	R	δk (cm)	δ adm (cm)	Vérification
δx	1.43	3.5	5.01	7.5	Vérifiée
δy	0.84	3.5	2.94	7.5	Vérifiée

Commentaire :

Les déplacements (en tête et inter étage) sont inférieurs aux déformations admissibles

IV .6.7 Vérification de cisaillement des éléments :

IV .6.7.1 Les poutres [Art A.5.1 CBA93]

On doit vérifier :

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

Tableau IV.19 : Vérification de cisaillement des poutres

Elément	b (cm)	d (cm)	T (KN)	Combinaison	τ_{max} (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP 30x45	30	42	214.301	G+Q+EdX	1.681	4.35	Vérifiée
PS 30x40	30	37	135.822	ELU	1.207	2.50	Vérifiée
PPL 30x35	30	32	75.298	ELU	0.772	3.33	Vérifiée
CH 30x35	30	32	38.649	ELU	0.468	2.50	Vérifiée
Longrine	30	27	113.301	ELU	1.162	3.33	Vérifiée

IV .6.7.2 Les poteaux [Art 4.3.2 RPA99v2003]

Pour les poteaux la vérification de cisaillement n'est pas nécessaire car le système de contreventement R=3.5

IV .6.8 Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

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

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

fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Remarque :

Les résultats obtenus dans le choix de pré dimensionnement des poteaux a la base sont pas satisfaites d'après faire l'analyse dynamique à la vérification d'effort normale réduit à la base on a décidé d'augmenter les sections des poteaux de la structure est faire les vérifications.

Les nouvelles sections :

Tableau IV.20 : les nouvelles sections choisis

Niveau	Section	
	b (cm)	h (cm)
5eme étage	35	35
4eme étage	35	35
3eme étage	40	40
2eme étage	40	40
1er étage	45	45
RDC	45	45

Vérification :

Tableau IV.21 : Vérification de l'effort normal réduit à la base

		N_d (KN)	$Bc(cm^2)$	Combinaison	υ	$\upsilon \leq 0.3$
POT 45X45	Suivant x	*2061.836*	*184900*	G+Q+EdX	*0.253*	Vérifiée
	Suivant y	*1325.019*	*184900*	G+Q+EdY	*0.162*	Vérifiée

IV .6.9 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003]

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

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

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

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

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

h_k: hauteur de l'étage « k ».

Si 0.10<θ ≤0.20, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta_k}$$

Si θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Suivant X :

Tableau IV.22 : Vérification l'effet P-Δ suivant X

Niveau (m)	hk (cm)	W_i (KN)	Δkx (cm)	Vk (KN)	θkx	θkx ≤ 0.1
19.38	323	8430.14	1.02	2058.99	0.0129	Vérifiée
16.15	323	8918.03	1.05	1815.13	0.016	Vérifiée
12.92	323	8405.85	0.98	1368.71	0.0186	Vérifiée
9.69	323	8447.93	0.91	1031.67	0.0231	Vérifiée
6.46	323	8513.78	0.66	693.14	0.0251	Vérifiée
3.23	323	8879.66	0.39	361.46	0.0297	Vérifiée

Suivant Y :

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

Niveau (m)	hk(cm)	W_i (KN)	Δky (cm)	Vk (KN)	θky	θky ≤ 0.1
19.38	323	8430.14	0.56	2039.52	0.0072	Vérifiée
16.15	323	8918.03	0.63	1797.96	0.0097	Vérifiée
12.92	323	8405.85	0.56	1355.76	0.0107	Vérifiée
9.69	323	8447.93	0.52	1021.91	0.0133	Vérifiée
6.46	323	8513.78	0.42	686.58	0.0161	Vérifiée
3.23	323	8879.66	0.25	358.05	0.0192	Vérifiée

D'après les tableaux représentes ci-dessous, on constate que la structure étudiée est justifiée vis –à-vis de l'effet P-Δ.

Chapitre V

Etude des éléments résistants

V.1 Introduction :

L'étape de calcule de ferraillage des éléments résistants dans une structure, permet d'évaluer la quantité d'acier qui doit être existe à l'intérieure des éléments résistants pour reprendre les sollicitations extérieures, à cet effet des règlements en vigueurs, notamment « ***RPA99 version 2003*** et le ***C.B.A93***», recommandes des combinaisons de charges selon le type de sollicitation ainsi des sections minimales d'acier.

Pour les combinaisons on distingue:

1. Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :

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

2. Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :

- G + Q ± E
- 0,8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : Surcharges d'exploitation

E : charges sismique.

V.2 Ferraillage des poutres :

V.2.1 Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations

***Tableau V-1** : Les données de calcul*

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma b = 1.5$	$\gamma s = 1.15$	$\gamma b = 1.15$	$\gamma s = 1$
$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400	$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b}$ = 14.2Mpa	$\overline{\sigma s} =$ 348 Mpa	$\overline{\sigma b}$ = 18.48Mpa	$\overline{\sigma s} =$ 400 Mpa

V.2.2 Recommandation des règlements :

V.2.2.1 Recommandations du R.P.A99v2003 :

- **Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA99v2003]:**

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
2. Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
   - 4% en Zone courante.
   - 6% en Zone nodale.
3. Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques, avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
4. La longueur minimale de recouvrement est de 50 ϕ en Zone III
5. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure 7.5 avec des crochets à 90°.

- **Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003]:**

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

b : largeur de la poutre.

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

- $St = \min\left[\frac{h}{4};\ 12\emptyset l\right]$ ... ... [Zone nodale]
- $St \leq \frac{h}{2}$ ... ... [Zone courant]

V.2.2.2 Recommandations du CBA93 :

La section des armatures longitudinales est :

$A \geq Amin = \frac{b.h}{1000}$ ... ... [A. 7.1.2.1 CBA93]

Le diamètre des armatures transversales est :

$\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\ \frac{b}{10};\ \emptyset_l\right]$ ... ... [A. 6.4.2 CBA93]

Calcule et vérification de l'espacement :

- $St = \min[0.9d\ ;\ 40cm]$ ... ... [art A. 5.1.2.2 CBA93]

- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa … … … [art A. 5.1.2.2 CBA93]
- $\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right.$ … … … [art A. 5.1.2.3 CBA93]

Avec K=1, $\alpha=90^0$

V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires a l'ELU :

V.2.3.1 Les poutres principales (30x45)

Tableau V-2 : *Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x45)*

Usage	Section	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A calcule (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	30x45	Travée	94.04	0.8G+Edx	5.9	4HA14	6.16
		Appui	-204	G+Q+Edx	13.8	3HA14+5HA16	14.67
Courant	30x45	Travée	139.85	0.8G+Edx	9	6HA14	9.24
		Appui	-228.23	G+Q+Edx	15.7	3HA14+6HA16	16.68

Le choix :

Tableau V-3 : *choix de Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x45)*

Usage	Section	Position	A choisies (cm^2)	
Terrasse	30x45	Travée	4HA14	6.16
		Appui	3HA14+5HA16	14.67
Courant	30x45	Travée	6HA14	9.24
		Appui	3HA14+6HA16	16.68

V.2.3.2 Les poutres secondaires (30x40)

Tableau V-4 : *Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x40)*

Usage	Position	Section	Ma (KN.m)	Combinaison	A calcule (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	Appui	30x40	-92.04	G+Q+Edy	5.8	3HA12+2HA14	6.47
Courant	Appui	30x40	-97.55	G+Q+Edy	6.1	3HA12+2HA14	6.47

Le choix :

Tableau V-5 : *choix de Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30x40)*

Usage	Section	A choisies (cm^2)	
Terrasse	30x40	3HA12+2HA14	6.47
Courant	30x40	3HA12+2HA14	6.47

V.2.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

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

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

V.2.4.1 Les poutres principales :

Tableau V-6 : *Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30x45)*

Usage	Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}, \sigma'_s$ Mpa
Terrasse	30x45	Travée	68.41	6.16	4.62	7.73	201.63	86.87	15	201.63
		Appui	-110.28	4.62	14.67	9.49	201.63	117.65	15	201.63
Courant	30x45	Travée	79.82	9.24	4.62	7.89	/	/	15	/
		Appui	-119.32	4.62	16.68	9.92	/	/	15	/

V.2.4.2 Les poutres secondaires :

Tableau V-7 : *Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (30x40)*

Usage	Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ_s' Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}, \overline{\sigma_s}'$ Mpa
Terrasse	30x40	Travée	58.11	6.47	3.39	6.73	201.63	76.82	15	201.63
		Appui	-56.41	3.39	6.47	6.53	201.63	74.56	15	201.63
Courant	30x40	Travée	61.61	6.47	3.39	7.13	201.63	81.45	15	201.63
		Appui	-56.68	3.39	6.47	6.56	201.63	74.93	15	201.63

V.2.5 Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

A tendue ≥ Amin CBA

A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA

A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ Amax RPA

V.2.5.1 Les poutres principales

Tableau V-8 : *vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements*

Usage	Section	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	Vérification
Terrasse	30x45	Travée	4HA14=6.16	6.05	1.35	Vérifier
		Appui	3HA14+5HA16=14.67			
Courant	30x45	Travée	6HA14=9.24	6.05	1.35	Vérifier
		Appui	3HA14+6HA16=16.68			

V.2.5.2 Les poutres secondaires

Tableau V-9 : *vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements*

Usage	Section	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	$A_{adoptée} \leq A_{min}$
Terrasse	30x40	3HA12+2HA14=6.47	6	1.2	Vérifier
		3HA12+2HA14=6.47			
Courant	30x40	3HA12+2HA14=6.47	6	1.2	Vérifier
		3HA12+2HA14=6.47			

V.2.6 Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V-10 : Calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires

		CBA93		RPA99v2003			St adopté		
Elément	τ_{max} (Mpa)	St (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²) choisie
PP 30x45	1.68	37.8	1.13	11.25	22.5	0.9	10	20	3HA8=1.51
PS 30x40	1.22	33.3	1.0	10	20	0.9	10	20	3HA8=1.51

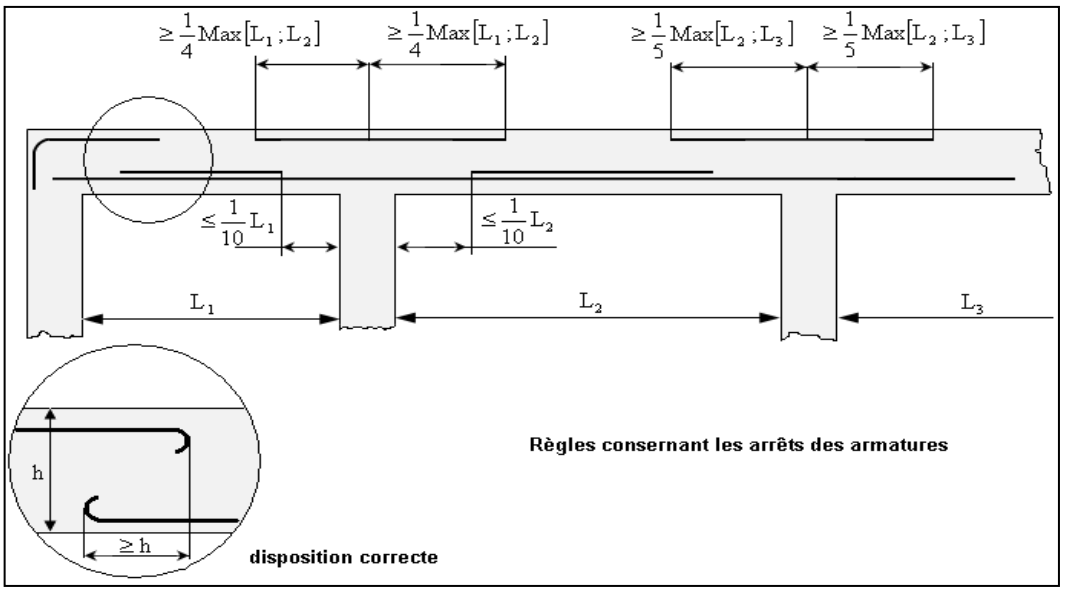


Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.7 Vérification de la flèche

V.2.7.1 Poutre principale :

Tableau V-11 : Vérification de la flèche des poutres principales

Ats1 (cm²)	Ats2 (cm²)	Mt ser (kN. m)	L (m)	ρ(%)	σ_s (MPa)	μ	λ	I_0(cm⁴)	f_i (mm)	f_{adm} (mm)	$f_i < f_{adm}$
9.24	4.62	79.82	6.5	1.10	201.63	0.54	2.86	305694.29	6.7	11.5	Vérifier

V.2.7.2 Poutre secondaire :

Tableau V-12 : Vérification de la flèche des poutres secondaires

Ats1 (cm^2)	Ats2 (cm^2)	Mt ser (kN. m)	L (m)	ρ(%)	σ_s (MPa)	μ	λ	$I_0(cm^4)$	f_i (mm)	f_{adm} (mm)	$f_i < f_{adm}$
6.47	3.39	61.61	1.4	0.78	201.63	0.41	4.09	283509.64	0.3	2.4	Vérifier

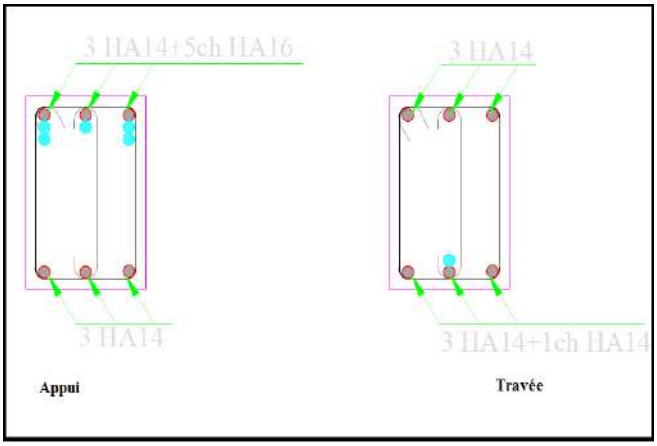


Figure V-2 : Ferraillage des poutres principales (terrasse)

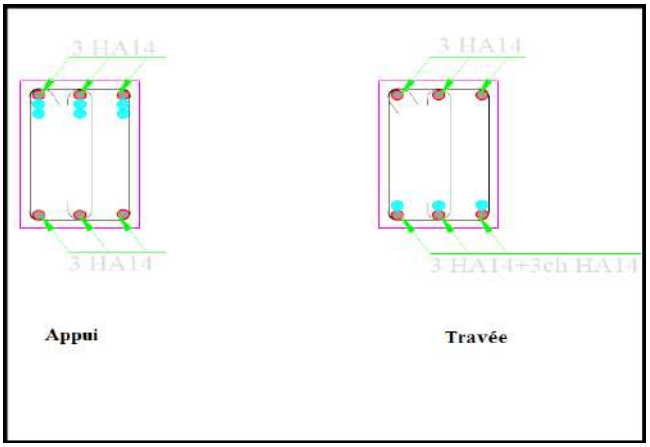


Figure V-3 : Ferraillage des poutres principales (courant)

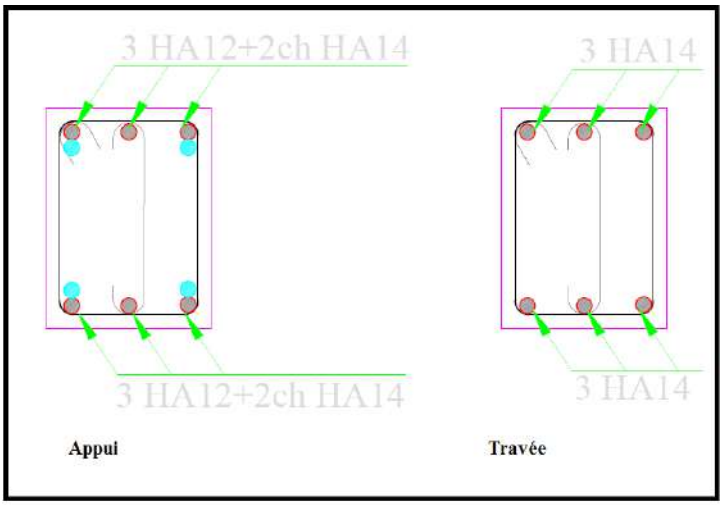


Figure V-4 : Ferraillage des poutres secondaire

V.3 Ferraillages des poteaux :

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée *(M, N)* qui sont dues à l'excentricité de l'effort normal *"N"* par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant *"M"* dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

V.3.1 Recommandation du règlement RPA99v2003 :

Armatures longitudinales [Art 7.4.2.1 RPA99v2003] :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de :
  - 0,9% en zone III
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement
- Leur diamètre minimal et de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est :
  - 40 Φ en zone I, IIa.
  - 50 Φ en zone IIb, III.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
  - 25 cm en zone I, IIa.
  - 20 cm en zone IIb, III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l´extérieur des zones nodales.

Armatures transversales [Art 7.4.2.2 RPA99v2003] :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_I}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_I: hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} \text{Min}(10\Phi_l, 15\text{cm}) \ldots\ldots\ldots \text{Zone I et IIa} \\ 10\text{ cm} \ldots\ldots\ldots \text{Zone IIb et III} \end{cases} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Zone nodal}$$

$$S_t \leq \begin{cases} 15\Phi_l \ldots\ldots\ldots \text{Zone I et IIa} \\ \text{Min}\left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10\Phi_l\right) \ldots\ldots\ldots \text{Zone IIb et III} \end{cases} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Zone courante}$$

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

ρ_a: Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si} \quad \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si} \quad \lambda < 5 \end{cases}$$

La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t \times b} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si} \quad \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si} \quad \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes λg est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda g = \left(\frac{lf}{a} \text{ou} \frac{lf}{b}\right)$$

a,b : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f_e =235 MPa

V.3.2 Ferraillages des poteaux carrés :

V.3.2.1 A l'ELU :

Tableau V-13 : Ferraillage longitudinal des poteaux carré

Section	Niveau	Cas	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	A (cm²)	A_{min} (cm²)	Le choix
45x45	3.23	Nmax→Mcor	1601.12	0.42	ELU	7.2	18.22	4HA20+4HA16=20.61 cm²
		Nmin→Mcor	567.88	1.57	ELU	7.2		
		Mmax→Ncor	1349.2	50.57	ELU	7.2		
45x45	6.46	Nmax→Mcor	1329.31	28.99	ELU	7.2	18.22	
		Nmin→Mcor	482.27	10.98	ELU	7.2		
		Mmax→Ncor	1154.95	75.03	ELU	7.2		
40x40	9.69	Nmax→Mcor	1086.61	21.85	ELU	6.4	14.40	8HA16=16.08 cm²
		Nmin→Mcor	373.28	6.75	ELU	6.4		
		Mmax→Ncor	834.96	53.68	ELU	6.4		
40x40	12.92	Nmax→Mcor	856.62	26.31	ELU	6.4	14.40	
		Nmin→Mcor	264.97	6.77	ELU	6.4		
		Mmax→Ncor	593.64	63.59	ELU	6.4		
35x35	16.15	Nmax→Mcor	635.05	29.38	ELU	5.6	11.02	8HA14=12.32 cm²
		Nmin→Mcor	147.72	0.29	ELU	5.6		
		Mmax→Ncor	363.74	44.21	ELU	5.6		
35x35	19.23	Nmax→Mcor	304.68	60.35	ELU	5.6	11.02	
		Nmin→Mcor	61.47	3.19	ELU	7.78		
		Mmax→Ncor	243.7	63.89	ELU	6.38		

V.3.2.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau V-14 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Section	Niveau	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}(cm^2)$	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
45x45	3.23	1158.48	0.30	20.61	4.98	74.65	15	201.63
		437.23	5.99		2.16	31.96		
		984.50	36.38		5.82	84.41		
45x45	6.46	971.74	21.41		5.20	76.26	15	201.63
		353.93	7.59		1.88	27.64		
		707.71	43.10		5.12	73.27		
40x40	9.69	794.49	16.16	16.08	5.44	79.50	15	201.63
		273.97	4.88		1.83	26.78		
		609.50	38.58		6.00	84.92		
40x40	12.92	626.65	19.48		4.76	68.86		
		180.39	1.53		1.09	16.09		
		4.33	45.70		4.40	50.71		
35x35	16.15	464.99	21.63	12.32	5.57	78.68	15	201.63
		108.42	0.19		0.79	11.79		
		419.82	31.90		6.33	87.74		
35x35	19.38	224.17	44.35		7.45	95.56		
		39.72	3.11		0.61	8.43		
		179.00	47.07		7.77	97.08		

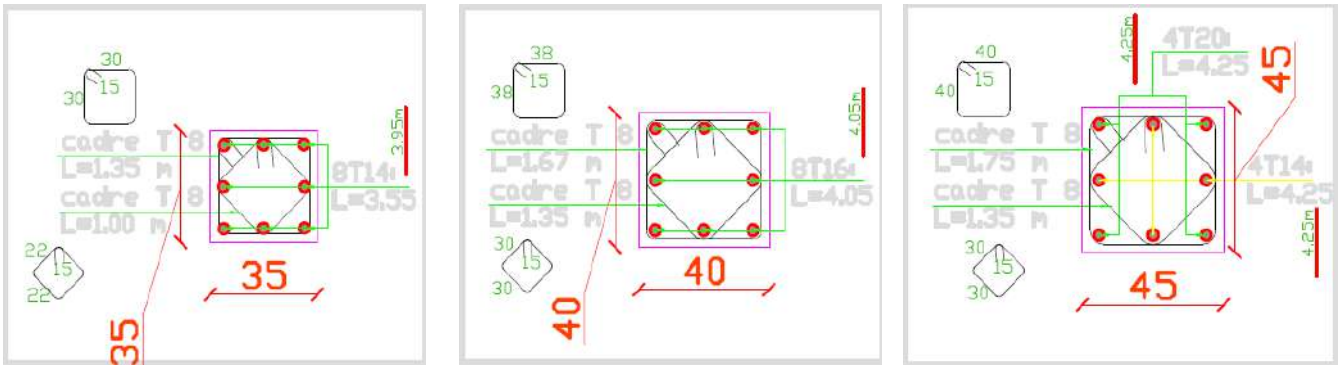


Figure V-5 : Ferraillage des poteaux carrés

V.3.3 Ferraillages des poteaux rectangulaires :

V.3.3.1 A l'ELU

Tableau V-15 : Ferraillage longitudinal des poteaux rectangulaires

Section	Niveau	Cas	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	A (cm²)	A_{min} (cm²)	Le choix
45x70	3.23	Nmax→Mcor	2691.07	2.78	ELU	9.2	28.35	4HA20+8HA16=28.65 cm²
		Nmin→Mcor	1274.19	10.84	ELU	9.2		
		Mmax→Ncor	1908.99	14.60	ELU	9.2		
45x70	6.46	Nmax→Mcor	2652.77	0.60	ELU	9.2	28.35	
		Nmin→Mcor	785.84	4.40	ELU	9.2		
		Mmax→Ncor	1613.47	16.68	ELU	9.2		
40x70	9.69	Nmax→Mcor	2267.68	0.58	ELU	8.8	25.20	4HA20+8HA16=28.65 cm²
		Nmin→Mcor	588.22	9.66	ELU	8.8		
		Mmax→Ncor	1249.68	10.21	ELU	8.8		
40x70	12.92	Nmax→Mcor	1888.68	0.94	ELU	8.8	25.20	
		Nmin→Mcor	438.08	8.69	ELU	8.8		
		Mmax→Ncor	630.3	11.28	ELU	8.8		
35x70	16.15	Nmax→Mcor	1516.04	0.08	ELU	8.38	22.05	12HA16=24.13 cm²
		Nmin→Mcor	257..38	10.18	ELU	8.38		
		Mmax→Ncor	257.38	10.18	ELU	8.38		
35x70	19.23	Nmax→Mcor	736.85	3.5	ELU	8.38	22.05	
		Nmin→Mcor	127.35	17.17	ELU	8.40		
		Mmax→Ncor	183.29	20.76	ELU	8.38		

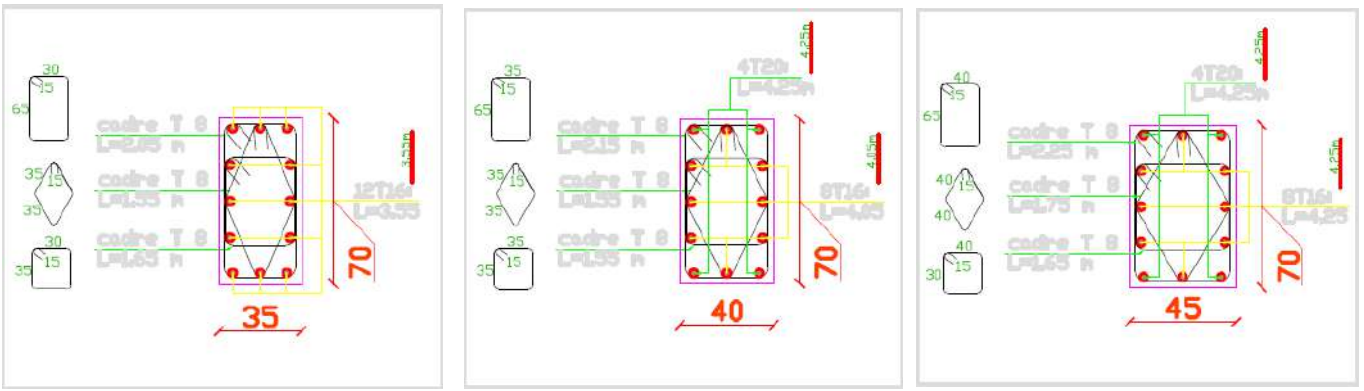


Figure V-6 : Ferraillage des poteaux rectangulaires

V.3.3.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau V-16 : *Valeurs des contraintes à l'E.L.S*

Section	Niveau	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}(cm^2)$	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa
45x70	3.23	1967.21	2.01	28.65	5.54	82.99	15	201.63
		928.21	7.94		2.75	41.12		
		1384.94	10.28		4.08	60.91		
45x70	6.46	1941.82	0.44		5.43	81.49	15	201.63
		573.18	9.90		1.70	25.28		
		1171.39	11.60		3.51	52.33		
40x70	9.69	1660.36	0.42	28.65	5.15	77.24	15	201.63
		429.08	6.93		1.48	22.04		
		907.27	6.94		2.96	44.25		
40x70	12.92	1383.41	0.69		4.30	64.46		
		313.66	6.66		1.12	16.60		
		4.60	7.81		0.19	2.60		
35x70	16.15	1111.11	0.06	24.13	3.95	59.30	15	201.63
		187.94	7.30		0.85	12.60		
		294.85	9.80		1.30	19.18		
35x70	19.38	542.47	2.57		1.99	29.85		
		93.53	12.41		0.65	9.37		
		134.97	14.76		0.85	12.40		

V.3.4 Déterminations des armatures transversales :

Tableau V-17: Ferraillage transversal des poteaux

Section	Combinaison	T_{max} (KN)	N (KN)	St_{zn} (cm)	St_{zc} (cm)	At (cm^2)
45x45	ELU	23.13	1418.73	10	15	4HA8=2.01
40x40	ELU	32.14	899.95	10	15	4HA8=2.01
35x35	ELU	26.64	424.72	10	15	4HA8=2.01
45x70	ELU	8.84	1295.04	10	15	6HA8=3.02
40x70	ELU	14.57	581.70	10	15	6HA8=3.02
35x70	ELU	13.01	402.99	10	15	6HA8=3.02

V.3.4.1 Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :

Tableau V-18 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

Section	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}(\%)$	λ_g	t≥0.3%	0.3%<t<0.8%	t≥0.8%
35x35	Courante	0.191	5.56	Oui	-	-
	Nodale	0.287		Oui	-	-
40x40	Courante	0.167	4.86	-	Oui	-
	Nodale	0.251		-	Oui	-
45x45	Courante	0.148	4.32	-	Oui	-
	Nodale	0.223		-	Oui	-
35x70	Courante	0.287	5.56	Oui	-	-
	Nodale	0.431		Oui	-	-
40x70	Courante	0.251	4.86	-	Oui	-
	Nodale	0.376		-	Oui	-
45x70	Courante	0.148	4.32	-	Oui	-
	Nodale	0.223		-	Oui	-

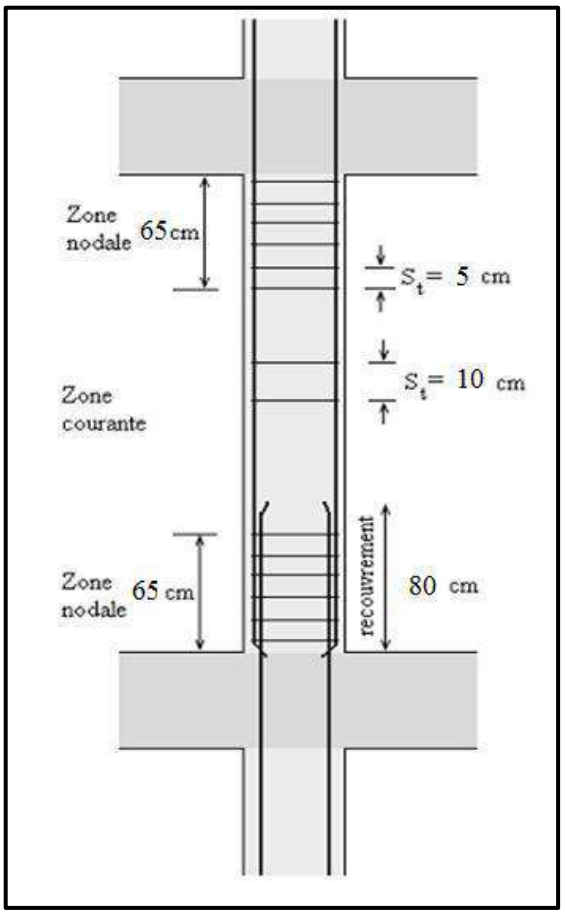


Figure V-7: Disposition des armatures dans les poteaux

V.4 Ferraillages des voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux porteurs, ils sont considérés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales dans un bâtiment, leur disposition dans la structure est basé afin d'assurer ce qui suit :

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

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

V.4.1 Les voiles pleins :

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

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

V.4.2 Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.2.1 Les trumeaux :

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

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

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul a été mené à l'état limite ultime.

V.4.2.2 Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on doit disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l".
- Des aciers transversaux " A_t".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

- Des aciers diagonaux Ad

Tableau V-19 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma b = 1{,}5$	$\gamma s = 1{,}15$	$\gamma b = 1{,}15$	$\gamma s = 1$
$\sigma b = 25$ Mpa	FeE 400	$\sigma b = 25$ Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b} = 14{,}2$Mpa	$\overline{\sigma s} = 348$ Mpa	$\overline{\sigma b} = 18.48$Mpa	$\overline{\sigma s} = 400$ Mpa

V.4.3 Recommandations des règlements :

V.4.3.1 Recommandation du RPA99v2003

- **Armatures verticales** [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] **:**

Av =0.2%Bt dans la section tendue du voile.

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

Av =0.10%B dans la section courante.

Avec :

B : section du voile.

a : épaisseur du voile.

- **Armatures horizontales :**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de reprendre l'effort tranchant " V "

- **Calcule et vérification de l'espacement :**

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

$$Sh \leq min\,[1.5a;\ 30cm]$$

- **Armatures transversales :**

Ce sont des armatures rondes lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.3.2 Recommandations du CBA93 :

- **Armatures verticales**

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

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

- **Calcule et vérification de l'espacement :**

$St = \min[0.9d\ ;\ 40cm]$ … … … [art A. 5.1.2.2 CBA93]

$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa … … … [art A. 5.1.2.2 CBA93]

$\frac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \gamma_s (\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]}$ … … … [art A. 5.1.2.3 CBA93]

- **Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux :**

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d} \Longrightarrow V = 1.4Vu$ calculé

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

Avec :

$\boldsymbol{\tau_b}$: Contrainte de cisaillement.

$\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.

A_h : section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h : hauteur utile.

V.4.3.3 Recommandations pour les voiles et les trumeaux :

La longueur de recouvrement doit être égale :

-40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

-20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

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

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser

$\varphi v, \varphi h \leq \frac{1}{10} . a$

a : largeur de voile

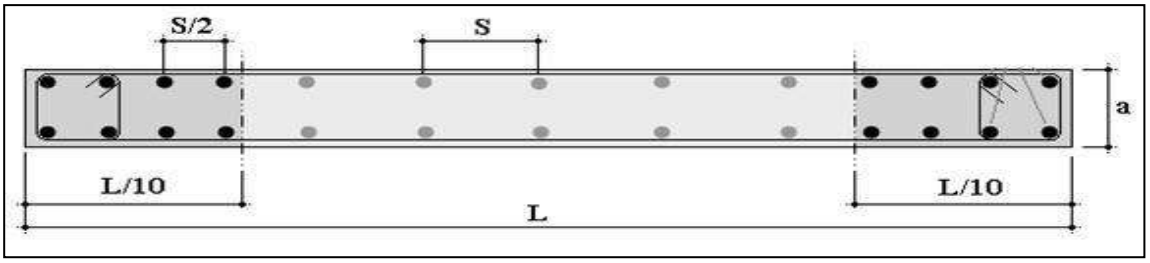


Figure V-8: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.4 Ferraillage des voiles pleins :

V.4.4.1 Armatures verticales :

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

Tableau V-20 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_v (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC - 1er étage	V_1	415x20	-95.83	4669.41	0.8G-Edx	27.62	15	2x (27HA12=30.52)
	V_2	605x20	-121.65	10068.5	0.8G-Edy	59.73	10	2x (60HA12=67.82)
	V_3	305x20	-46.62	2494.99	0.8G-Edy	28.16	10	2x (30HA12=33.91)
2er - 3ème étage	V_1	415x20	-13.49	6642.08	0.8G-Edx	19.77	15	2x (27HA10=21.21)
	V_2	605x20	-151.51	999.14	0.8G-Edy	40.30	10	2x (60HA10=47.10)
	V_3	305x20	148.09	2823.03	0.8G-Edy	21.13	10	2x (30HA10=23.13)
4ème – 5ème étage	V_1	415x20	-643.72	2956.05	0.8G-Edx	13.8	15	2x (27HA10=21.21)
	V_2	605x20	-254.53	1749.06	0.8G-Edy	15.91	20	2x (30HA10=23.55)
	V_3	305x20	-52.11	957.68	0.8G-Edy	10.5	20	2x (15HA10=11.78)

Tableau V-21 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Niveau	Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min} RPA(cm^2)	A_{Min} CBA(cm^2)	Vérification
RDC - 1er étage	V_1	415x20	2x (27HA12=30.52)	12.45	1.65	Vérifiée
	V_2	605x20	2x (60HA12=67.82)	18.15	5.21	
	V_3	305x20	2x (30HA12=33.91)	9.15	2.4	
2er -3ème étage	V_1	415x20	2x (27HA10=21.21)	12.60	1.15	Vérifiée
	V_2	605x20	2x (60HA10=47.10)	18.30	1.81	
	V_3	305x20	2x (30HA10=23.13)	9.30	1.6	
4ème – 5ème étage	V_1	415x20	2x (27HA10=21.21)	12.75	1.15	Vérifiée
	V_2	605x20	2x (30HA10=23.55)	18.45	0.9	
	V_3	305x20	2x (15HA10=11.78)	9.45	0.84	

V.4.4.2 Vérification des armatures à l'ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous la sollicitation de Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

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

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V-22 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains

voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_v (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa
V_1	415x20	-95.83	4669.41	30.52	1.77	15
V_2	605x20	-121.65	10068.5	67.82	1.69	15
V_3	305x20	-46.62	2494.99	33.91	2.69	15

V.4.4.3 Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau V-23 : calcul de l'armature horizontale des voiles pleins.

Niveau	voile	h (cm)	e (cm)	T (KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC et étage courant	V_1	278	20	1134.73	1.92	3.26	10	2x (28HA10=21.98)
	V_2	278	20	1477.30	1.77	3.26	10	2x (28HA10=21.98)
	V_3	283	20	569.29	1.27	3.26	10	2x (28HA10=21.98)

V.4.4.4 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles sont reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau V-24 : diamètre des armatures transversales

Armatures longitudinales $\emptyset_v$	épingles Φt
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=40 cm

V.4.5 Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.5.1 Les trumeaux

V.4.5.1.1 Armatures verticales :

Tableau.V.25 : calcul des armatures verticales

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_V (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC - 1er étage	V_1	305x20	-231.82	1297.81	0.8G-Edy	12.81	15	2x (20HA10=15.7)
	V_2	305x20	694.37	2413.4	0.8G-Edx	18.73	10	2x (30HA10=23.55)
	V_3	310x20	860.43	-1894.5	0.8G-Edy	16.32	15	2x (21HA10=16.49)
2er -3ème étage	V_1	75x20	-190.85	-38.99	0.8G-Edy	3.79	15	2x (5HA10=3.93)
	V_2	75x20	-172.4	69.02	0.8G-Edx	4.51	10	2x (7HA10=5.50)
	V_3	310x20	545.18	1064.85	0.8G-Edy	9.3	15	2x (21HA10=15.7)
4ème – 5ème étage	V_1	75x20	-35.67	10.22	0.8G-Edy	2.25	15	2x (5HA10=3.93)
	V_2	75x20	-1.59	-55.79	0.8G-Edx	3.78	10	2x (7HA10=5.50)
	V_3	310x20	350.79	508.96	0.8G-Edy	9.3	15	2x (21HA10=15.7)

V.4.5.1.2 Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.
Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous la sollicitation de Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

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

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau.V.26 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux

Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_v (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa
V_1	305x20	-231.82	1297.81	15.7	1.06	15
V_2	305x20	694.37	2413.4	23.55	1.64	15
V_3	310x20	860.43	-1894.5	16.49	3.17	15

V.4.5.1.3 Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux :

Tableau.V.27 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Niveau	Voile	h (cm)	e (cm)	T (KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC et étage courant	V_1	283	20	578.35	1.29	3.26	15	2x (19HA10=14.92)
	V_2	283	20	779.14	1.73	3.26	10	2x (28HA10=21.98)
	V_3	278	20	703.97	1.77	3.26	15	2x (19HA10=14.92)

V.4.5.2 Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux", ces éléments sont étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

V.4.5.2.1 Recommandation du RPA99v2003 :

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4Vu$ calculé

$\bar{\tau} = 0.2fc28$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

Vu : effort tranchant ultime.

Ferraillage : on devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion : A_l

Des aciers transversaux : A_t

Des aciers en partie courante : A_c

- **Premier cas ($\tau_b \leq 0.06f_{c28}$) [Art 7.7.3.1RPA99v2003]**

Aciers longitudinaux :

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

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

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

Aciers transversaux :

On distingue deux cas :

$$\lambda = \frac{l}{h} \implies \begin{cases} \lambda > 1 \ldots\ldots\ldots \text{linteau longe} \\ \lambda < 1 \ldots\ldots\ldots \text{linteau court} \end{cases}$$

a. Linteau long λ>1 :

On a: $St \leq At\, fe\, \frac{Z}{\bar{T}}$

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b. Linteau court λ< 1

On doit avoir :

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

$T = \min (V_1 ; V_2)$ 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 le calcul comme suit:

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

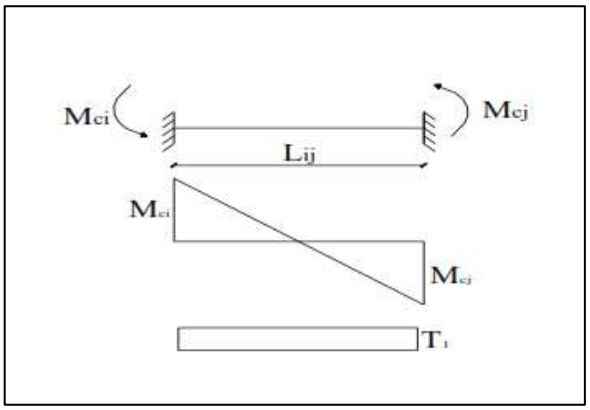


Fig.V-9. : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

- **Deuxième cas (τ_b> 0.06f_{c28}) : [Art 7.7.3.2 RPA99v2003] :**

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$AD = \frac{V}{2\sin\alpha . f_e} \qquad \text{avec: } \operatorname{tg}\alpha = \frac{h - 2d}{L}$$

$V = V_u$ (sans majoration)

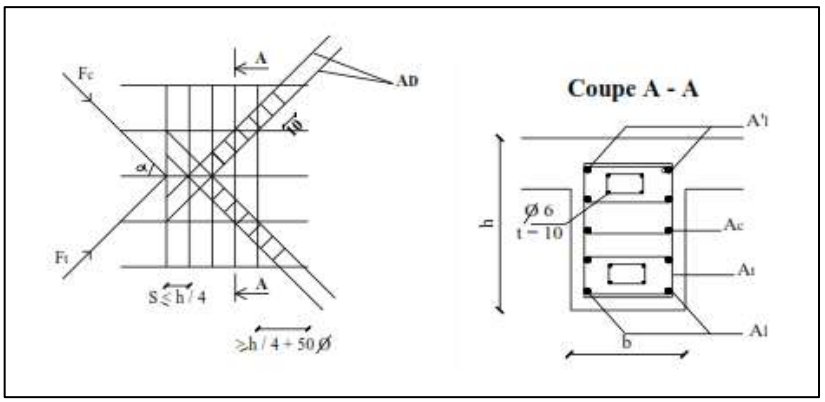


Fig.V-10. : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal** : **[Art 7.7.3.3 RPA99v2003]**

On a :

$Al \geq 0.15\% b.h$

$Ac \geq 0.20\% \, b.h$

$$AD = \begin{cases} 0 & si\ \tau b \leq 0.06 fc28 \\ 0.15\% b.h & si\ \tau b > 0.06 fc28 \end{cases}$$

$$At \geq \begin{cases} 0.15\% b.s & si\ \tau b \leq 0.06 fc28 \\ 0.25\% b.s & si\ \tau b > 0.06 fc28 \end{cases}$$

V.4.5.2.2 Ferraillage des linteaux :

- **Voile V1-x, V1-y**

Tableau.V.28 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V1)

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (MPa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$=1.5MPa
RDC -1ère	V_1	20	223	200	614.75	1.97	595.38	Traction/compression
1ère-2ème	V_1	20	223	200	568.37	1.82	559.88	Traction/compression
2ème-3ème	V_1	20	223	200	502.73	1.61	494.99	Traction/compression
3ème- 4ème	V_1	20	223	200	415.83	1.33	410.52	Flexion simple
4ème-5ème	V_1	20	223	200	323.64	1.03	324.07	Flexion simple
5 ème	V_1	20	123	200	136.25	0.80	146.82	Flexion simple

Tableau.V.29 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V1)

Niveau	A calculé (cm²)					A choisie (cm²)			
	Ad	Al	At	Ap	St	Ad	Al	At	AP
RDC -1èr	7.68	6.69	0.75	8.92	15	2x (4HA12) =9.05	2x (2HA16) =8.04	2x(13HA10) =20.42	2x(12HA10) =18.85
1ère - 2ème	7.10	6.69	0.75	8.92	15	2x (4HA12) =9.05	2x (2HA16) =8.04	2x(13HA10) =20.42	2x(12HA10) =18.85
2ème - 3ème	6.28	6.69	0.75	8.92	15	2x (4HA10) =6.28	2x (2HA16) =8.04	2x(13HA10) =20.42	2x(12HA10) =18.85
3ème - 4ème	/	6.59	0.79	/	15	/	2x(12HA12) =18.84	2x(13HA10) =20.42	/
4ème - 5ème	/	5.20	0.79	/	15	/	2x(12HA12) =18.84	2x(13HA10) =20.42	/
5ème	/	4.35	0.79	/	15	/	2x (6HA10) =9.42	2x(13HA10) =20.42	/

- **Voile V2-x, V2-y**

Tableau.V.30 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V2)

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (MPa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC -1^{éré}	V_2	20	223	200	724.67	2.32	666	Traction/compression
1ère-2ème	V_2	20	223	200	591.16	1.89	574.52	Traction/compression
2ème-3ème	V_2	20	223	200	488.11	1.44	449.04	Flexion simple
3ème- 4ème	V_2	20	223	200	361.26	1.16	328.68	Flexion simple
4ème-5ème	V_2	20	223	200	233.99	0.75	204.51	Flexion simple
5ème	V_2	20	123	200	71.56	0.42	41.68	Flexion simple

Tableau.V.31 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V2)

Niveau	A calculé (cm²)				A $_{choisie}$ (cm²)				
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC -1^{éré}	12.29	6.69	0.75	8.92	15	2x (4HA14) =12.32	2x(2HA16) =8.04	2x (13HA10) =20.42	2x(12HA10) =18.84
1ère - 2ème	10.02	6.69	0.75	8.92	15	2x (4HA14) =12.32	2x (2HA16) =8.04	2x (13HA10) =20.42	2x(12HA10) =18.84
2ème - 3ème	/	7.2	0.79	/	15	/	2x(12HA10) =18.84	2x (13HA10) =20.42	/
3ème - 4ème	/	5.27	0.79	/	15	/	2x(12HA10) =18.84	2x (13HA10) =20.42	/
4ème - 5ème	/	3.28	0.79	/	15	/	2x(12HA10) =18.84	2x (13HA10) =20.42	/
5 ^{ème}	/	1.23	0.79	/	15	/	2x (6HA10) =9.42	2x (13HA10) =20.42	/

- **Voile V3-x, V3-y**

Tableau.V.32 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V3)

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (MPa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC -1ère	V_3	20	123	150	408.20	2.42	224.3	Traction/compression
1ère-2ème	V_3	20	123	150	406.22	2.40	216.64	Traction/compression
2ème-3ème	V_3	20	123	150	379.38	2.25	194.29	Traction/compression
3ème- 4ème	V_3	20	123	150	316.21	1.87	154.41	Traction/compression
4ème-5ème	V_3	20	123	150	242.05	1.43	113.05	Flexion simple
5 ^{ème}	V_3	20	123	150	167.27	0.99	74.86	Flexion simple

Tableau.V.33 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V3)

Niveau	A calculé (cm²)				A $_{choisie}$ (cm²)				
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
RDC -1ère	8.25	3.69	0.75	4.92	15	2x(4HA12) =9.05	2x (2HA12) =4.52	2x (10HA10) =15.71	2x (6HA10) =9.42
1ère - 2ème	8.21	3.69	0.75	4.92	15	2x(4HA12) =9.05	2x (2HA12) =4.52	2x (10HA10) =15.71	2x (6HA10) =9.42
2ème - 3ème	7.67	3.69	0.75	4.92	15	2x(4HA12) =9.05	2x (2HA12) =4.52	2x (10HA10) =15.71	2x (6HA10) =9.42
3ème - 4ème	6.39	3.69	0.75	4.92	15	2x(4HA12) =9.05	2x (2HA12) =4.52	2x (10HA10) =15.71	2x (6HA10) =9.42
4ème - 5ème	/	3.35	0.79	/	15	/	2x (6HA10) =9.42	2x(10HA10) =15.71	/
5ème	/	2.22	0.79	/	15	/	2x (6HA10) =9.42	2x (10HA10) =15.71	/

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.*1. INTRODUCTION :*

On appelle fondation la partie inferieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage, donc elles constituent la partie essentielle de l'infrastructure d'un ouvrage.

VI.2. C0NNAISSANCE DU SITE ET DU SOL:

- Type du sol : sables limoneux rougeâtres
- $\overline{\sigma_{sol}} = 1.5\ bars$
- $\gamma_{sol} = 18\ KN/m^3$
- $\overline{\Delta H} = 1.8\ cm$
- $C_c = 0.135$
- $\nu = 0.3$
- H = 2m

VI.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation dépend de:

- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises par la superstructure.
- ✓ La raison économique.

VI.4. CALCUL DES FONDATIONS :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la capacité portante du sol, l'ancrage du bâtiment dans le sol, et ce à partir des différentes informations présentés dans le rapport d'étude géotechnique.

On commence le choix de fondation par des semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fait un objet d'une vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité 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.

S : Surface de la fondation.

N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

VI.4.1.Semelles isolées :

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

S : est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec : σ_{sol}= 1,5 bar = 0,15 MPa.

On classe les fondations en 4 familles selon l'effort normal disponibles de chaque poteau.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants:

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

Semelle	Poteau	Nser (KN)	A(m)	B(m)	h(m)	б (bar)	$б_{sol}$ (bar)	$\sigma < \sigma_{sol}$
S_0	45×70	2228.76	4.00	5.50	1.25	1.38	1.5	Vérifier
	45×70	1936.09	3.6	4.9	1.10	1.47		Vérifier
S_1	45×70	1411.53	2.8	4.4	1.00	1.49		Vérifier
	45×45	1154.44	3.2	3.2	0.75	1.45		Vérifier
	45×45	1094.80	3.1	3.1	0.70	1.45		Vérifier
S_2	45×45	970.92	2.9	2.9	0.65	1.46		Vérifier
	45×45	893.11	2.8	2.8	0.65	1.44		Vérifier
	45×45	845.83	2.7	2.7	0.60	1.46		Vérifier
S_3	45×45	540.01	2.1	2.1	0.45	1.49		Vérifier
	45×45	476.72	2.00	2.00	0.45	1.45		Vérifier
	45×45	456.00	2.00	2.00	0.40	1.40		Vérifier

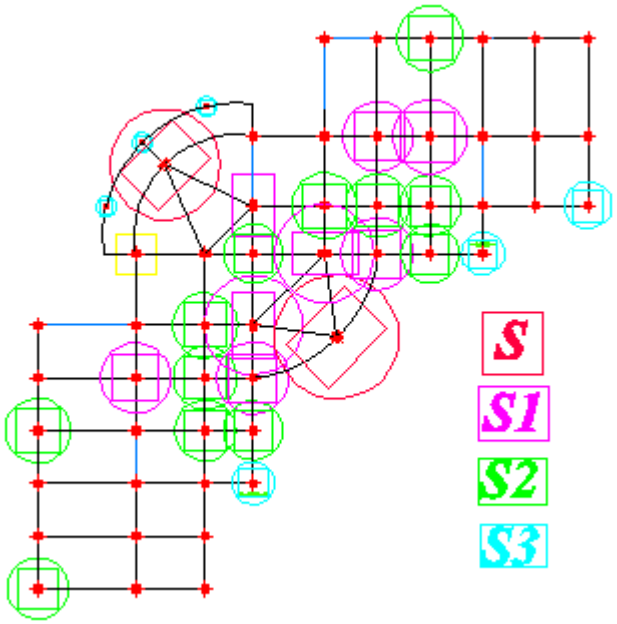


Fig. VI.1 : Le chevauchement entre les semelles isolées

Conclusion **:**

D'après ces résultats obtenus, on remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles, cela nous conduit à l'étude des semelles filantes.

VI.4.2. Semelles filantes :

La semelle filante sous plusieurs poteaux et voiles comporte 2 éléments, en destines :

La semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et support l'effort normale et le moment transversale trouvant du poteau.

- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

VI.4.2.1 Dimensionnement:

$$\frac{\sum N_i}{B.L} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_i}{L.\overline{\sigma_{sol}}}$$

$\sum N_i$ **:** La somme des efforts normaux sous la semelle filante.

L : La longueur totale de la semelle filante.

B : La largeur de la semelle filante.

$\overline{\sigma_{sol}}$ **:** La contraint du sol.

Tableau VI.2: *Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.*

Semelle	L (m)	N (KN)	B (m)	h (m)	Ϭ (bars)	$Ϭ_{sol}$ (bars)	$\sigma < \sigma_{sol}$
Sf-1	19.80	5611.97	2.5	0.55	1.43	1.5	Verifier
Sf-2	24.70	5792.48	2.1		1.47		Verifier
Sf-3	24.70	4693.90	1.7		1.48		Verifier
Sf-4	25.45	5609.05	2.5		1.24		Verifier
Sf-5	20.05	4483.15	2.5		1.37		Verifier
Sf-6	24.80	4071.33	1.7		1.29		Verifier
Sf-7	24.60	4554.10	1.7		1.36		Verifier
Sf-8	25.35	5746.94	2.5		1.27		Verifier
Sf-9	10.00	2713.97	2.5		1.45		Verifier
Sf-10	8.60	2489.72	2.5		1.47		Verifier
Sf-11	6.50	1774.62	2.5		1.46		Verifier
Sf-12	10.10	2546.84	2.5		1.37		Verifier

VI.4.2.2. Vérification de poinçonnement CBA 93 Art A.5.2.4.2 :

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

Pot	N_u max (KN)	h_{sf} (m)	μ (m)	F_{c28} (MPa)	γ_b	F_{limite} (KN)	N_u max≤ F_{limite}
45×45	1860.48	0.55	4.00	25	1.5	1650.00	Non vérifier

Conclusion **:**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un risque de poinçonnement du fût sur la semelle, il faut redimensionner la hauteur de la semelle ou créer une poutre de libage.

VI.4.2.3. Poutre de libage :

Dimensionnement de la poutre de libage :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion, la poutre de libage a la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p est déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- I : Moment d'inertie de la poutre de libage $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

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

	B (m)	Lmax (m)	hp $_{calculé}$ (m)	hp $_{adopté}$ (m)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
Poutre de libage	0.50	3.5	0.73	0.80	3.76	Vérifiée

Donc la section de la poutre de libage : **50x80** cm²

*VI.4.3.*Ferraillage des semelles filantes :

On a deux cas des semelles filantes :

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux
- Semelle filante (continue) sous un voile

VI.4.3.1. Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

Elle se compose en deux éléments : (semelle et poutre de libage).

VI.4.3.1.1. Semelle :

La détermination des armatures se divise en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Transversalement la semelle est considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment Mb parallèle à la dimension transversale.

La dimension longitudinale A est prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$).

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

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

$$\begin{cases} d_a = 52cm \\ d_b = 52cm \end{cases}$$

❖ ***Armatures principales :***

Tableau VI.5: Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales).

Semelle	A (m)	**B** (m)	N_u (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF	4.25	2.50	1860.48	0.31	-7.13	33.27	30HA12=33.93	15

❖ ***Armatures de répartitions :***

$$A_{b,rep} = \frac{A_a}{4}.B = \frac{33.93}{4} \times 2.50 = 21.20\ cm^2$$

Espacement de 10 cm

$$\mathbf{A_{b,rep} = 20HA12 = 22.62\ cm^2}$$

VI.4.3.1.2. Poutre de libage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- Ni: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$$q_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1.35 \times (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{S_{p.libage} = B.L} \times B$$

$$q_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{S_{p.libage} = B.L} \times B$$

❖ ***Détermination des charges sous la poutre de libage :***

Tableau VI.6 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

Poutre de libage	$\sum$ N (ELU) KN	$\sum$ N (ELS) KN	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	$P_{p.libage}$ (KN)	L (m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
PL	4964.23	3615.66	689.22	1037.59	200.5	20.05	367.85	268.20

❖ ***Ferraillage de poutre de libage :***

La poutre de libage travaille en flexion simple

Tableau VI.7 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

Élément		Mu (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL	Travée	561.09	21.79	0.00	12HA16=24.13 cm²
	Appui	-543.00	22.57	0.00	12HA16=24.13 cm²

❖ ***Vérification des contraintes à l'ELS :***

Tableau VI.8 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}, \sigma'_s$ Mpa
PL	Travée	156.81	24.13	8.04	3.06	93.71	40.45	15	201.63
	Appui	-151.75	24.13	8.04	2.96	90.69	39.15	15	201.63

❖ ***Armatures de peu :***

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 80 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Donc on adopte : ***A_P= 6HA14=9.24 cm².***

❖ ***Armatures transversales :***

Tableau VI.9 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

				CBA93		RPA99v2003			St adopté		
Elément	T (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	St (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	$At_{choisie}$ (cm²)
PL (50×80)	918.64	2.39	2.5	10	2.78	10	15	2.52	10	15	4HA10 = 3.14

❖ ***Vérification de la flèche :***

Tableau VI.10 : Vérification de la flèche de la poutre de libage.

Poutre de libage			Mt_{ser}	Armatures principale		Flèche		$f < \bar{f}$
L (m)	b(m)	h (m)	(KN.m)	As_1 (cm²)	As_2(cm²)	$f\,(mm)$	$\bar{f}\,(mm)$	
4.75	0.50	0.80	156.81	24.13	8.04	*0.5*	*9.5*	*oui*

VI.4.3.2. Semelle filante (continue) sous un voile :

Le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelles sous un voile.

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

❖ ***Armatures principales :***

Tableau VI.11: Ferraillages des semelles filantes sous un voiles (armatures principales).

Semelle	A (m)	**B** (m)	N_u (KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF	6.5	2.50	1860.48	49.54	44HA12=49.76	15

❖ ***Armatures de répartitions :***

$$A_{b,rep} = \frac{A_a}{4}.B = \frac{44.76}{4} \times 2.50 = 27.97 cm^2$$

Espacement de 10 cm

$$\mathbf{A_{b,rep} = 25HA12 = 28.27\ cm^2}$$

VI.4.3.3. Longueur de scellement :

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

La contrainte admissible d'adhérence τ_s = 2.5 MPa.

La longueur de scellement est égale à :

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

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

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

$ls \leq \frac{B}{8}$: On n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau VI.12: Vérification longueur de scellement des semelles filantes

Semelle	Ø(mm)	L_s(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
Sous poteau	12	48	31.25	62.5	Ancrage courbe
Sous voile	12	48			

❖ ***Conclusion :***

Pour les semelles filantes sous les poteaux rectangulaires qui présentent des grandes valeurs des efforts normaux, qui a produit des dimensions importantes des semelles, cela nous a obligés de faire de petites modifications sur les plans initiaux d'architecture, par la création de deux poteaux adjacents, cette solution nous a permis de diminuer à la valeur d'effort normal pour chaque nouveau poteau c.-à-d. (la moitié de la valeur du poteau rectangulaire) et de donner des dimensions acceptables pour la semelle .

VI.4.3.4. La proposition finale des semelles :

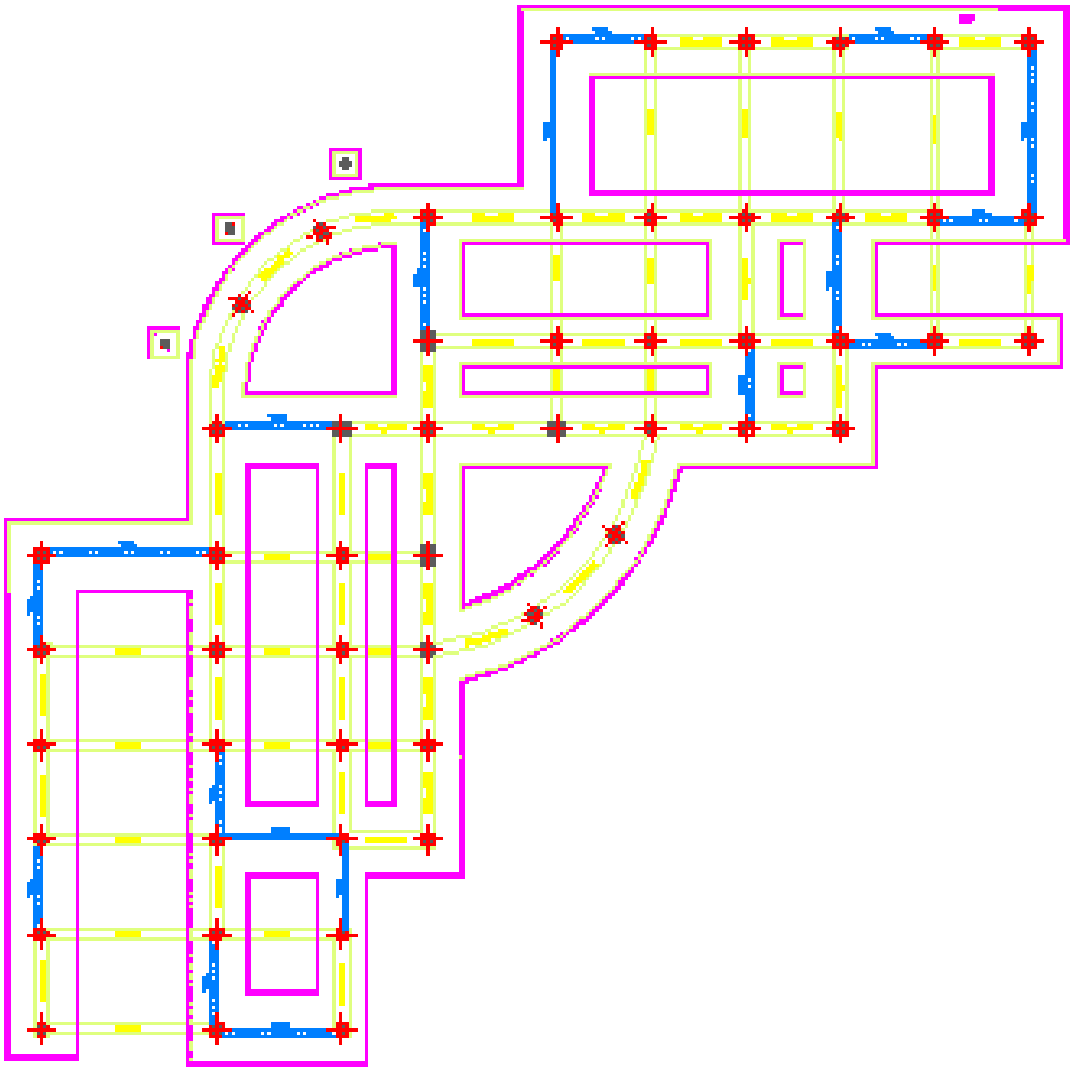


Fig. VI.2 : La préposition finale des semelles

VI.4. FERRAILLAGE DES LONGRINES :

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

Site S3 :25 cm x 30 cm

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ KN$$

Avec :

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie : 30x30 cm^2

α=12 (zone III, S3)

VI.4.1. Recommandation des règlements :

VI.4.1.1. Selon le RPA 99 version 2003 [Art 10.1.1] :

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1)

- Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003] :

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

b : largeur de la poutre.

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

- $St = \min\left[\frac{h}{4};\ 12Øl\right]$ ... ... [Zone nodale]

- $St \leq \frac{h}{2}$ ... ... [Zone courant]

VI.4.1.2. Selon le CBA93 [A.7.1.2] :

La section des armatures longitudinales est :

$A \geq Amin = \frac{b.h}{1000}$ ... ... [A. 7.1.2.1 CBA93]

Le diamètre des armatures transversales est :

$\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right]$ ... ... [A. 6.4.2 CBA93]

Calcule et vérification de l'espacement :

- $St = \min[0.9d ; 40cm]$ ... ... [art A. 5.1.2.2 CBA93]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa ... ... [art A. 5.1.2.2 CBA93]
- $\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right.$ ... ... [art A. 5.1.2.3 CBA93]

Avec K=1, $\alpha=90^0$

VI.4.1.3. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- Armatures longitudinales :

$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20$ KN Avec : α=12

$$A = \left(\frac{F}{\sigma_s}\right)$$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.13: Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min}CB A(cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification
30x30	3157.43	263.12	7.56	8HA14=12.32	0.90	5.40	C.V

VI.4.1.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e\,;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63\text{Mpa}$$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI.14: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30x30	2312.45	192.70	12.32	156.42	201.63	Vérifiée

VI.4.1.5. Calcul des armatures transversales :

Les longrines travail en traction simple, donc elles ne sont pas besoin de ferraillage transversale parce que il n'y a pas un risque de cisaillement.

- On choisit les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) d'une façon forfait.
- L'espacement est standard pour toute la longueur de longrine.

Tableau VI.15: Ferraillage transversale

At (cm^2)	St (cm)
3HA8 =1.51	15

Conclusion générale

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

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

Parmi les problèmes rencontrés, c'est de trouver une disposition idéale des voiles afin de stabiliser le bâtiment, cela est dû à l'irrégularité de la structure.

Le dimensionnement des voiles de contreventement a atteint 20cm d'épaisseur pour assurer une déformation dans le domaine élasto- plastique pour assurer ainsi la ductilité de la structure.

Pour les semelles filantes sous les poteaux rectangulaires qui présentent des grandes valeurs des efforts normaux, qui a produit des dimensions importantes des semelles, cela nous a obligés de faire de petites modifications sur les plans initiaux d'architecture.

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

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

Référence bibliographique

❖ **Documents réglementaires :**

- Règles parasismiques Algérienne RPA99 version 2003 (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- Règle de conception et de calcul de structures CBA93 (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

❖ **Manuels techniques :**

- M. BELAZOUGUI, Calcul des ouvrages en béton armé, 4ème édition, OPU, juin 2007.

❖ **Logiciels :**

- Logiciel d'analyse des structures «SAP2000 version 19.1».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2016.