REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie civile
Spécialité : structures

Etude d'un bâtiment (R+5) à Chlef

Présenté par :

- Bouguedra Billel
- Bentegri Hakim

Proposé et Dirigé par :

- Mr. Talaiche Zoheir

Promotion 2020

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Dieu pour nous avoir guidé vers le chemin de la lumière et du savoir, pour nous avoir donné le courage et la volonté afin de pouvoir réaliser ce travail.

Nous tenons à remercier vivement nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices, et tous ceux qui nous ont aidé à élaborer cet ouvrage.

Nous remercions en particulier notre Promoteur

Mr. Talaiche Zoheir

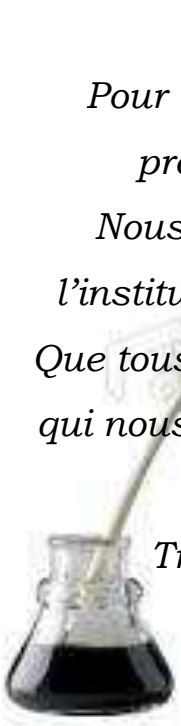
Pour l'encadrement et pour son aide et ses orientations précieuses afin de mener notre travail à bon port.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leurs soutiens et qui nous ont aidé de près ou de loin pour l'achèvement de ce mémoire

Trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance,

en particulier nos familles et nos amis.



Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

Á celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " ma mère ".

Á celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

Á mes frères

Á ma sœur et ma fiancée

Á mes chers amis Oussama et Walid et Ishak

Et à tous mes amis.

Á mon binôme Bouguedra Billel et toute la promotion 2020

Hakim.

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

Á celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " ma mère ".

Á celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

Á mes frères

Á mes chers amis Walid et Younes et Nedjmou

Et à tous mes amis.

Á mon binôme Bentegri Hakim et toute la promotion 2020

Billel.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé, constituée de (**RDC+5étages**)

Ce bâtiment se situe à, wilaya de Chlef qui fait partie de la zone de forte sismicité. Zone III

C'est une structure contreventée par des portiques et des voiles, sa conception est faite Conformément aux Règlement Parasismique Algérien (**RPA2003**) et le codes du béton armé (**CBA 93**).

L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse des structures (**SAP2000 version 2020**).

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة بناية من الخرسانة المسلحة تتكون من (**5 طوابق + طابق أرضي**)
تقع في ولاية شلف التي تعتبر ذات نشاط زلزالي قوي المنطقة الثالثة
نضمن مقاومة البناية لكل الحمولات الأفقية والعمودية بواسطة نظام العارضات والأعمدة + جدران من الإسمنت المسلح
قياس الأبعاد والتسليح مختلف العناصر الأساسية مصممة طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (**RPA2003.CBA93**)
الدراسة الديناميكية أنجزت بواسطة برنامج تحليل الهياكل
(**SAP2000 version 20**)

Abstract

The goal of this work is the study of a concrete reinforced structure, made up of (**ground dealing + 5 stories**).

This building is located at wilaya of Chlef, which belongs to the zone of strong seismicity.zone III

It is a structure braced by mixted system gantry-sails.

The dimensioning and the reinforcement of all the resistance elements were prepared in accordance with regulatory and technical documents (**RPA2003, CBA93**).

The dynamic study was carried out using software (**SAP2000 version 20**).

SOMMAIRE

Introduction générale :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Généralités.....1

I.2.Caractéristiques géométriques du bâtiment.....1

I.2.1. Dimensions en élévation.....1

I.2.2. Dimensions en plan.....1

I.3.Classification de l'ouvrage.....1

I.3.1. Classification selon la zone sismique.....1

I.3.2. Classifications des ouvrages selon leur importance.....2

I.3.3. Classification des sols.....2

I.3.4. Classification des systèmes de contreventement.....2

I.4.Conception structurelle.....2

I.4.1. Planchers.....2

I.4.2. Escaliers.....2

I.4.3. Maçonnerie.....3

I.4.4. Revêtement.....3

I.4.5. L'acrotère.....3

I.5.Hypotheses de calcul.....3

I.5.1. Acier.....3

I.5.2. Béton 4

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments porteuses

II.1. Introduction : 5

II.2. Pré-dimensionnement : …. 5

II.2.1.1. Plancher en corps creux : 5

II.3. Evaluation des charges et surcharges : 6

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible : 6

II.3.1.1. Planche à corps creux : 6

II.3.2. Plancher étage courant : 6

II.3.2.1. Plancher à corps creux : 6

II.3.3. Maçonnerie : 7

II.3.3.1. Murs intérieurs (simple cloisons) : 7

II.3.3.2. Murs extérieur (Double cloison) : 7

II.4.1. Poutres : 8

II.4.2. Longrines : 8

II.4.3. Voiles : 8

II.4.4. Poteaux : 9

II.4.4.1. Pré-dimensionnement des poteaux : 9

II.4.4.2. Choix du poteau le plus sollicité : 10

II.4.4.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux : 10

II.4.4.3.1. Détermination des charges permanente : 10

II.4.4.3.2. Détermination des Surcharge d'exploitation : 11

II.4.4.3.3. Détermination de l'effort normal ultime :.....12

II.4.3.3.4. Vérification des conditions de l'RPA99V2003.....13

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III .1. Acrotère..... 14

III.1.1. Introduction.....14

III.1.2.1. Evaluation des charges et surcharges.....14

III.1.2.1.1. Charge permanente.....14

III.1.2.1.2. Charges d'exploitations.....14

III.1.2.1.3. Combinaisons d'action.....15

III.1.3. Ferraillage.....15

III.1.3.1. Détail de Ferraillage. 16

III.2. Escaliers.....18

III.2.1. Introduction.....18

III.2.2. Etudes des escaliers à trois volées avec deux paliers intermédiaires.....18

III.2.2.1. Dimensionnement.....18

II.2.4. Détermination des efforts.....20

III.2.7.1. Evaluation des charges.....24

III. 3. Calcul des poutrelles.....25

III.3.1. Introduction.....25

III.3.2. Plancher à corps creux.....25

III.3.2.1 La dalle de compression.....26

III.3.2.2. Type des poutrelles : 27

III.3.3. Ferraillage des poutrelles : 31

III.3.4. Vérifications 31

III.3.4.1 Vérification des contraintes 31

III.3.4.2. Vérification de l'effort tranchant.....31

III.3.4.3 Diamètre des armatures transversales.....31

III.3.4.4. Vérification de la flèche.....32

III.3.4.5. Espacement des armatures transversales : (Art A.5.1.2.2 CBA93) 32

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction : 33

IV.1.1. Objectifs de l'étude dynamique : 33

IV.2. Classification dynamique de la structure..... 35

IV.2.1. Calcul d'excentricité..... 35

IV.2.1.1. Centre de masse : 35

IV.2.1.2. Centre de torsion : 35

IV.3.1. Excentricité : 37

IV.4. Calcul dynamique du bâtiment : 38

IV.4.1. Principe : 38

IV.4.2. Modélisation : 38

IV.4.3. Le spectre de réponse de calcul : 38

IV.5. Résultats des vérifications de la structure : 41

IV.5.1. Vérification de participation massique : 42

IV.5.1.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 42

IV.6. Vérification de la stabilité au renversement.....43

IV.6.1. Le moment de renversement : 43

V.6.1.2. Vérification des déplacements inter-étages 45

IV.7. Vérification de cisaillement des éléments : 46

IV.7.1. Les poutres..... 46

IV.7.1.2. Les poteaux 47

IV.7.1.3. Les voiles : 47

IV.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ..... 49

IV.9. Conclusion général : 50

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

V.1.Introduction : 51

V.2.Recommandation des règlements : 51

V.2.1.1. Recommandations du R.P. A99 v2003.....51

V.2.1.2. Recommandations du CBA93.....52

V.2.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres a l'ELU et ACC : 52

V.2.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS : 53

V.2.2.3. Vérification des poutres selon les conditions de CBA et RPA.....53

V.2.2.4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants. : 54

V.2.3.1. Calcul des armatures transversales : 55

V.2.3.2. Vérification de la flèche : 56

V.3.Ferraillage des poteaux : 57

V.3.1. Introduction : 57

V .3.2. Détermination des armatures longitudinales : 57

V .3.3. Vérification des contraintes à l'ELS : 58

V.3.4. Armatures transversales : 58

V.4 Ferraillage des voiles : 60

V.4.1. Introduction : 60

V.4.2. Les voiles pleins : 60

V.4.3. Voiles avec files d'ouvertures : 60

V.4.3.1. Les trumeaux : 60

V.4.3.2 Les linteaux : 60

V.4.4. Recommandations des règlements CBA93 61

V.5. Ferraillage des voiles pleins : 62

V.5.1. Armatures verticales : 63

V.5.1.1. Vérification des armatures à ELS : 63

V.5.2. Calcul des armateurs horizontaux.....64

V.6. Ferraillage des voiles avec ouverture : 64

V.6.1. Les trumeaux. 64

V.6.1.1. Armatures verticales. 64

V.6.1.2. Vérification des armatures à ELS : 65

V.6.1.3. Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux : 65

V.6.1.4. Calcul des armateurs transversales : 65

V.6.2. Les linteaux : 66

V.6.2.1 Ferraillage des linteaux : 66

V.6.2.1.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple : 66

V.6.2.1.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression.....67

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction : 69

VI.2. Choix du type de fondation.....69

VI.3. Etude préliminaire du choix de type de semelle..... 69

VI.4. Choix de la fondation.....69

VI.4.1Semelle isolé 69

VI.4.1.1. Dimensionnement des semelles isolées (à l'ELS) 69

VI.4.1.2. Vérification des contraintes sous la semelle (à l'ELS) 70

VI.4.1.3. Vérification de l'interférence entre deux semelles.....70

VI.4.2. Semelle Filante : 71

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles filantes (à l'ELS) : 71

VI.4.2.2. Vérification de poinçonnement de la Semelle filante.....72

VI.4.2.3. Vérification de l'interférence entre deux semelles : 73

VI.4.3. Dimensionnement de la poutre de libage : 73

VI.4.3.1 Vérification de poinçonnement de la poutre de libage : 73

VI.4.3.2 Vérification des contraintes sous la semelle (à l'ELS) : 74

VI.5. Ferraillage de semelle filante : 75

VI.5.1. Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux : 75

VI.5.1.1. Vérification de la stabilité au renversement : [Art 10.1.1 RPA99V2003] ...76

VI.5.1.2 Vérification l'excentricité des semelles filantes sous des poteaux : 76

VI.5.1.3. Ferraillage des semelles : 76

VI.5.1.3.1. Armatures principales : 76

VI.5.1.3.2. Armature de repartions : 76

VI.5.2. Semelle filante (continue) sous voiles.....77

VI.5.2.1. Vérification de la stabilité au renversement 77

VI.5.2.2. Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile : 77

VI.5.2.3. Ferraillage des semelles : 77

VI.5.2.3.1. Armatures principales : 78

VI.5.2.3.2. Armature de repartions : 78

VI.5.3. Ferraillage de la Poutre de libage : 78

VI.5.3.1. Détermination des valeurs de (F) de la poutre de libage 78

VI.5.3.2. Valeurs de (M et T) pour la poutre de libage.....79

VI.5.3.3. Ferraillage s de la poutre de libage.....79

VI.5.3.3.1. Armatures longitudinales : 79

VI.5.3.3.2. Armatures de peau : 79

VI.5.3.3.3 Armatures transversales : 79

VI.5.3.3.4. Vérification des contraintes à l'ELS : 80

VI.6. Ferraillage des longrines [Art 10.1.1 RPA99v2003] : 81

VI.6.1. Armatures longitudinales à l'ELU.....81

VI.6.2. Calcul des armatures transversales : 82

VI.6.3. Vérification des contraintes à l'ELS : 82

CONCLUSION GENERALE.....83

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tab.I.1 : caractéristique de l'acier 3

Tab.I.2 : hypothèses de calcul béton. 4

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments porteuses

Tab.II.1 : Charge de la terrasse de aux planchers a corps creux.....6

Tab.II.2 : Charges dues aux planchers a corps creux des niveaux courants.....6

Tab.II.3 : Charges du mur simple cloison. 7

Tab.II.4 : Charges du mur double cloison. 7

Tab.II.6 : pré-dimensionnement des poutres.....8

Tab.II.7 : calcul de l'effort N.....9

Tab.II.8 : Détermination des charges permanentes. 11

Tab.II.9 : Détermination des charges d'exploitation.....11

Tab.II.10 : Détermination de l'effort normal ultime.....12

Tab.II.11 : Vérification conditions [RPA99v2003]. 13

Tab.II.12 : Vérification aux zones nodales.....13

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tab.III.1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS. 15

Tab.III.2 : Paramètre de calcul. 15

Tab.III.3 : résultat de ferraillage A'ELU et vérification A'ELS. 16

Tab.III.4 : vérification d'excentricité à l'acrotère.....16

Tab.III.5 : Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier.....19

Tab.III.6 : Charges et surcharge du palier de l'escalier.....19

Tab.III.7 : Combinaisons des charges de l'escalier. 21

Tab.III.8 : Réaction des appuis.....21

Tab.III.9 : Résultat des moments. 22

Tab.III.10 : Les résultats. 22

Tab.III.11 : Les résultats du ferraillage des escaliers.....23

Tab.III.12 : Vérification de l'espacement. 23

Tab.III.13 : vérification des contraintes. 23

Tab.III.15. a : Vérification des flèches des escaliers entre encastrements. 24

Tab.III.15. b : Vérification des flèches des escaliers a la console.....25

Tab.III.17 : Les résultats du ferraillage de la poutre palière.....26

Tab.III.18 : Vérification des contraintes de la poutre palière.....27

Tab.III.19 : Nombre d'étaiement choisi.....30

Tab.III.20 : Résultat des sollicitations. 31

Tab.III.21 : ferraillage des poutrelles. 33

Chapitre IV : Etude dynamique

Tab.IV.1 : Le comportement des trois premiers modes. 34

Tab.IV.2 : Calcul du centre de Masse, centre de torsion. 36

Tab.IV.3 : Calcul de l'excentricité totale. 37

Tab.IV.5 : Coefficient de comportement R 39

Tab.IV.6 : Justification du coefficient de comportement R suivant X (%).....40

Tab.IV.7 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%).....40

Tab.IV.8 : Facteur de qualité Q..... 41

Tab.IV.9 : Participation massique..... 42

Tab.IV.10 : Calcul de la force sismique totale. 43

Tab.IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....43

Tab.IV.12 : Calcul de M de renversement et la force sismique selon la hauteur.....44

Tab.IV.13 : Vérification de stabilisation.....44

Tab.IV.1 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X.....45

Tab.IV.15 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y. 46

Tab.IV.16 : Vérification de cisaillement des poutres. 47

Tab.IV.17 : Vérification de cisaillement des poteaux.....47

Tab.IV.18 : Vérification de cisaillement des voiles. 47

Tab.IV.19 : Vérification de l'effort normal réduit à la base Suivant X.....48

Tab.IV.20 : Vérification de l'effort normal réduit à la base Suivant Y.....48

Tab.IV.21 : Nouvelles section des poteaux 50

Tab.IV.22 : Vérification l'effet P-Δ suivant X, Y.....50

Tab.IV.23 : Dimensionnement finales des éléments.....51

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

Tab.V.1 : Ferraillage longitudinal des poutres. 52

Tab.V.2 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres. 53

Tab.V.3 : Vérification des poutres selon les conditions [CBA et RPA] 54

Tab.V.4 : Calcul de $\overline{\tau}$u.....55

Tab.V.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres. 55

Tab.V.6 : Calcul des armatures transversales et leur espacement.....56

Tab.V.7 : Vérifications de la flèche. 57

Tab.V.8 : Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux.....59

Tab.V.9 : vérification des armatures à ELS des poteaux.....60

Tab.V.10 : les armatures transversales et leurs espacements.....61

Tab.V.11 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins. 65

Tab.V.12 : Vérification des armatures des voiles à ELS. 66

Tab.V.13 : Calcul des armateurs horizontaux. 66

Tab.V.14 : Calcul des armatures verticales. 66

Tab.V.15 : Vérification des armatures des trumeaux. 67

Tab.V.16 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux.....68

Tab.V.17 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V4) 68

Tab.V.18 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V4) ….68

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tab.VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées 70

Tab.VI.2 : Vérification des contraintes sous la semelle isolée à l'ELS.....70

Tab.VI.3 : Dimensionnement des semelles filantes : 72

Tab.VI.4 : Vérification de poinçonnement sur les semelles filantes.....72

Tab.VI.5 : Vérification du chevauchement.....73

Tab.VI.6 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage.....73

Tab.VI.7 : Vérification des contraintes sous la semelle.....74

Tab.VI.8 : Vérification de stabilité au renversement.....76

Tab.VI.9 : Vérification de l'excentricité.....76

Tab.VI.10 : Ferraillage des armatures principales.....76

Tab.VI.12 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile.....78

Tab.VI.13 : Armature principale des semelles filantes.....79

Tab.VI.15 : Valeurs de (M et T) pour la poutre de libage (ELS et ELU) 80

Tab.VI.16 : l'armature longitudinale de la poutre de libage à L'ELU.....80

Tab.VI.17 : L'armature transversale de la poutre de libage.....80

Tab.VI.18 :Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage àELS.80

Tab.VI.19 : Ferraillage longitudinal des longrines.....81

Tab.VI.20 : Calcul des armatures transversales dans les longrines.....82

Tab.VI.21 : Vérification de contrainte des longrines à l'ELS.....82

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Fig.I.1 : plan de bâtiment..... 1

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments porteuses

Fig. II.1 : Plancher à corps creux. 5

Fig. II.2 : surface du plancher supporté par le poteau le plus sollicité.....11

Fig. II.3 : Zones nodales. 13

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Fig.III.1 : Dimensions de l'acrotère. 14

Fig.III.2 : les sollicitations dans l'acrotère.....14

Fig.III.3 : Ferraillage de l'acrotère.....18

Fig.III.4 : Dimensions de l'escalier.....18

Fig.III.5 : distribution des charges à l'ELU et à l'ELS.....20

Fig.III.6 : Diagramme des moments retenus A l'ELU et A l'ELS. 21

Fig.III.7 : Disposition des armatures de la dalle de compression.....28

Fig.III.9 : Poutrelle avant coulage. 29

Fig.III.10 : Diagramme de moment a ELU. 30

Fig.III.11 : Diagramme de moment à ELS. 31

Fig.III.12 : Diagramme d'effort tranchant a ELU. 31

Fig.III.13 : Diagramme d'effort tranchant à ELS. 31

Fig.III.14 : Ferraillage des poutrelles en zone appui et travée.....33

Chapitre IV : Etude dynamique

Fig.IV.1 : Vue de face et postérieur face de la structure (modèle en 3D). 33

Fig.IV.2 : Disposition des voiles contreventements (vue en 3D) 34

Fig.IV.3 : Centre de masse centre de gravité. 36

Fig.IV.4 : Spectre de réponse X, Y.....39

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

Fig.V.1 : Ferraillage des poutres principale (Etage) / (Travée. Appui) 56

Fig.V.2 : Ferraillage des poutres secondaire (Etage) / (Travée. Appui) 57

Fig.V.3 : Ferraillages des Poteaux.....60

Fig.V.4 : Numérotation des voiles. 63

Fig.V.5 : Ferraillage des voiles pleins.....68

Fig.V.6 : Ferraillage des voiles avec ouverture.....68

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Fig.VI.1 : Les bulles de chevauchement entre les semelles isolées.....71

Fig.VI.2 : Disposition des semelles filante. 72

Fig.VI.3 : Schémas d’une semelle filante sous poteaux. 75

Fig.VI.4 : Schémas d’une semelle filante mur et poteaux.....77

Fig.VI.5 : Ferraillage de poutre de libage et semelle. 80

Fig.VI.6 : Ferraillage des longrines. 82

NOTATIONS

MAJISCULES ROMAINES :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

$Amax, Amin$: : Section d'acier maximale et minimale.

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

At : Section d'armatures verticales.

Ah : Section d'armatures horizontales.

Ac : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau).

AD : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt: Largeur de la section tendue.

ELS : Etat Limite de Service.

ELU : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'ELU.

$Mser$: Moment fléchissant à l'ELS.

N : Effort normal.

$Nser$: Effort normal à l'ELS service.

Nu : Effort normal à l'ELU.

Tu : Effort tranchant à l'ELU.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

W : poids.

MINISCULES ROMAINES :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

$b0$: Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

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.

lf : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv : Espacement des armatures verticales.

MAJUSCULES GRECQUES :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

MINISCULES GRECQUES :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

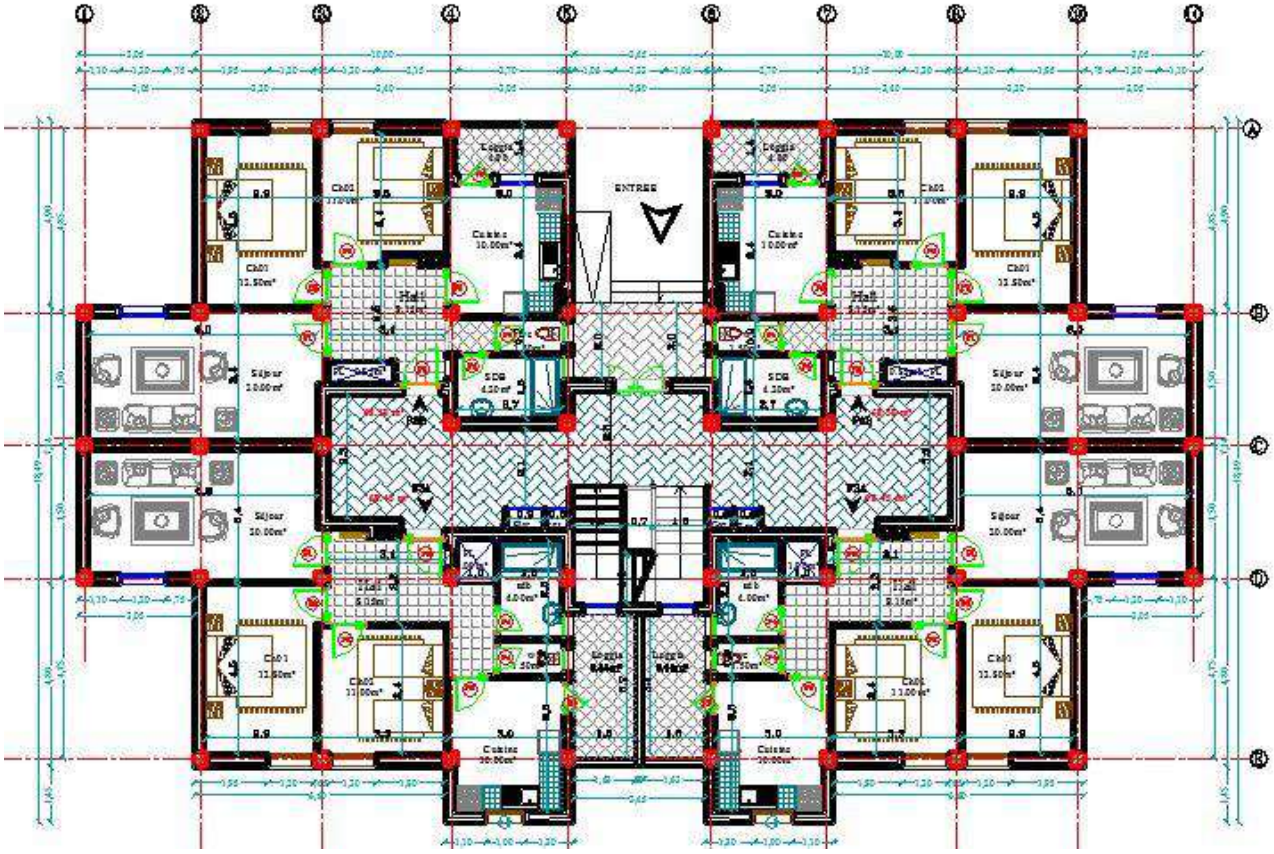
ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

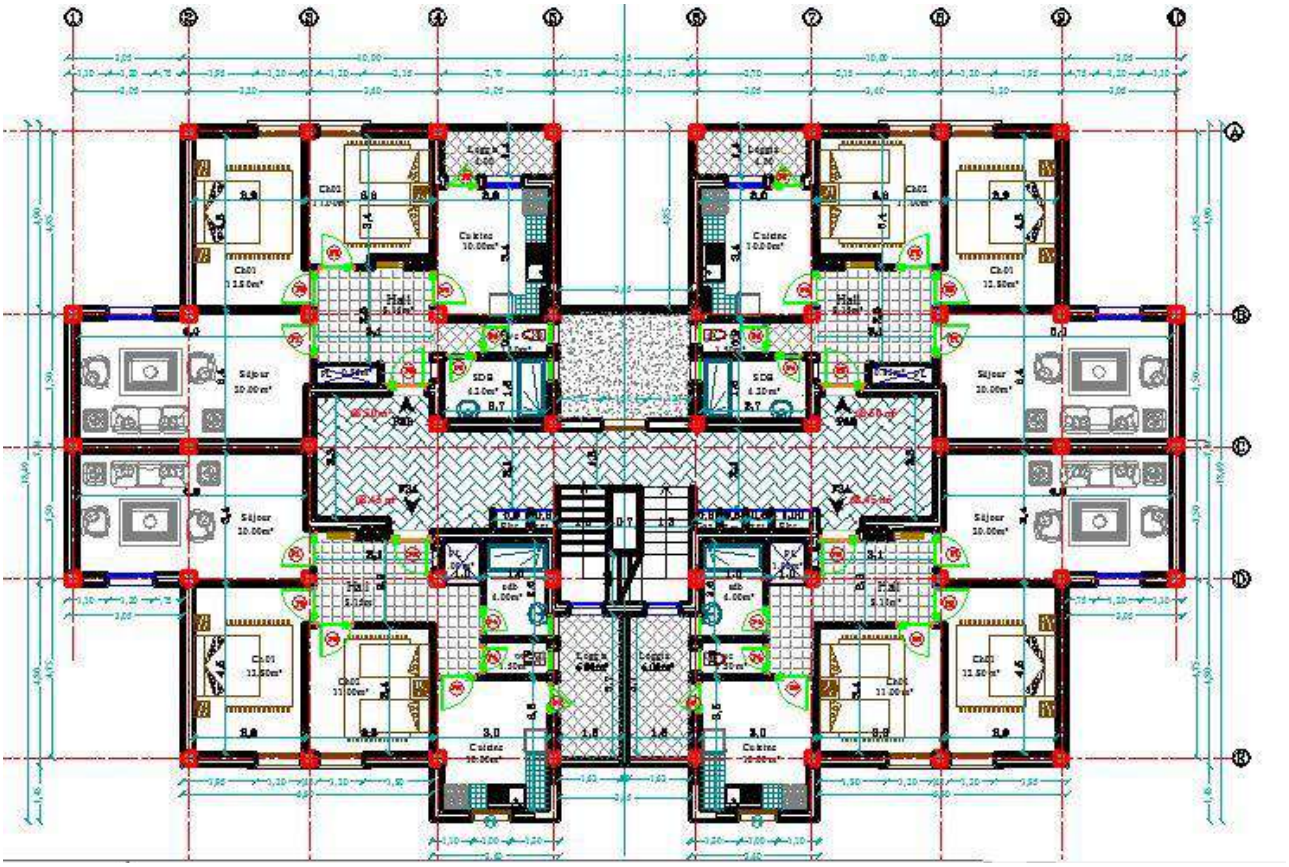
ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

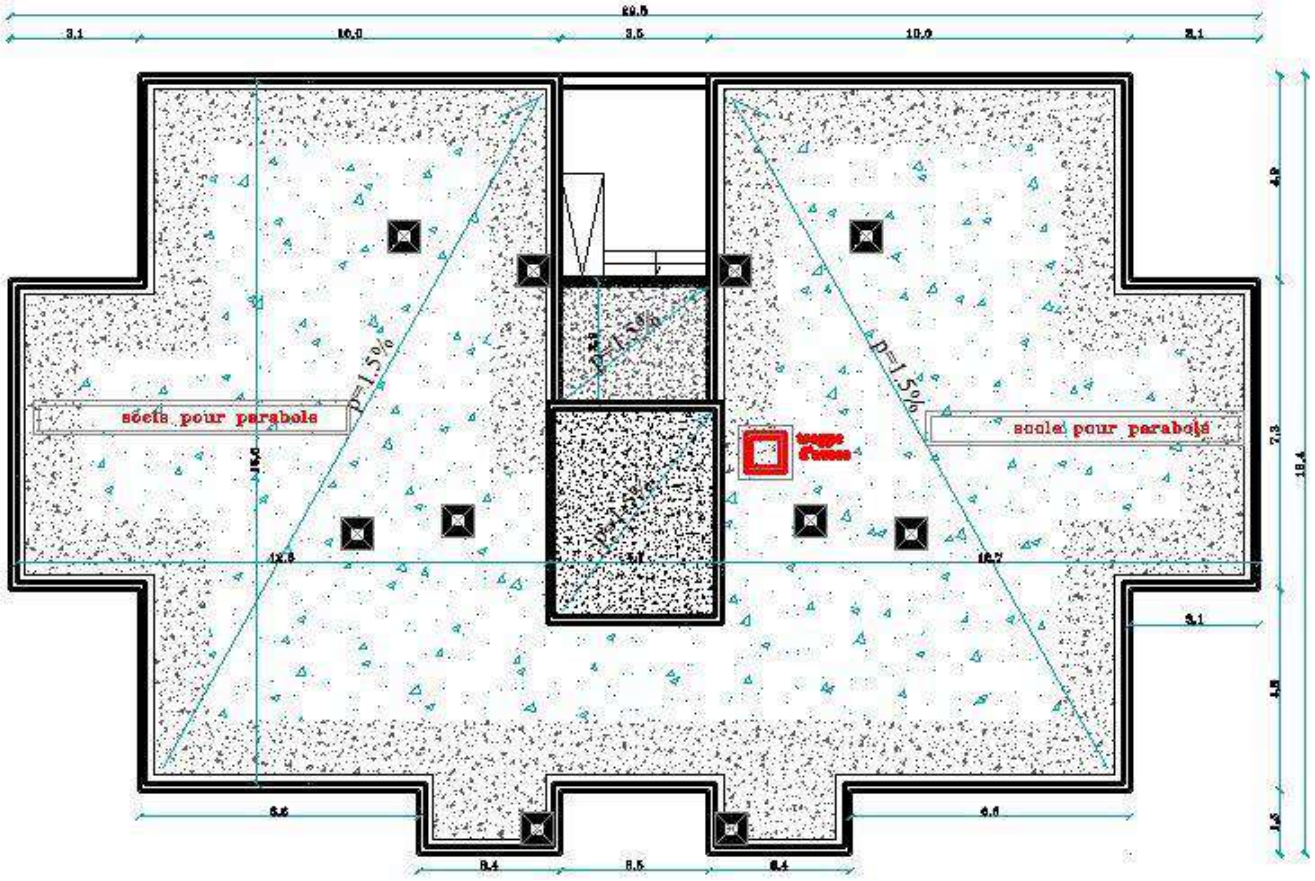
δ: Déplacement d'un niveau.



Vue en plan : Plan architecture **(RDC)**



Vue en plan : plan architecture **(étage courant)**



Vue en plan : plan architecture **(toiture)**



Vue en élévation : plan architecture **(façade principale)**



Vue en élévation : plan architecture **(façade postérieure)**

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en **RDC+5**, implanté à **Chlef** qui fait partie des zones de forte sismicité (**zone III**), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux

(L'escalier, les poutrelles et les dalles pleines).

- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments structuraux

(Poutres, poteaux, voiles).

- La sixième étape sera le calcul de l'infrastructure (type, dimensions et ferraillages).

Chapitre I :

Présentation de l’ouvrage

I.1. Généralités :

Notre projet consiste à étudier les éléments résistent d'un bâtiment de 6 niveaux

(**RDC + 5étages**) à usage **habitation** avec une terrasse inaccessible.

Cet ouvrage, implanté dans la commune de chlef (wilaya CHLEF), région classé par le RPA 99 version 2003 comme une zone de forte sismicité (zone ш).

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements Algériens en vigueur à savoir :

- Règles de conception et de calcul des structures en beton armé ***[CBA93] et BAEL 91***
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations *[**DTR.B.2.2**]*
- règles parasismiques algeriennes ***[RPA99 version 2003]***
- Règle de calcul des semelles superficielles ***[DTR-BC 2.331]***

I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

I.2.1. Dimensions en élévation :

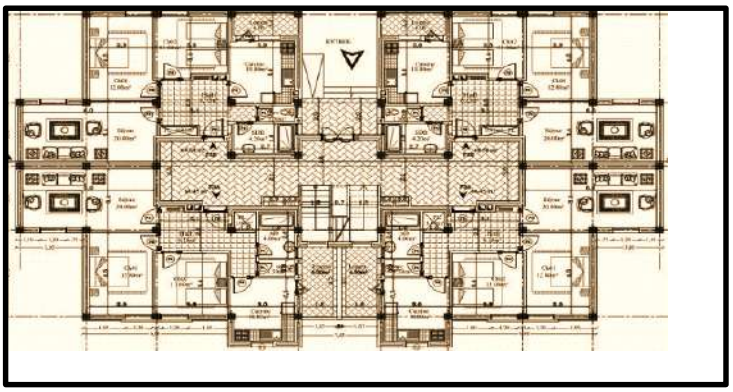


Fig.I.1 :plan de batiment

- Hauteur totale du bâtiment → H_t= 20.29 m ***(y compris l'acrotère)***
- Hauteur d'étage courant → H_{Etage}= 03.06 m.
- Hauteur du RDC : → H_{RDC}= 03.06 m.

I.2.2. Dimensions en plan :

- Sense longitudinal : L_x=29.20 m.
- Sense transversale : L_y=16.59 m.

I.3. Classification de l'ouvrage :

I.3.1. Classification selon la zone sismique : ***[Art 3.1 RPA99 v2003]***

Le bâtiment sera implanté ***dans la wilaya de CHLEF*** zone classée par le règlement parasismique Algérien ***[RPA99V2003]*** comme une zone de forte sismicité « ***Zone III*** ».

I.3.2. Classifications des ouvrages selon leur importance : *[Art 3.2 RPA99 v2003]*

L'ouvrage appartient au ***groupe d'usage 2***(ouvrages courant ou d'importance moyenne) bâtiments d'habitation collective, la hauteur de 19.44 m ne dépasse pas 48m.

I.3.3. Classification des sols : *[Art 3.3 RPA99 v2003]*

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a considéré le site comme ***meuble (S3)***

I.3.4. Classification des systèmes de contreventement : *[Art 3.4 RPA99 v2003]*

Notre bâtiment dépasse 3 niveaux (11 mètres) et est situé en ***zone III***. Le contreventement par portique est donc écarté ***[Art. 3.4.1-b RPA99 v2003]*** et le choix va se porter sur :

- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ***[Art. 3.4. A.2 RPA99 v2003]***.
- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques–voiles ***[Art. 3.4. A.4-a RPA99 v2003]***.
- Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé ***[Art. 3.4. A.4-b RPA99 v2003]***.

On a choisi : Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton Armé R=4

I.4. Conception structurelle :

I.4.1. Planchers :

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher corps creux pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquence l'effet sismique
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

I.4.2. Escaliers :

On a deux types d'escalier :

- Escalier droit composé de trois volés, escalier en béton armé coulé sur-place a paillasse adjacente.
- Toutes les marches seront revêtues en carrelage.

I.4.3. Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs : ils sont constitués de deux parois :
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs: ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.4.4. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.4.5. L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux

I.5. Hypotheses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

I.5.1. Acier :

Tab. I.1 : *caractéristique de l'acier .*

/	*Caractéristiques d'acier*	*Source*
La masse volumique de l'acier	$\boldsymbol{\rho = 7.85\ t/m3}$	***[ART A.2.2.1 CBA93]***
La limite élastique de l'acier à Haute adhérence	*fe = 400 MPA*	***[ART A.2.2.1 CBA93]***
Le module d'élasticité longitudinale de l'acier	*Es=200000 MPA*	***[ART A.2.2.1 CBA93]***

I.5.2. Béton :

Tab. I.2 : *hypothèses de calcul béton.*

La masse volumique de béton	$\rho = 2.5\ t/m3$	***[ART A.3.1.2.1 CBA93]***
La résistance du béton à la compression à 28 jours	*fc28 = 25 MPA*	***ART A.2.1.1.2 CBA93]***
La résistance du béton à la traction	*ft28 = 2.1 MPA*	***[ART A.2.1.1.2 CBA93]***
Le module d'élasticité (instantané) : Le module d'élasticité (différé)	*Eij = 32164.195 MPA* *Eij = 10818.860 MPA*	***[ART A.2.1.2 CBA93]***
Coefficient de poisson : - pour le calcul des sollicitations - pour le calcul des déformations	$\upsilon = 0$ $\upsilon = 0.2$	***[ART A.2.1.2 CBA93]***
Coefficient de dilatation	$\theta = 1x10\text{-}5$	***[ART A.3.1.3.3. CBA93]***
Module de déformation transversal (module de cisaillement)	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$	***[ART A.2.1.3 CBA93]***

Chapitre II :

Pré-dimensionnement des éléments porteuses

II.1. Introduction:

Le Pré dimensionnement est un calcul préliminaire, qui a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituants la structure et de déterminer les différentes charges agissantes sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage selon les règlements suivants :

[RPA99v2003, DTR.B.C.2.2, C.B.A].

II.2.Pré-dimensionnement :

II.2.1.Pré-dimensionnement des planchers :

II.2.1.1.Plancher en corps creux:

Plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et éléments de remplissage (Corps creux), surmonté d'une dalle de compression.

D'après la condition suivant : $\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$ ***Avec :***

L : la portée maximale dans le sens des poutrelles.

ht : hauteur totale du plancher.

L= 380cm ***Alors :***

$$\frac{380}{25} \leq h_t \leq \frac{380}{20} \longrightarrow 15.20 \leq h_t \leq 19$$

On prend alors l'épaisseur ***ht = 20 = (16+4)*** tel que :

D =16 (épaisseur du corps creux ***(poutrelles Hourdis)***).

e = 4 (épaisseur de la table de compression).

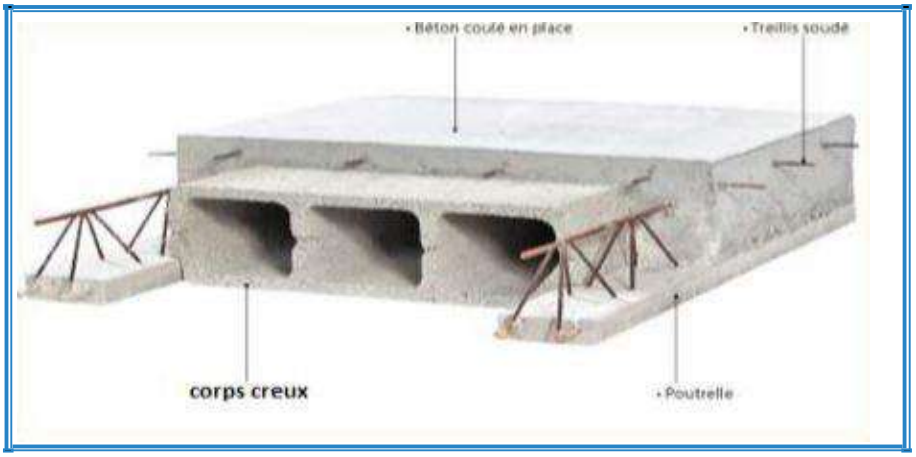


Fig. II.1 : *Plancher à corps creux.*

II.3.Evaluation des charges et surcharges:

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible :

II.3.1.1. Planche à corps creux :

Tab. II.1: *Charge de la terrasse dûe aux planchers a corps creux.*

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillonroulé de protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéitémulticouche	0.02	6	0.12
3	Papierkraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.12	22	2.64
5	Film polyâne	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0. 16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduits de ciment	0.01	18	0.18
/	G (charges permanentes)	6.82 KN/m^2		

II.3.2.Plancher étage courant :

II.3.2.1. Plancher a corps creux:

Tab. II.2: *Charges dues aux planchers a corps creux des niveaux courants.*

N	Composants	Épaisseur (m)	Poidsvolumiques (KN /m3)	Poidssurfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit enciment	0.02	9	0.18
6	Simple cloison	0.10	-	1.62
	G (charges permanentes)	5.94 KN/m2		

II.3.3. Maçonnerie:

II.3.3.1. Murs intérieurs (simple cloisons):

Tab. II.3: *Charges du mur simple cloison.*

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36 x 2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
	G (charges permanentes)	1.62KN/m2		

II.3.3.2. Murs extérieur (Double cloison) :

Tab. II.4: *Charges du mur double cloison.*

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Enduitenciment	0.02	18	0.36 x 2
2	Briquecreuse	0.10	9	0.9 x 2
3	Lame d'air	0.10	-	-
	G (charges permanentes)	2.52KN/m²		

II.3.4. Charges d'exploitation :

Tab. II.5: *surcharges d'exploitation.*

PLANCHER Niveau(m)	USAGE	Q (KN/m²)	Article
18.36	Terrasse inaccessible	1	[Art7.3.3 DTR.B.C.2.2]
15.30 – 0.00	Habitation	1.5	[Art7.1 DTR.B.C.2.2]

II.4.1. Poutres:

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

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3\,h < b < 0.7h \end{cases}$$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du ***[Art 7.4.1 RPA99v2003]*** :

$$\begin{cases} h \geq 30\ cm \\ b \geq 20\ cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Tab. II.6: *pré-dimensionnement des poutres.*

Elément	***Poutre principale***	***Poutre secondaire***	***Poutre palier brisée***
Longueur	*L=4.85*	*L=3.80m*	*L=4.28m*
Pré-dimensionnement	$32.33 \leq h \leq 48.5$ *H =40cm* $12 \leq b \leq 28$ *B =30cm*	$25.33 \leq h \leq 38$ *H =35cm* $10.5 \leq b \leq 24.5$ *B =30cm*	$28.35 \leq h \leq 42.8$ *H =35cm* $10.5 \leq b \leq 24.5$ *B =30cm*
Section choisire	*30cm* x *40cm*	*30cm* x *35cm*	*30cm* x *35cm*
Vérification [RPA99v2003]	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{40}{30}=1.33$	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{35}{30}=1.16$	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{35}{30}=1.16$
Conclusion	***30cm x 40cm***	***30cm x 35cm***	***30cm x 35cm***

II.4.2. Longrines : *[ART 10.1.1RPA99V2003]:*

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 planhorizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines

sont : 25 cm x 30 cm : sites de catégorie ***S2*** et***S3.***

On a le site S3 donc la section **des longrines : *30cm* x *30cm.***

II.4.3. Voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiés à l'article ***[ART.7.7.1 RPA 99V2003]:***

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e \geq \frac{he}{25} \Rightarrow e \geq 10.84\text{cm} \quad \boldsymbol{vérifiée}$$

$$e \geq \frac{he}{22} \Rightarrow e \geq 12.31\text{cm} \quad \boldsymbol{vérifiée}$$

$$e \geq \frac{he}{20} \Rightarrow e \geq 13.55\text{cm} \quad \boldsymbol{vérifiée}$$

Alors ***On prend***: $\boldsymbol{e = 15cm}$

II.4.4. Poteaux:

II.4.4.1. Pré-dimensionnement des poteaux:

Les poteaux peuvent être de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, la forme carrée est la plus usuelle et la plus économique, car elle nécessite le minimum de coffrage et d'armatures transversales. Ils sont capables de résister aux différentes sollicitations.
Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les Conditions imposées par l'article ***[7.4.1 RPA 99V2003]***.

Min (b, h) ≥ 30 cm ***(en zone III)***

Min (b, h) ≥ he / 20

1/4 ≤ b / h ≤ 4

Avec he : hauteur libre de l'étage.

D'après l'article ***[B.8.4.1 de CBA93]*** L'effort normal ultime agissant ***Nu*** d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

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

Tab. II.7: *calcul de l'effort N*

Niveau	(a*a)	Lf (m)	i (m)	λ	f_{c28} (Mpa)	B (cm2)	Br(cm²)	AS (cm²)	α	NU (kN)
18.36	(35*35)	2.142	0.101	21.20	25	1225	1089	1.225	0.79	1630.72
15.30	(35*35)	2.142	0.101	21.20	25	1225	1089	1.225	0.79	1630.72
12.24	(40*40)	2.142	0.115	18.55	25	1600	1444	1.600	0.80	2196.84
9.18	(40*40)	2.142	0.115	18.55	25	1600	1444	1.600	0.80	2196.84
6.12	(45*45)	2.142	0.130	16.49	25	2025	1849	2.025	0.81	2844.08
3.06	(45*45)	2.142	0.130	16.49	25	2025	1849	2.025	0.81	2844.08

II.4.4.2. Choix du poteau le plus sollicité :

La surface complète reprise par le poteau le plus sollicité :

St=(1.45+0.3+1.55)*(2.275+0.3+1.6)=13.77m² › ***St=13.77 m²***

La surface du plancher seulement reprise par le poteau le plus sollicité :

Sp = (1.45+1.55)*(2.275+1.6)=11.62m² ›***SP=11.62 m²***

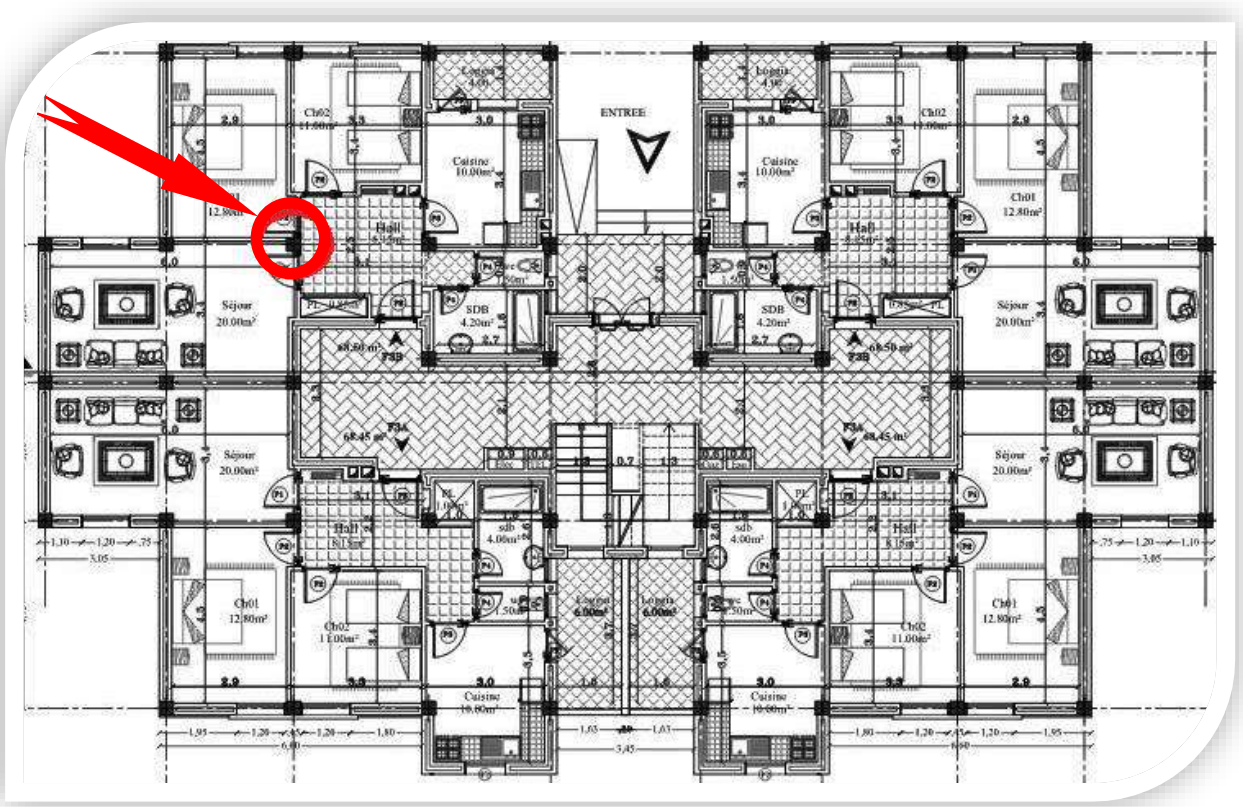


Fig. II.2 : *surface du plancher supporté par le poteau le plus sollicité*

II.4.4.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux:

II.4.4.3.1. Détermination des charges permanente:

$G_{\text{plancher tou c}}$ = poids du plancher terrasse x $S_{\text{plancher tou c.}}$

$G_{\text{(poutres principales ou secondaires)}}$ = b x h x L x poids volumique du béton armé.

$G_{\text{(poteau)}}$ = b x h x h_e x poids volumique du béton armé.

Tab. II.8: *Détermination des charges permanentes.*

Niveau	G plancher(KN)	G pot(KN)	G pp (KN)	G ps (KN)	G(KN)	G cum(KN)
18.36	79,24	9.37	14.55	9.97	109,10	109,10
15.3	64,83	9.37	14.55	9.97	94,69	203,80
12.24	64,83	12.24	14.55	9.97	97,56	301,36
9.18	64,83	12.24	14.55	9.97	97,56	398,93
6.12	64,83	15.49	14.55	9.97	100,81	499,75
3.06	64,83	15.49	14.55	9.97	100,81	600,56

II.4.4.3.2. Détermination des Surcharge d'exploitation:

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes.

Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_n$$

Le coeficient $\frac{3+n}{2n}$ etant valable pour n ≥5

Cette équation est donnée par ***[ART.6.3 DTR BC.2.2].***

Tab. II.9: *Détermination des charges d'exploitation*

Niveau	Q plancher (KN)	St (m^2)	3+n/2n	Q étage (KN)	Q cumulé (KN)
18.36	1	13.77	0	13.77	13,77
15.3	1.5	13.77	1	20,65	34,42
12.24	1.5	13.77	0.95	20,65	53,01
9.18	1.5	13.77	0.90	20,65	69,53
6.12	1.5	13.77	0.85	20,65	83,99
3.06	1.5	13.77	0.80	20.65	86,75

II.4.4.3.3. Détermination de l'effort normal ultime :

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité. $N_{ultime}=1.35G+1.5Q \rightarrow Nu= N_{ultime} + 10\% N_{ultime}=1.1N$

Tab. II.10 : *Détermination de l'effort normal ultime*

Etage	Elément	G_{elm} (KN)	Getg (KN)	Gcum (KN)	Q_{etg}(KN)	Q_{cum} (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	N (KN)	Obs
5emeétage	pp	14.55	109.10	109.1	13.77	13.77	167.94	184.74	1630.72	Vérifiée
	ps	9.97								
	Poteau	9.37								
	Plancher	79.24								
4emeétage	pp	14.55	94.69	203.80	20.65	34.42	326.77	359.44	1630.72	Vérifiée
	ps	9.97								
	Poteau	9.37								
	Plancher	64,83								
3emeétage	pp	14.55	97.56	301.36	20.65	53.01	486.36	535.00	2196.84	Vérifiée
	ps	9.97								
	Poteau	12.24								
	Plancher	64,83								
2emeétage	pp	14.55	97.56	398.93	20.65	69.53	642.86	707.15	2844.08	Vérifiée
	ps	9.97								
	Poteau	12.24								
	Plancher	64,83								
1erétage	pp	14.55	100.81	499.75	20.65	83.99	800.66	888.72	2844.08	Vérifiée
	ps	9.97								
	Poteau	15.49								
	Plancher	64,83								
RDC	pp	14.55	100.81	600.56	20.65	86.75	940.89	1034.98	2844.08	Vérifiée
	ps	9.97								
	Poteau	15.49								
	Plancher	64,83								

II.4.3.3.4. Vérification des conditions de *l'RPA99V2003*

a) Vérification des conditions de *l'RPA99V2003 [ART.7.4.1]:*

L'article exige pour une structure située en zone III que les dimensions de la section transversaledes poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tab. II.11 : *Vérification conditions* **[RPA99v2003].**

Dimension	Min (b_1,h_1) ≥30cm	Min (b_1,h_1) ≥he/20	1/4<b1/h1< 4	Obs
35x35	Min (35,35) ≥30cm	Min (35,35) ≥15.3cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
40x40	Min (40,40) ≥30cm	Min (40,40) ≥15.3cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
45x45	Min (45,45) ≥30cm	Min (45,45) ≥15.3cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée

b) *Vérification aux zones nodales l'RPA99v2003*[ART.7.5.1]:

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b_{max} \leq 1{,}5h1 + b1$

$d \leq Max\ (b1/2;h1/2)$

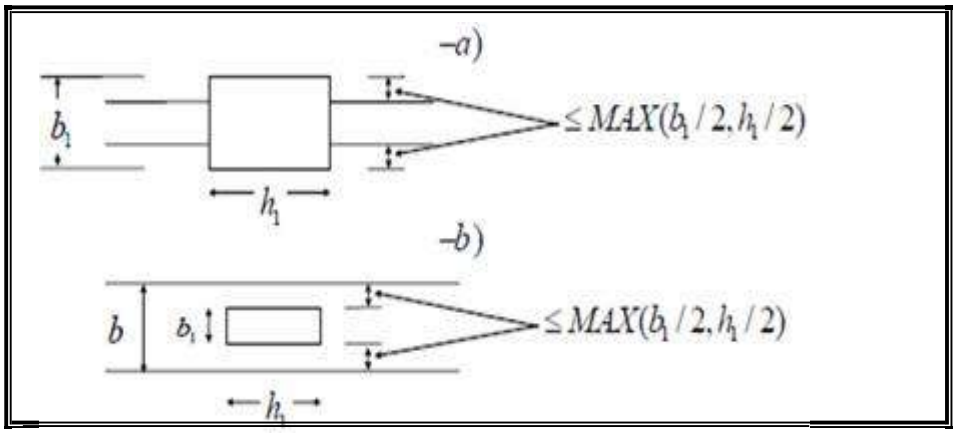


Fig. II.3 : *Zones nodales.*

Tab. II.12 *: Vérification aux zones nodales.*

Etage	B_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$B_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	D ≤ Max (b1/2;h1/2)
4^{eme},5^{eme}	30	35	35	Vérifiée	2.5	17.5	Vérifiée
2^{eme} et 3^{eme}	30	40	40	Vérifiée	5	20	Vérifiée
1^{er} ,RDC	30	45	45	Vérifiée	7.5	22.5	Vérifiée

Chapitre *III* :

Calcul des éléments secondaires

III .1 .Acrotère :

III.1.1 .Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire situé au niveau du plancher-terrasse. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- ✓ Un effort normal dû à son poids propre ***(G).***
- ✓ Un moment dû à la surcharge ***(Q)***

IL a pour rôle de :

- ✓ La sécurité et protection contre l'infiltration des eaux pluviales.
- ✓ Eviter les débordements des eaux pluviales sur les murs extérieurs.

➢ ***Principe de calcul :***

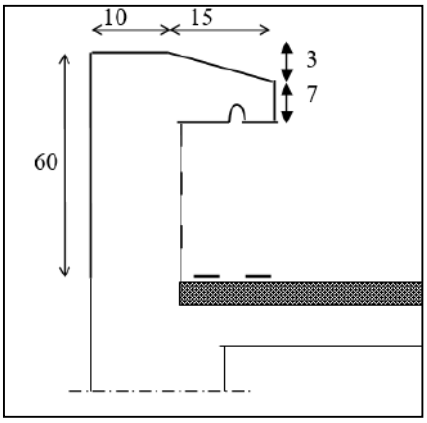


Fig.III.1 : *Dimensions de l'acrotère.*

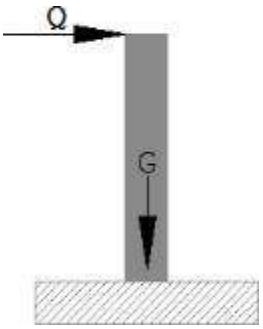


Fig.III.2 : *Model de calcul de l'acrotère.*

III.1.2 .Calcul les efforts :

III.1.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

III.1.2.1.1. Charge permanente ***(poids propre) :***

$$G = 25 \times \left(0.10 \times 0.60 + \frac{0.15 \times 0.03}{2} + 0.07 \times 0.15\right) \times 1ml = 1.82\ KN/ml$$

III.1.2.1.2. Charges d'exploitations :

Q = 1 x 1ml =1KN/ml.

III.1.2.1.3. Combinaisons d'action:

Tab.III.1 : *Détermination des efforts à* ***l'ELU*** *et* ***l'ELS.***

Etat limite ultime : ELU	
Effort normal :	*Nu =1.35x G=1.35x1.82=2.46 KN*
Effort tranchant :	*Vu =1.5xQ=1.5x1.00=1,5KN*
Moment d'encastrement :	*Mu =1.5 x Q x h=1.5x1x0.6=0.9 KN.m*
Etat limite de service : ELS	
Effort normal :	*Nser = G=1.82 KN*
Effort tranchant :	*Vser =Q= 1 KN.m*
Moment d'encastrement :	*Mser = Qx h=1x0.6=0.6 KN.m*

III.1.3. Ferraillage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à ***la flexion composée***. ***Avec :***

Tab.III.2 *: Paramètre de calcul.*

Dimensions			***Caractéristiques***		
Notations	***Valeurs***	***Unités***	***Notations***	***Valeurs***	***Unités***
b	*1*	***m***	***Fc28***	*25*	***MPa***
h	*0.100*	***m***	***Fe***	*400*	***MPa***
c	*0.025*	***m***	***σb***	*14.2*	***MPa***
c'	*0.025*	***m***	***σs***	*348*	***MPa***
d	*0.075*	***m***	***γs ; γb***	*1.15 ; 1.5*	*/*

À l'ELU :

- ***Calcul de l'excentricité :***

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.46} = 0.36 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.025 = 0.025\text{m}$$

$e_1 \geq 0.025m$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors, on a une section partiellement comprimée.

➢ ***Calcul en Flexion simple :***

Le moment fictif :

$$e = e1 + (\frac{h}{2} - c) = 0.36 + 0.025 = 0.39 \text{ m}$$

$$M_1 = Nu \times e = 2.46 \times 0.39 = 0.96 \text{ KN.m}$$

III.1.3.1. Détail de Ferraillage :

Tab.III.3 : *résultat de ferraillage* ***A'ELU*** *et vérification* ***A'ELS.***

Etat limite ultime : ELU					
μ	A_1' (cm²)	A_1 (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{adobté}$ (cm²)	Ar(cm²)
0.012	0	0.37	0.29	**5HA8=2.51**	**5HA8=2.51**
Etat limite de service : ELS					
$\sigma_{b\ admi}$	$\sigma_{b\ admi}$	σ_b	σ_s	**Obs**	
15	201.63	0.86	30.88	**Vérifiée**	

Pour les armatures de répartition on a : A rép $\geq \frac{A}{4}$

À l'ELS : Vérification des contraintes.

➢ ***Calcul de l'excentricité :***

$$e_0 = G'C = \frac{Mser}{Nser} = \frac{0.6}{1.82} = 0.32\text{m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.025 = 0.025\text{m}$$

$$e_0 \geq 0.025\ m$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, et on a effort normal N de compression.

Tab.III.4 : *vérification d'excentricité à l'acrotère*

/	***Formule***	***Résultat***
$M_{G'}$	*Nser. G'c*	*0.60 KN.m*
G'_c	$G'G + Gc$	*0.32m*
G'_G	$v1 - \frac{h}{2}$	*0.0014m*
N_{ser}	*1.82 KN*	*1.82 KN*
I_G	$\frac{b}{3}(v\ 13 + v23) + 15\ [A2\ (v\ 2 - c)\ 2 + A1(v1 - c')\ 2]$	*86.91 m*
B_0	$b.h + 15\ (A + A')$	*10.58 m*
v_1	$\frac{1}{B_0}(\frac{b.h^2}{12} + 15(A_1 x\ c_1 + A_2 x\ d)$	*0.05 m*
v_2	$h - v1$	*0.04m*
Observation	$\frac{M_G}{N_{ser}} \geq \frac{I'_G}{B_0 v_2}$	***verifiée***

Avec espacement St=15 cm

Conclusion :

- ✓ $\sigma b = 0.865\ Mpa \leq \overline{\sigma b} = 15 Mpa$
- ✓ $\sigma s = 30.88 Mpa \leq \overline{\sigma s} = 201.63 Mpa$

Donc :

On adoptera la section calculée *à* ***l'E.L.U.***

III.1.3.2. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02\ Mpa \quad \leq \quad \overline{\tau_u} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} * 25 = 1.17\ Mpa$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Longrightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

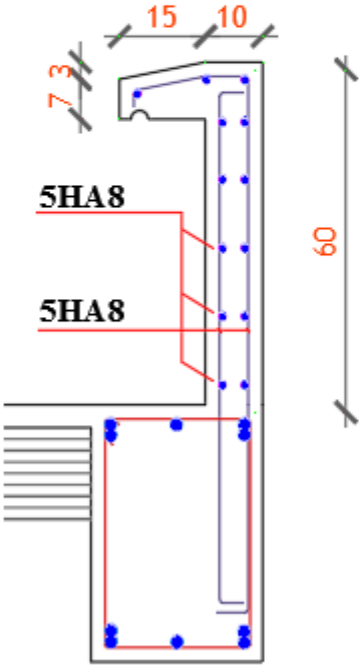


Fig.III.3. *Ferraillage de l'acrotère.*

III.2. Escaliers :

III.2.1. Introduction :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'emmarchement, la largeur est le giron, la partie verticale est là contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

III.2.2. Etudes des escaliers à trois volées avec deux paliers intermédiaires :

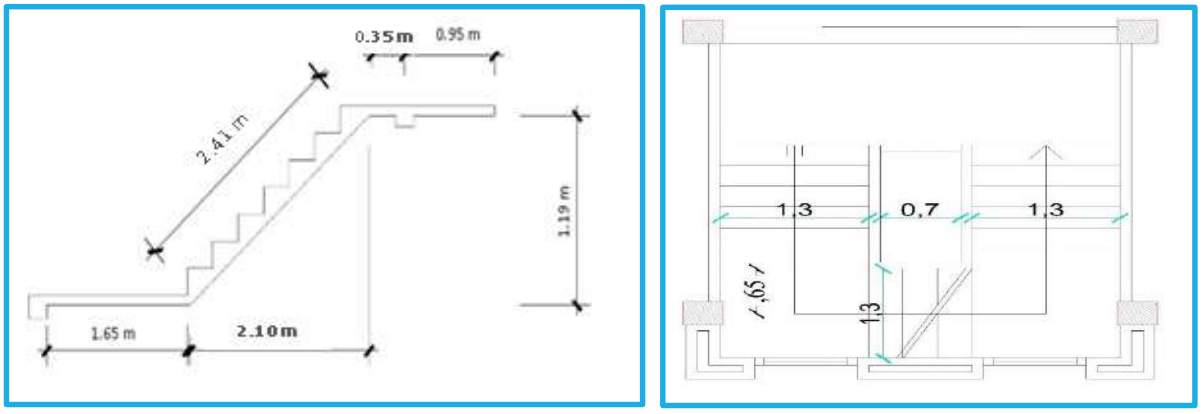


Fig. III.4*Dimensions de l'escalier.*

III.2.2.1. Dimensionnement :

- ***L'inclinaison de la paillasse :***

$$\tan\alpha = \frac{H}{L} = \frac{17}{30} = \frac{119}{210} = 0.56 \quad , \text{ donc} \quad \alpha = \tan^{-1}(0.56) = 29.53°$$

- ***La longueur de la paillasse et de palier :***

$$L_{paillasse} = \frac{210}{\cos(29.53)} = 241.35cm = 2.41m$$

$$L_{total} = 165 + \frac{210}{\cos(29.53)} + 35 = 441.35cm = 4.41m$$

- ***Epaisseur de la paillasse et de palier :***

Condition d'épaisseur :

$\frac{Lmax}{35} \leq e \leq \frac{Lmax}{30}$ ……. .12.60≤ e ≤14.70

On adopte : $e_{palier} = e_{paillasse} = 15cm$

- ***Vérification de la formule de blondel :***

$60cm \leq g+2h \leq 64cm \Rightarrow g+2h=64\ cm\ (cv)$

III.2.3 Détermination des charges et surcharges de l'escalier :

III.2.3.1.Paillasse :

Tab.III.5 : *Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier.*

/	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0.15/cosα	25	4.30
5	Poids propre des marches	0.15/2	25	1.875
6	Enduits en ciment	0.02	0.18	0.36
/	G (charges permanentes)	7.87 KN/m2		
/	Q (surcharges d'exploitation)	2.5 KN/m2		

III.2.3.1.Palier :

Tab.III.6 : *Charges et surcharge du palier de l'escalier.*

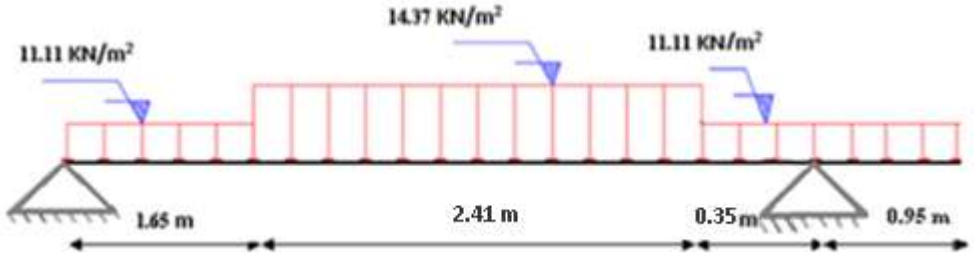
/	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de palier	0.15	25	3.75
5	Enduits en ciment	0.02	0.18	0.36
/	G (charges permanentes)	5.45 KN/m2		
/	Q (surcharges d'exploitation)	2.5 KN/m2		

II.2.4 Détermination des efforts :

Tab.III.7 : *Combinaisons des charges de l'escalier.*

/	G (KN/m²)	Q (KN/m2)	P_u (KN/m2)	P_{ser} (KN/m2)
Palier	5.45	2.50	11.1	7.95
Paillasse	7.87	2.50	14.37	10.37

ELU :



ELS :

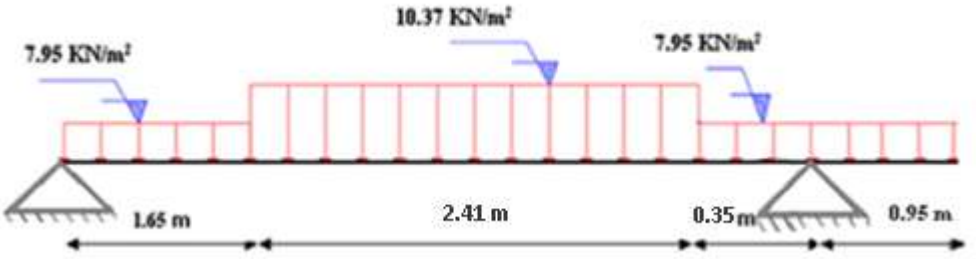


Fig. III.5 *distribution des charges* ***à l'ELU*** *et* ***à l'ELS***

- ***Réactions des appuis :***

Tab.III.8 : *Réaction des appuis*

Réaction	ELU	ELS
R_a	25.66 KN	18.43 KN
R_b	29.50 KN	21.22 KN

- ***Calcul moment max à l'ELS et l'ELU :***

Les appuis doivent équilibrer un moment : Ma=0.5M_{max} qui conduit à un moment réduit en travée : Mt=0.85$M_{max.}$

Tab.III.9 : *Résultat des moments.*

/	***Le moment***		
	M_{MAX}	M_T	M_A
ELU	*29.06 KN.m*	*24.66 KN.m*	*-14.51 KN.m*
ELS	*20.89 KN.m*	*17.75 KN.m*	*-10.44 KN.m*

ELU: **ELS:**

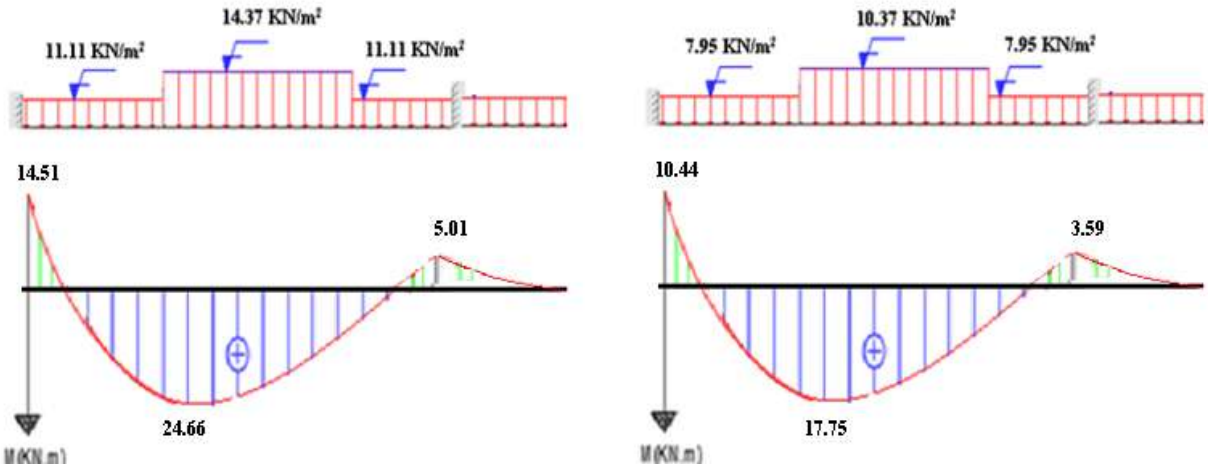


Fig. III.6. *Diagramme des moments retenus* ***A l'ELU*** *et* ***A l'ELS.***

- ***Conclusion :***

Tab.III.10 : *Les résultats.*

	l'ELU	***l'ELS***
Mt max (KN.m)	*24.66*	*17.75*
Ma max (KN.m)	*14.51*	*10.44*
T max (KN)	*29.50*	*21.22*

III.2.5. Ferraillage de l'escalier :

Al' ELU :

Tab.III.11 : *Les résultats du feraillage des escaliesr*

	M (KN.m)	$\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$	β	Acal (cm²/ml) $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	Achoisir (cm²)
En travée	24.66	0.112	0.940	6.03	**7HA12=7.92**
Eux appuis	14.51	0.066	0.966	3.45	**7HA12=7.92**

➢ ***Armatures de répartition***

$A = \frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98\ cm^2 \longrightarrow$ ***A choisi = 7HA8 = 3.52 cm²***

➢ ***Condition de non fragilité : [ART A4.2.1 CBA93]***

$$\text{Amin} = \frac{b.h}{1000} = 1.5cm^2$$

Donc : $A_{choisir} > A_{min}$ ***Condition vérifiée***

- ***Condition d'espacement :***

➢ ***Tab.III.12 :*** *Vérification de l'espacement.*

/	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	*St =15 cm ≤ Min[3h=45 ;33cm]=33cm*	*St =15 cm ≤ Min[4h=60 ;45cm]=45cm*
En appuis	*St =15 cm ≤ Min [3h=54;33cm]=33cm*	*St =15 cm ≤ Min[4h=60 ;45cm]=45cm*

III.2.6. Vérification des contraintes :

A l'ELS :

➢ ***Vérification des contraintes.***

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

Tab.III.13. *Vérification des contraintes.*

/	Mser (KN.m)	Achoisir (cm²)	$\sigma b(MPA)$	$\bar{\sigma}b(MPA)$	Obs
En travée	17.75	7.92	7.33	15	**Vérifiée**
En appuis	10.44	7.92	4.31	15	**Vérifiée**

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

➢ ***Vérification de l'effort tranchant :*** T= 29.50 KN

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} = \frac{29.50x10^3}{1000x125} = 0.23\ MPA$$

$\bar{\tau} = \min(\frac{0.2fc28}{\gamma b}; 5MPA)$ ***Fissuration peu nuisible***

$\tau = 0.23 \leq \bar{\tau} = 3.33$ MPA ***Vérifiée***

Conclusion : Le choix :

Tab.III.14 *choix d'armature*

*Achoisir (travée)***cm²**	*Achoisir (appuis)***cm²**	*Armatures de répartition(***cm²***)*	*Espacement st(***cm***)*
7HA12=7.92	*7HA12=7.92*	*7HA8 = 3.52*	*15*

➢ ***Condition de la flèche :***

Les résultats sont dans le tableau suivant :

a) Entre les encastrements :

Tab.III.15. **a.** *Vérification des flèches des escaliers entre encastrements.*

L (m)	*h (m)*	*Moment en travée M_t (KN.m)*	*Armature*		*La fleche*		*vérification*
			As_1	*As_2*	*f(mm)*	*$\bar{f}$(mm)*	
4.41	*0.15*	*17.75*	*7.92*	*7.92*	*7.8*	*8.7*	*oui*

b) A la console :

Tab.III.15. **b.** *Vérification des flèches des escaliers a la console.*

L (m)	*h (m)*	*Moment en travée M_t (KN.m)*	*Armature*		*La fleche*		*vérification*
			As_1	*As_2*	*f(mm)*	*$\bar{f}$(mm)*	
0.95	*0.15*	*3.59*	*7.92*	*7.92*	*0.1*	*1.9*	*oui*

III.2.7.Poutre palière brisée :

La poutr palière brisée a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en ***flexion Simple*** .Elle a une section (b×h) avec longueur de 3.83 ***m***.

III.2.7.1 Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre *: Pp=0.30x0.35x25x3.83 = 10.05 kN*

Les réactions d'appuis *:*

$$\begin{cases}(ELU) = 29.50\ KN \\ (ELS) = 21.22\ KN\end{cases} \quad \textbf{Donc} \quad \begin{cases}P_U = (1.35(Pp) + 2\,R)/\mathrm{L} = 18.94\ KN \\ \mathrm{Ps} = ((Pp) + 2R\,)/\mathrm{L} = 13.70\ KN\end{cases}$$

P_{ser}

III.2.7.2 calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis, La méthode ***R.D.M.donne :***

Tab.III.16. *Les résultats des efforts*

/	R_a (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
	$R_a = R_b = \frac{P_U \times L}{2}$	$M_a = M_b = \frac{P_U \times L^2}{12}$	$M_{t\,max} = \frac{P_U \times L^2}{24}$
ELU	36.27	17.36	29.52
ELS	26.24	12.56	21.35

- ***Ferraillage de la poutre palière (Flexion Simple)***

Al' ELU :

Tab.III.17. *Les résultats du ferraillage de la poutre palière.*

	M (KN.m)	$\mu < \mu_l$	β	Acal (cm²/ml)	A choisir (cm²)
		$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$		$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	
En travée	29.52	0.066	0.966	2.7	**3HA12=3.39**
Eux appuis	17.36	0.038	0.981	1.57	**3HA12=3.39**

Armatures transversal : $A_t = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84$ cm².

On adopte : ***3HA8 = 1.51 cm²***

➢ ***vérification des contraintes.***

Al' ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Tab.III.18. *Vérification des contraintes de la poutre palière.*

/	***Mser (KN.m)***	***Achoisir (cm²)***	$\sigma b(MPA)$	$\bar{\sigma}b(MPA)$	***Obs***
En travée	*21.35*	*3.39*	*4.6*	*15*	***Vérifiée***
En appuis	*12.56*	*3.39*	*1.69*	*15*	***Vérifiée***

➢ ***Vérification de l'effort tranchant*** : T = 36.27 KN

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} = \frac{36.27x10^3}{1000x325} = 0.11\ MPA$$

$\bar{\tau} = \min(\frac{0.2fc28}{\gamma b}; 5MPA)$ Fissuration peu nuisible

$\tau = 0.23 \leq \bar{\tau} = 3.33$ MPA condition vérifier

➢ **L'espacement dans poutre palière :**

- Zone nodal : st = 10 cm
- Zone courant : st = 15 cm

III.3. Calcul des poutrelles :

III.3.1. Introduction :

Les planchers sont les parties horizontales d'une construction dont les largeurs sont nettement supérieures aux épaisseurs. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs, porteurs.) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

III.3.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est Constitué de :

- ✓ Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- ✓ Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- ✓ Une dalle de compression supérieure en béton légèrement armée de 4 cm d'épaisseur.

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

- ✓ La dalle de compression.
- ✓ Les poutrelles.

III.3.2.1La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage (Treillis soudé).

La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

- ✓ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm ;
- ✓ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;
- ✓ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad si : L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0.02\ L\ \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si : 50cm \leq L \leq 80cm$$

On a: L = $60cm$ ⇒ $A_{t1} \geq 0.02\,L\,\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{500} = 0.48cm^2/ml$

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

$$A_{t2}=A_t1/2 \ =0.24cm^2/ml$$

On choisira : $A_{t1} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.98cm^2$ avec un espacement de $20cm$.

$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0.78cm^2$ avec un espacement de $25cm$.

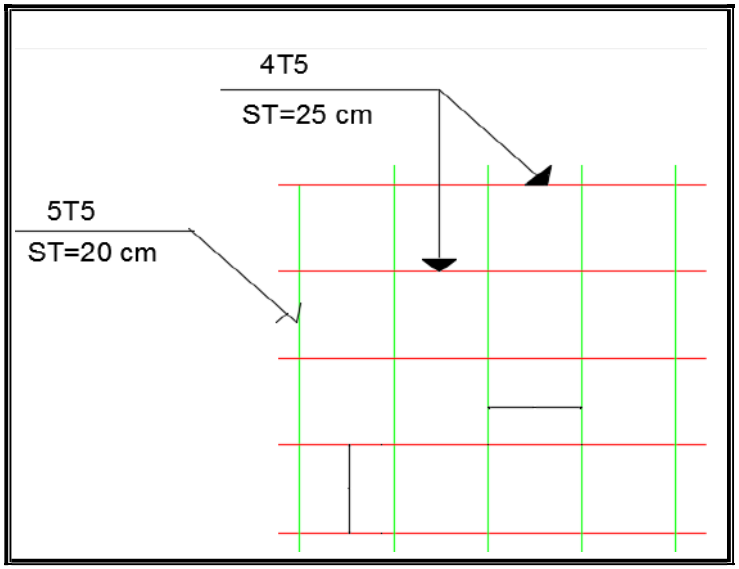


Fig.III.7. *Disposition des armatures de la dalle de compression.*

III.3.2.2. Type des poutrelles :

➢ On a 3 types des poutrelles à étudier :

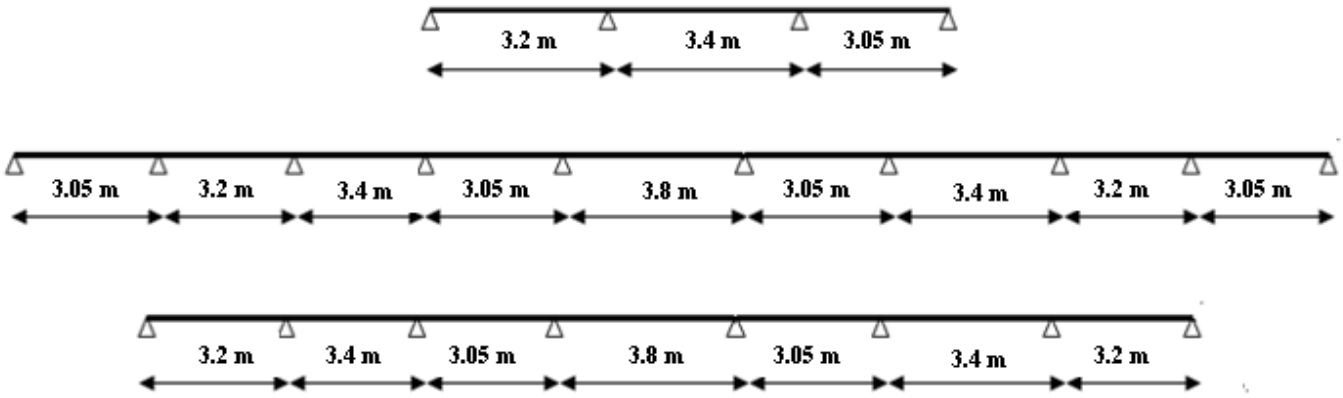


Fig.III.8. *Types des poutrelles*

➢ Le calcul se fait en deux étapes :

Première étape : Avant le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à :

Q= Max (1 KN ; 0.5L KN), Localisée au milieu de la travée ***[B.6.8.4.1.2].***

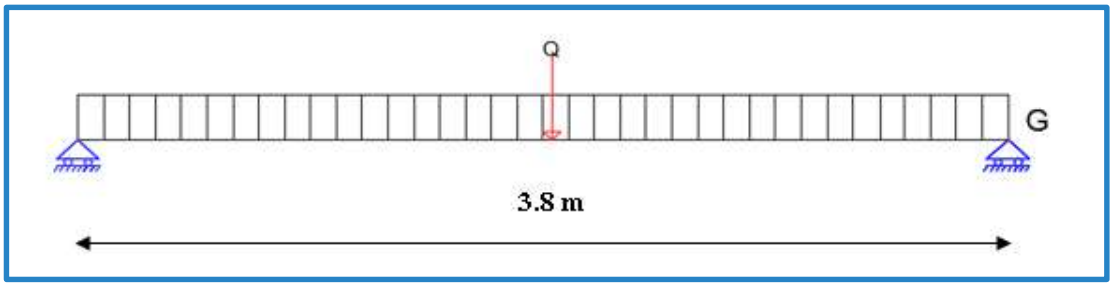


Fig.III.9. *Poutrelle avant coulage.*

➢ ***Charges et surcharges*** *:*

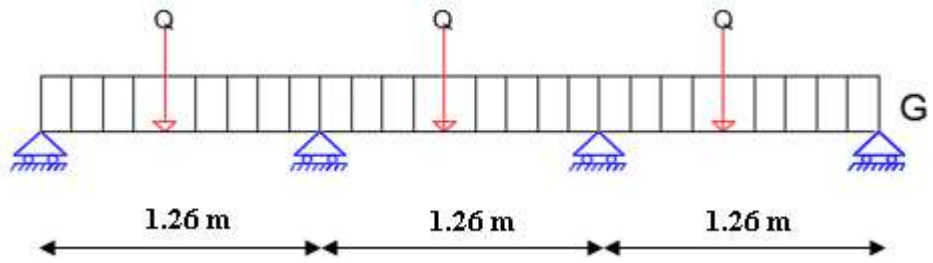
- ✓ Poids propre de la poutrelle : 0.04×0.12×25 = 0.12 KN/ml
- ✓ Poids du corps creux : 0.60×1 = 0.60 KN/m
- ✓ G= 0.60 + 0.12 = 0.72 KN/ml.
- ✓ Surcharge d'exploitation : Q = Max $\begin{cases} 1\ kN \\ 0.5L\ kN \end{cases}$

➢ ***Choix du Nombre d'étaiement :***

Tab.III.19. *Nombre d'étaiement choisi.*

Etaiment	***G***	***Q*** **Max (1 ; 0.5L) KN**	***L (mm)***	***E (MPA)***	***I (mm^4)***	***$F_{final}(mm)$*** $\frac{5GL^4}{348EI} + \frac{QL^3}{48EI}$	***$F_{bar}(mm)$*** $\frac{L}{500}$	***$F_{final} < F_{bar}$***
0	*0.72*	*1.9*	3800	*32164.2*	*640000*	104.89	7.6	***Non vérifiée***
1	*0.72*	*1*	1900	*32164.2*	*640000*	6.55	3.8	***Non vérifiée***
2	*0.72*	*1*	1266,6	*32164.2*	*640000*	1.29	2.53	***vérifiée***

➢ ***Pour deux étais :***



Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression :

Résultats finales : tous les calculs se fait à l'aide logiciel **SAP 2000.**

Tab III.20. *Résultat des sollicitations.*

/	ELU			ELS	
Travée	Ma (max)	Mt(max)	T max	Ma(max)	Mt(max)
3travées	-7.06	3.32	12.49	-5.16	1.7
7 travées	-7.49	4.81	12.62	-5.47	3.51
9 travées	-6.33	4.88	12.21	-4.63	3.57

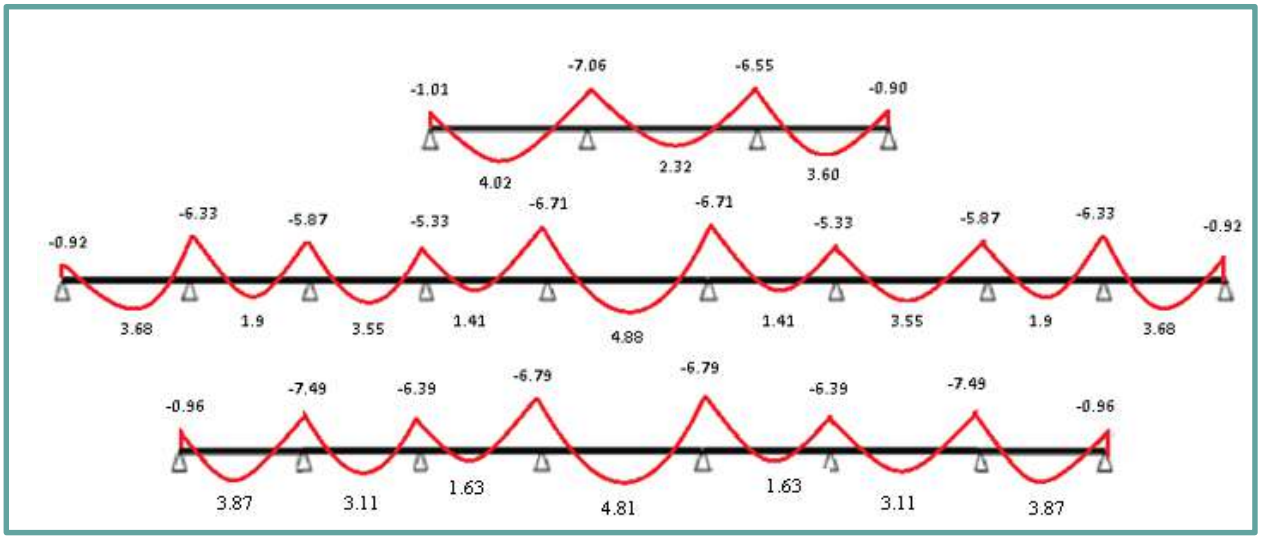


Fig.III.10. *Diagramme de moment a ELU.*

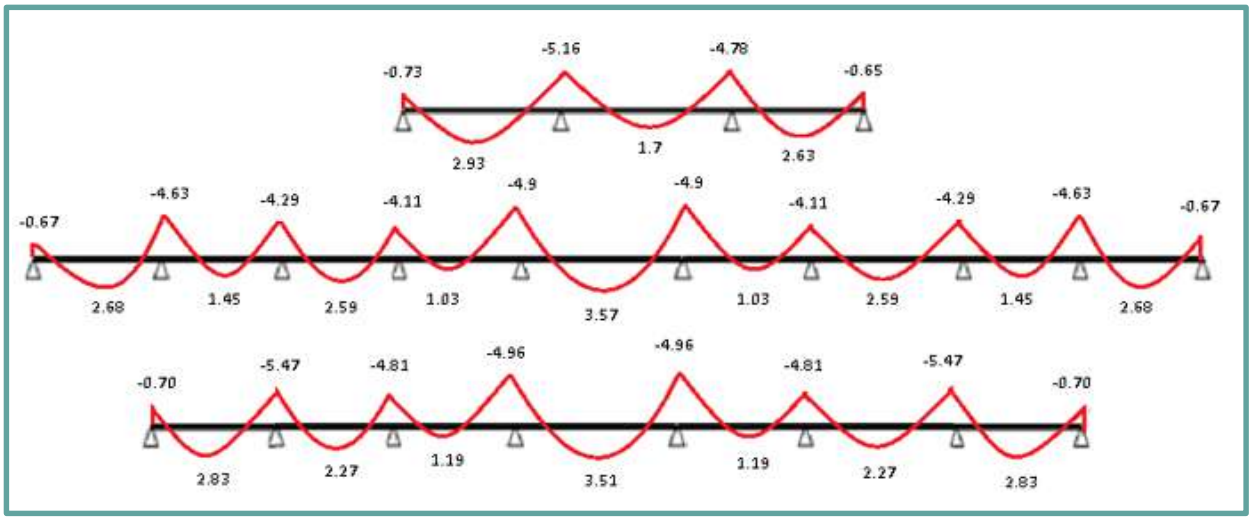


Fig.III.11. *Diagramme de moment a ELS.*

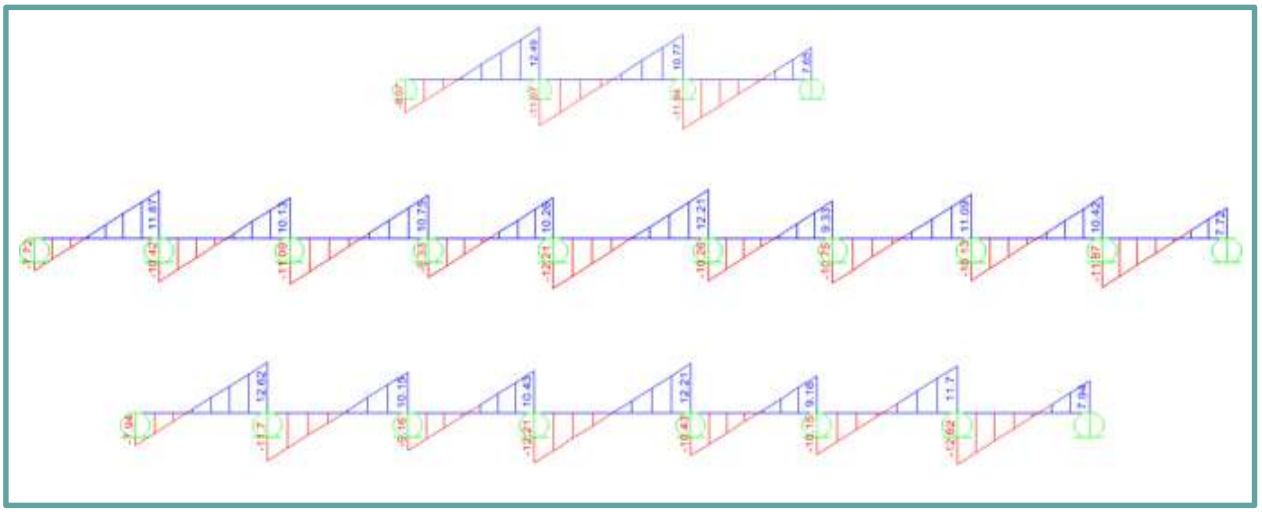


Fig.III.12. *Diagramme d'effort tranchant a ELU.*

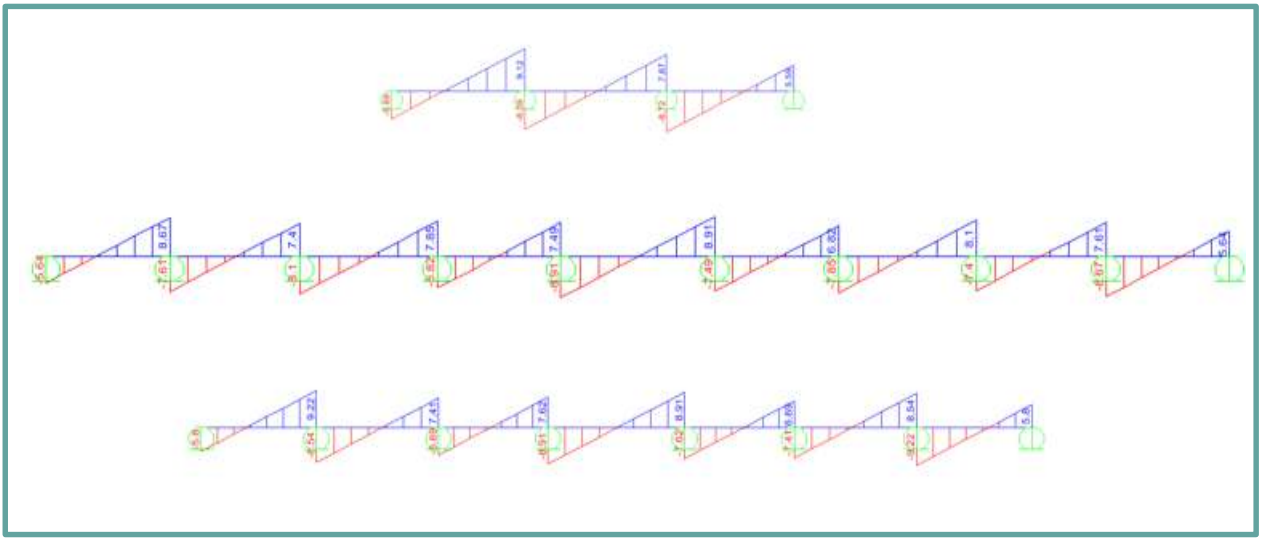


Fig.III.13. *Diagramme d'effort tranchant à ELS.*

III.3.3. Ferraillage des poutrelles :

à l'E.L.U.

M_{tmax}= *4.88 kN.m*

M_{amax}= *-7.49 kN.m*

T_{max}= *12.62 kN*

Tab III.21. *Ferraillage des poutrelles.*

	M (KN.m)	***μ < μl*** $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$	***β***	***Acal (cm²/ml)*** $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	***Achoisir (cm²)***
En travée	*4.88*	*0.088*	*0.985*	*0.79*	***2HA10=1.57***
Eu appuis	*-7.49*	*0.135*	*0.927*	*1.49*	***1HA10+ch1HA10=1.57***

III.3.4. Vérifications

III.3.4.1. Vérification des contraintes :

Aux appuis : σb =12.80 MPA

σb ≤$\overline{\sigma b}$ =0.6 x fc28=15MPA ***Condition Vérifiée***

En travée : σb =2.89 MPA

σb ≤$\overline{\sigma b}$ =0.6 x fc28=15MPA ***Condition Vérifiée***

Donc : on adopte les sections calculées ***à l'E.L.U.***

III.3.4.2. Vérification de l'effort tranchant *[ART A.5.1.1 CBA93*

T=12.62 KN

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} = \frac{12.62x10^3}{80x180} = 0.87\ MPA$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2fc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$$ Fissuration peu nuisible

τ = 0.87 ≤ $\bar{\tau}$ = 3.33 MPA condition vérifier

III.3.4.3. Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale Suivant :

$$\emptyset_t \leq Min\left(\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur d'âme de la nervure.

$\Phi_t \leq (5.71; 10 ; 12)$ mm

Armatures ronds lisses$\emptyset_t = 4$ mm

avec une nuance d'acier FeE400 Choix : $\boldsymbol{2T4 = 0.25\ cm}$

III.3.4.4. Espacement des armatures transversales : [ART A.5.1.2.2 CBA93]

Donc : St= 20 cm

III.3.4.5. Vérification de la flèche :

Tab.III.22.*vérification des flèches des poutrelles*

L (m)	*b (m)*	*Moment en travée M_t (KN.m)*	*Armature*		*La fleche*		*vérefication*
			As_1	*As_2*	*f(mm)*	*$\bar{f}$(mm)*	
3.8	*12*	*3.57*	*1.57*	*1.57*	*2*	*7.6*	*oui*

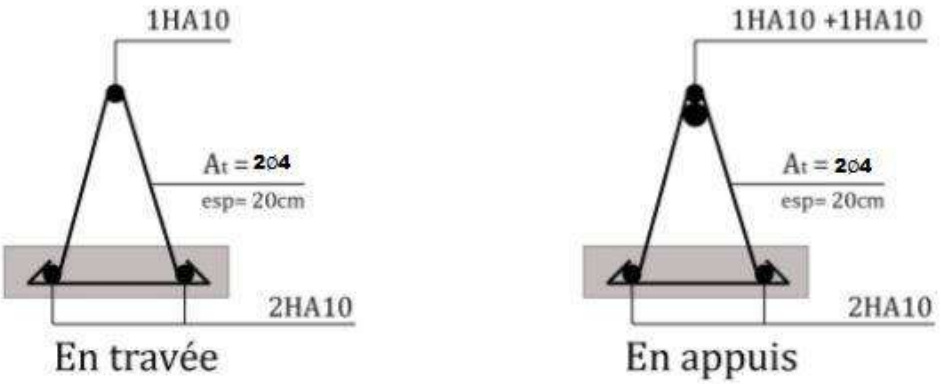


Fig. III.14. *Ferraillage des poutrelles en zone appui et travée*

Chapitre IV :

Etude dynamique

IV.1. Introduction :

L'Algérie est un pays qui a une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations, et que les déplacements resteront dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel SAP2000. V.20.2.0, La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA99/version 2003.

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Vue de la Structure en 3D :

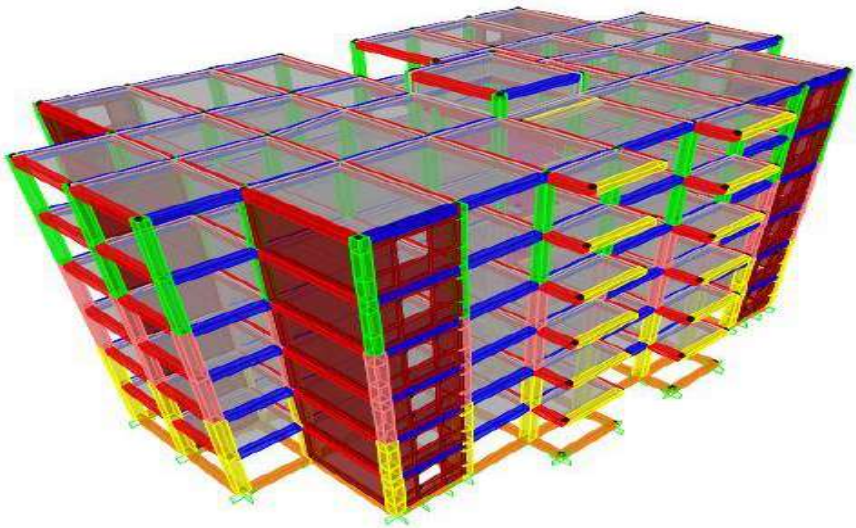


Fig. IV.1.Vue de face et postérieur face de la structure (modèle en 3D).

La disposition des voiles en 3D :

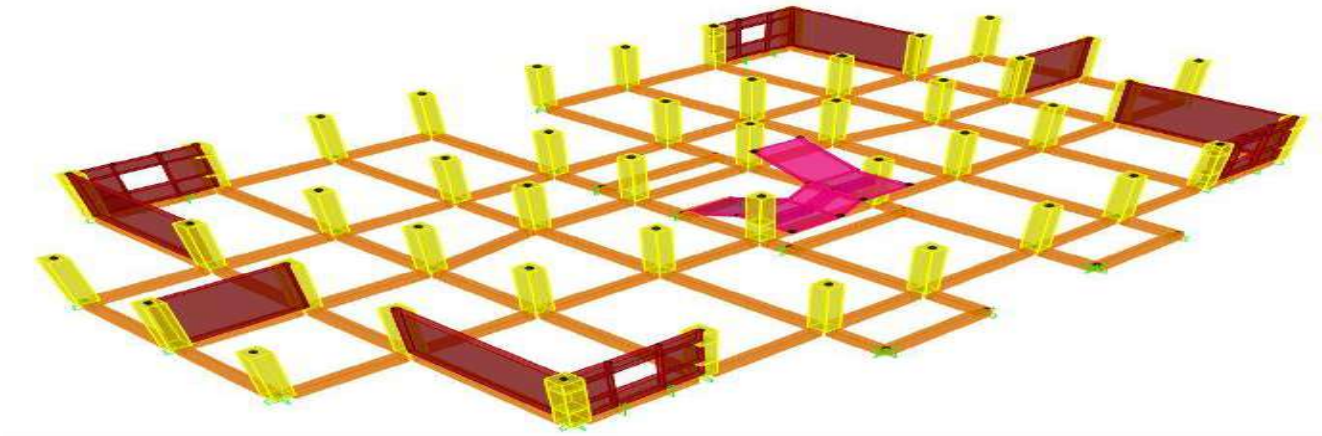
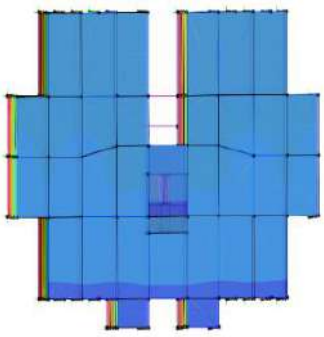
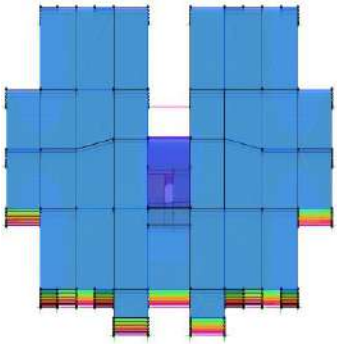
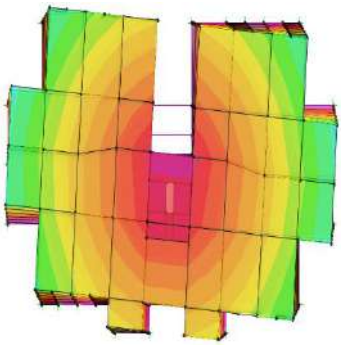


Fig. IV.2. *Disposition des voiles contreventements* ***(vue en 3D).***

Remarque :

Après plusieurs dispositions des voiles on a choisi la meilleure disposition représentée sur la figure ci-dessus.

Tab. IV.1. *Le comportement des trois premiers modes*.

Modes	***1***	***2***	***3***
Période (s)	*0.427*	*0.39*	*0.231*
Participation massique suivant X	*69.59*	*0.00*	*0.02*
Participation massique suivant Y	*0.00*	*69.85*	*0.00*
Participation massique suivant Z	*0.02*	*0.00*	*70.24*
Image			
Comportement	*Translation suivant l'axe X*	*Translation suivant l'axe Y*	*Rotation autour l'axe Z*

IV.3. Classification dynamique de la structure :

IV.3.1. Calcul d'excentricité : *RPA version 2003*[Art 3.5.1-a]

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

- ✓ Le centre de Masse (G).
- ✓ Le centre de Torsion (R)

IV.3.1.1. Centre de masse :

$$X_G = \frac{\sum m_{iz} * X_i}{\sum m_{iz}}$$

$$Y_G = \frac{\sum m_{iz} * Y_i}{\sum m_{iz}}$$

IV.3.1.2. Centre de torsion :

$$X_G = \frac{\sum (k_{iX} * Y_i)}{\sum k_{iX}}$$

$$Y_G = \frac{\sum (k_{iY} * X_i)}{\sum k_{iY}}$$

a. Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 21.60 m, Largeur du bâtiment = 17.60 m

b. Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 3.24 m.

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 2.64 m.

Tab. IV.2. *Calcul du centre de Masse, centre de torsion.*

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme N°	Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)
F_ DIAPH_ 3.06	3.06	4672.652	14.600	7.742	8.409E+004	1.574E+005	14.613	7.681
E_ DIAPH_ 6.12	6.12	4609.499	14.600	7.732	8.409E+004	1.574E+005	14.612	7.614
D_ DIAPH_ 9.18	9.18	4547.763	14.600	7.723	8.409E+004	1.574E+005	14.612	7.573
C_ DIAPH_12.24	12.24	4492.040	14.600	7.715	8.409E+004	1.574E+005	14.611	7.542
B_ DIAPH_15.30	15.30	4429.289	14.603	7.705	8.409E+004	1.574E+005	14.611	7.518
A_ DIAPH_18.36	18.36	3961.649	14.600	7.819	8.409E+004	1.574E+005	14.611	7.500

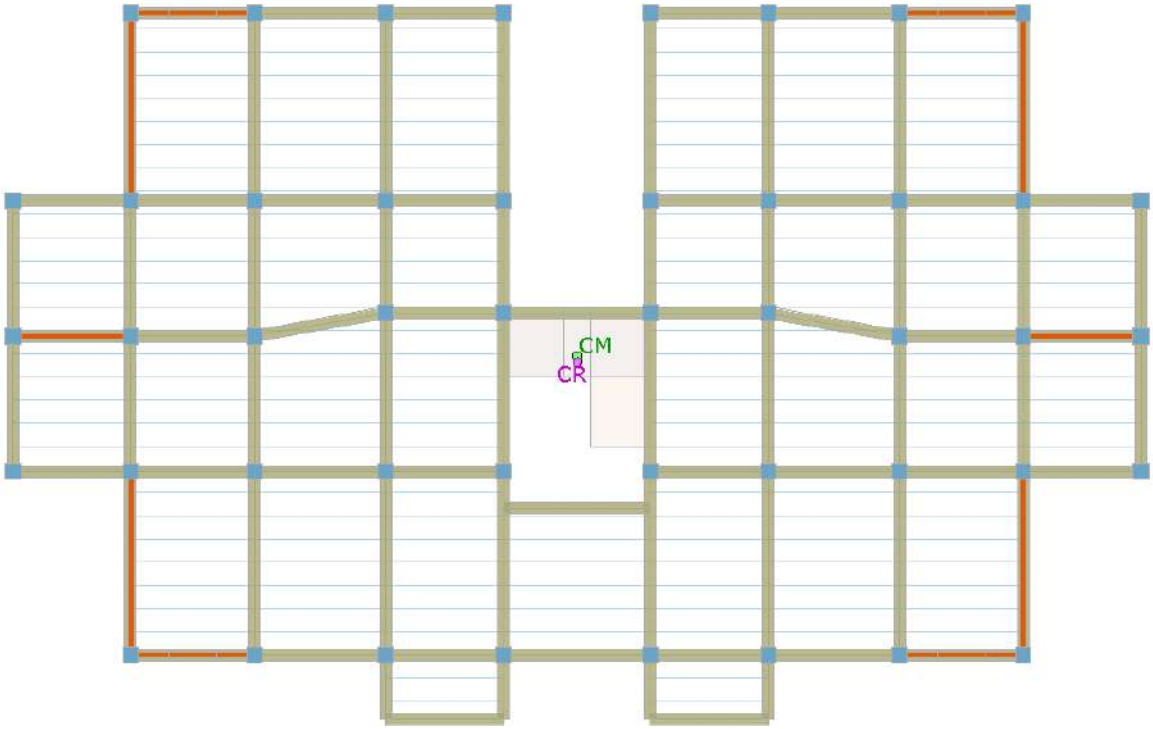


Fig. IV.3. *Centre de masse centre de gravité.*

IV.3.1.3. Excentricité :

- ***Excentricité théorique (statique)*:**

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, il

est calculer comme suit :

$$e_X = |X_T - X_G| \ , \quad e_Y = |Y_T - Y_G|$$

- ***Excentricités accidentelles (additionnelles) : RPA 99 version 2003 [Art 4.2.7]***

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

✓ Excentricité additionnelle des plans :

$$\begin{cases} E_X = 0{,}05L_X \\ E_Y = 0{,}05L_Y \end{cases}$$

- ***Effets de la torsion accidentelle : RPA 99 version 2003 [Art 4.3.7]***

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

Excentricité totale :

Tab. IV.3. *Calcul de l'excentricité totale.*

Excentricité				
Diaphragme N°	***Niveau (m)***	***Ex = |XR-XG| (m)***	***Ey = |YR-YG| (m)***	***Vérification***
F_ DIAPH_ 3.06	*3.06*	*0.013*	*0.061*	*Ok*
E_ DIAPH_ 6.12	*6.12*	*0.012*	*0.118*	*Ok*
D_ DIAPH_ 9.18	*9.18*	*0.012*	*0.150*	*Ok*
C_ DIAPH_12.24	*12.24*	*0.011*	*0.173*	*Ok*
B_ DIAPH_15.30	*15.30*	*0.008*	*0.187*	*Ok*
A_ DIAPH_18.36	*18.36*	*0.011*	*0.319*	*Ok*

IV.4. Calcul dynamique du bâtiment : *RPA99v2003 [Art 4.1.1]*

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

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Le bâtiment étudie présente une configuration régulière et dépasse 5 niveaux (17metres) situé en zone III avec groupe d'usage 2. Selon ***RPA 99 version 2003 ART [ART 4.1.2]*** la méthode statique équivalente n'est pas applicable utilise donc la Méthode dynamique modale spectrale.

IV.4.1. 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.4.2. Modélisation :

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.v20.2.0"***

IV.4.3. Le spectre de réponse de calcul : *RPA99v2003 [Art 4.3.3].*

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

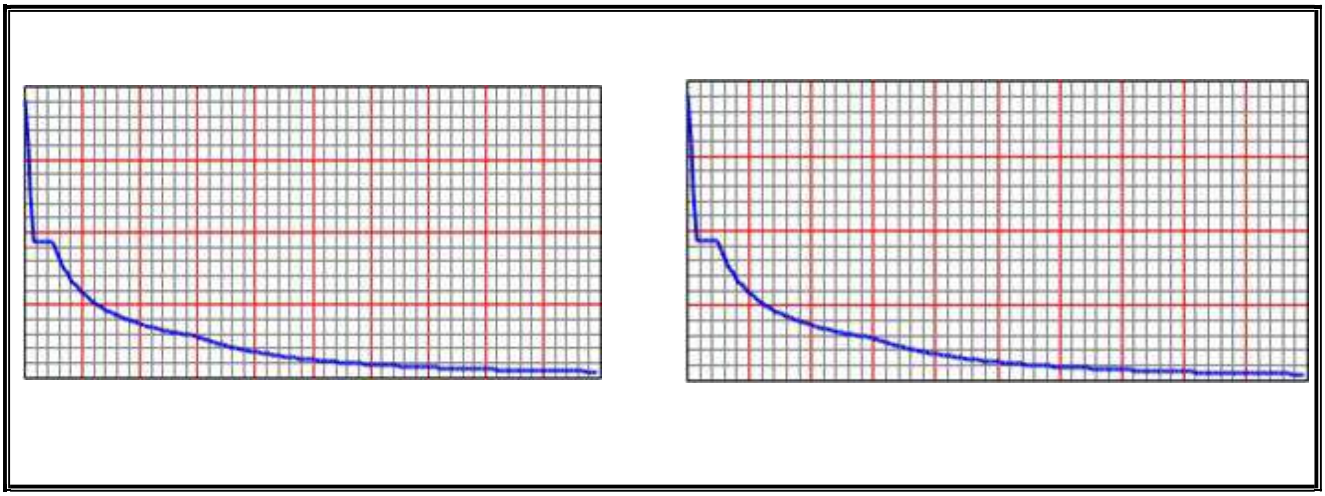


Fig. IV.4. *Spectre de réponse X, Y.*

a) Coefficient d'accélération A : RPA99v2003 [Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III,groupe d'usage 2) ➔A = 0,25

b) Facteur d'amplification dynamique moyen D : RPA99 v2003 [Tab.4.2] :

Formule	*Tx*	*Valeur(s)*
4.6	$Tx=c_t h_n^{3/4}$	*0.466*
4.7	$Tx=0.09h_n/Lx$	*0.326*
	Tx	*0.326*

Ty	*Valeur(s)*
$Tx=c_t h_n^{3/4}$	*0.466*
$Tx=0.09h_n/Lx$	*0.433*
Ty	*0.433*

a. Périodes caractéristiques : RPA99v2003 [Tab.4.7] :

Site S3 : $T_1 = 0.15$ s

$T_2 = 0.50$ s

$D=2.5\eta(T2/T)^{2/3}$

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

Avec : remplissage dense → $\eta = 0{,}882$

Dx=2.205 et Dy=2.205

c) Coefficient de comportement R : RPA99v2003 [Tab.4.3] :

Tab. IV.5. *Coefficient de comportement R*

cas	*Description du système de contreventement*	*Valeur de R*
2	*Voiles porteurs*	*4*

Donc : Système de contreventement 2 : **R=4**

C.1) Justification du coefficient *de comportement R :*

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales.

Suivant X : (Valeurs en pourcentage) :

Tab.IV.6. *Justification du coefficient de comportement* ***R*** *suivant* ***X (%)***

Étage	*Sollicitations dues aux charges verticales*			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
Diaphragme N°	*Poids Nz (%)*	*Nz /Poteaux (%)*	*Nz /Voiles (%)*	*Effort tranchant Tx (%)*	*Tx /Poteaux (%)*	*Tx /Voiles (%)*
A_ DIAPH_ 18.36	*100*	*85.026*	*14.974*	*100*	*0.000*	*100.000*
B_ DIAPH_ 15.30	*100*	*84.184*	*15.816*	*100*	*0.000*	*100.000*
C_ DIAPH_ 12.24	*100*	*85.340*	*14.660*	*100*	*0.000*	*100.000*
D_ DIAPH_ 9.18	*100*	*85.444*	*14.556*	*100*	*0.000*	*100.000*
E_ DIAPH_ 6.12	*100*	*86.797*	*13.203*	*100*	*0.000*	*100.000*
F_ DIAPH_ 3.06	*100*	*88.594*	*11.406*	*100*	*0.000*	*100.000*

Suivant Y : (Valeurs en pourcentage) :

Tab. IV.7. *Justification du coefficient de comportement* ***R*** *suivant* ***Y (%)***

Étage	*Sollicitations dues aux charges verticales*			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
Diaphragme N°	*Poids Nz (%)*	*Nz /Poteaux (%)*	*Nz /Voiles (%)*	*Effort tranchant Tx (%)*	*Tx /Poteaux (%)*	*Tx /Voiles (%)*
A_ DIAPH_ 18.36	*100*	*81.583*	*18.417*	*100*	*0.000*	*100.000*
B_ DIAPH_ 15.30	*100*	*81.743*	*18.257*	*100*	*0.000*	*100.000*
C_ DIAPH_ 12.24	*100*	*83.296*	*16.704*	*100*	*0.000*	*100.000*
D_ DIAPH_ 9.18	*100*	*83.505*	*16.495*	*100*	*0.000*	*100.000*
E_ DIAPH_ 6.12	*100*	*84.981*	*15.019*	*100*	*0.000*	*100.000*
F_ DIAPH_ 3.06	*100*	*85.353*	*14.647*	*100*	*0.000*	*100.000*

d) Facteur de qualité Q : RPA99v2003 [Tab.4.4]

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tab. IV.8. *Facteur de qualité Q*

	Critère	suivant X		suivant Y	
		observé	valeur	observé	valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2	Redondance en plan	oui	0	oui	0
3	Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
4	Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = 1 + 0.05 + 0.05 = 1.10$$

$$Q_y = 1 + 0.05 + 0.05 = 1.10$$

IV.5. Résultats des vérifications de la structure :

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

Stabilité de la structure :

- ✓ Vérification de participation massique.
- ✓ Vérification de la Force sismique à la base.
- ✓ Vérification de la stabilité au renversement.
- ✓ Vérification des déplacements (inter étage).
- ✓ Vérification vis à vis de l'effet ***P-Δ.***

Résistance des éléments :

- ✓ Vérification du cisaillement des éléments.
- ✓ Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.5.1. Vérification de participation massique : RPA99v2003 [4.3.4.a]

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.

Tab.IV.9. *Participation massique.*

Mode N°	Période (s)	Cumules des masses modales effectives (%)		
		U_X	U_Y	R_Z
1	0.414	69.593	0	0.023
2	0.388	69.593	69.851	0.023
3	0.310	69.616	69.851	70.269
4	0.107	90.36	69.852	70.269
5	0.097	90.36	91.105	70.269
.	.	.	.	.
9	0.064	90.388	91.129	90.263

La participation massique atteint plus de ***90%*** suivant **X** dans le **4^{eme} mode**

La participation massique atteint de plus de ***90%*** suivant **Y** au **5^{eme} mode**

La participation massique atteint de plus de ***90%*** autour de **Z** au **9^{eme} mode**

Le mode retenu = **9 mode**

La période de cette dissipation T= somme des périodes 1 vers 8 : **t = 1.47 s**

On remarque que le sens X dissipé rapidement que le sens Y car ce le sens de faible rigidité

$\sum Kx < \sum Ky$ (Plus souple que l'autre sens).

IV.5.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : RPA99v2003.4.3.6]

IV.5.2.1. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

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

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$ ***[4.3.4.a].***

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

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

$$Vx = \frac{A.D_x.Q_x}{R} . W \quad , \quad Vy = \frac{A.D_y.Q_y}{R} . W$$

Tab. IV.10. *Calcul de la force sismique totale.*

A : coefficient d'accélération de zone	*A = 0,25*	***[TAB.4.1 RPA99V2003]***
D:facteur d'amplification dynamique	Dx=2.205 Dy= 2.205	***[Art 4.2.3. (4.2) RPA99v2003]***
η : facteur de correction d'amortissement :	*η = 0,882*	***[TAB.4.2 RPA99V2003].***
T : période fondamentale	*Tx= 0.326 Ty=0.433*	***[Art 4.2.4 (4.6) RPA99v 2003]***
R:coefficient de comportement global	*R = 4*	***[Tab 4.3 RPA99v2003]***
Q : facteur de qualité	*Qx=1.10 Qy=1.10*	***[Tab.4.4 RPA99V2003] :***
Poids de la structure	*W= 26712.891KN , β_1 = 0.2*	***[Art 4.2.3. (4.5)RPA99v2003]***

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

	Charge statique(KN)	***Charge dynamique(KN)***	***Ed/V***	***Obs***
Suivant x	*4060.359*	*3625.674*	*0.893*	*Vérifiée*
Suivant y	*4060.359*	*3685.70*	*0.908*	*Vérifiée*

IV.6. Vérification de la stabilité au renversement ***[Art 4.4.1 RPA99v2003]*** :

IV.6.1. Le moment de renversement :

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} . h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} . h_i$$

Avec :

F_{ix}, F_{iy}: Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i \cdot X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i \cdot Y_G$$

Avec :

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}(E_d - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07\, T\, V_t \leq 0{,}25 V_t & \text{Si: } T \geq 0{,}7 \text{ sec} \\ 0 & \text{Si: } T < 0{,}7 \text{ sec} \end{cases}$$

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

Tab. IV.12: calcul des moments de renversement et la force sismique selon la hauteur

hi (M)	*Wi (KN)*	*hi*Wi (KN.M)*	*Fix(KN)*	*Fiy(KN)*	*MRxi(KN.M)*	*MRyi(KN.M)*	*MSxi(KN.M)*	*MSyi(KN.M)*
3.06	*4672.65*	*14298.32*	*185.32*	*188.38*	*567.07*	*576.46*	*68220.72*	*36175.67*
6.12	*4609.50*	*28210.13*	*365.62*	*371.68*	*2237.61*	*2274.66*	*67298.69*	*35640.65*
9.18	*4547.76*	*41748.46*	*541.09*	*550.05*	*4967.20*	*5049.44*	*66397.34*	*35122.37*
12.24	*4492.04*	*54982.57*	*712.61*	*724.41*	*8722.38*	*8866.79*	*65583.78*	*34656.09*
15.30	*4429.29*	*67768.12*	*878.32*	*892.86*	*13438.34*	*13660.82*	*64680.91*	*34127.67*
18.36	*3961.65*	*72735.88*	*942.71*	*958.32*	*17308.13*	*17594.68*	*57840.08*	*30976.13*
Somme		*279743.48*	*/*	*/*	*47240.74*	*48022.85*	*390021.51*	*206698.59*

On doit vérifier que : $\frac{Ms}{M_R} \geq 1.5$. ***[Art 4.4.1 RPA99v2003] :***

Tab. IV.13: *Vérification de stabilisation*

	Mrx	***Mry***	***Msx***	***Msy***	***Msx/Mrx***	***Msy/Mry***	*Obs*
∑M	47240.74	48022.85	390021.51	206698.59	*8.26*	*4.30*	*Vérifiée*

Commentaire :

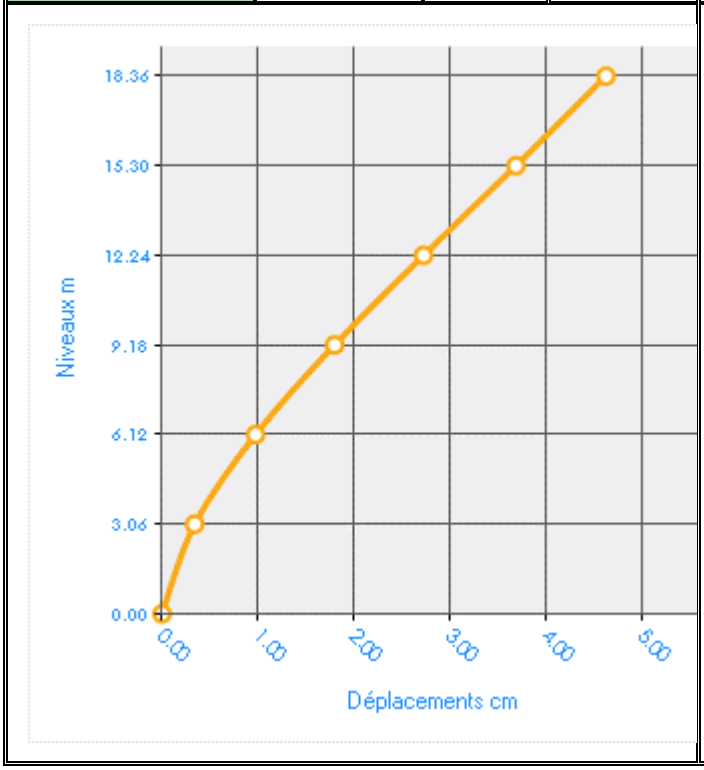
La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux direction.

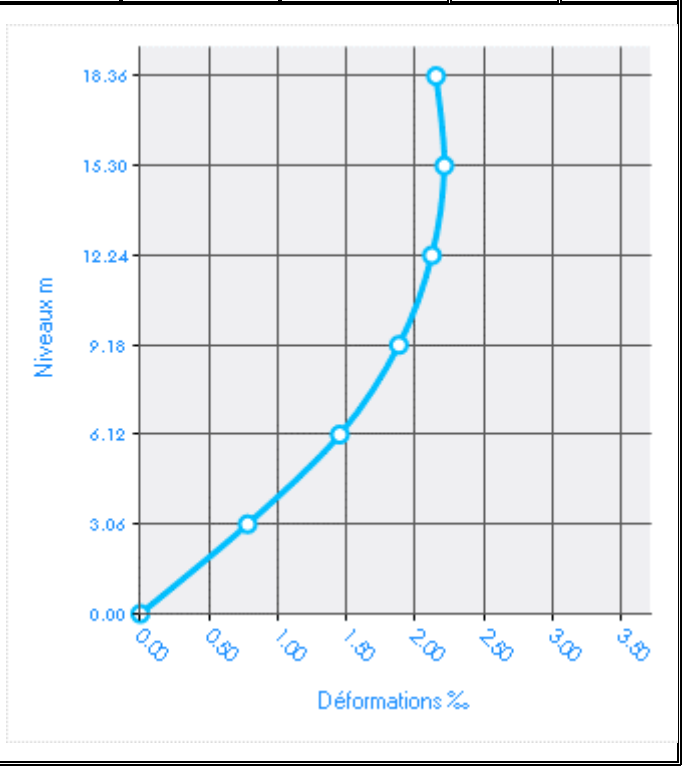
V.6.1.2. Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

Suivant X, Y :

Tab. IV.14. *Vérification des déplacements inter-étage* **suivant X.**

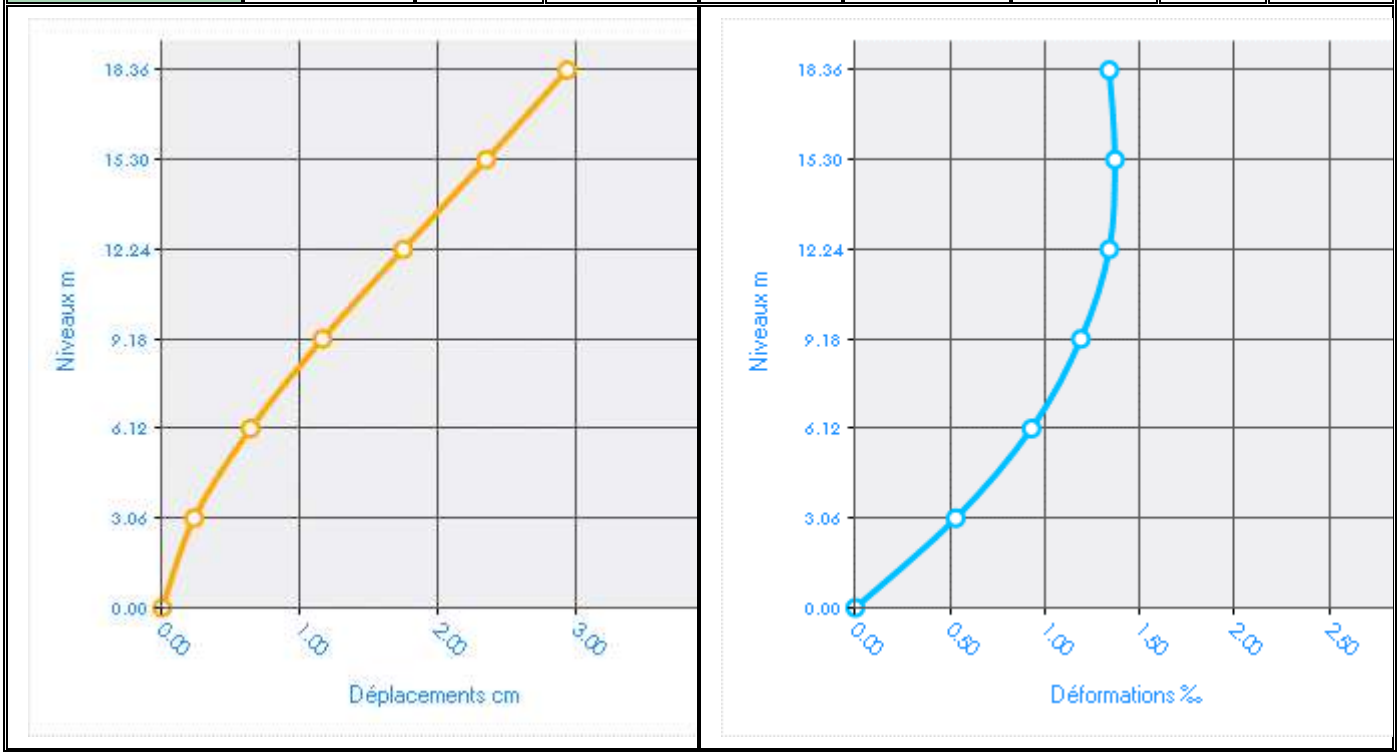
Diaphragm N°	Niveau (m)	δx (cm)	$R.\delta x$ (cm)	ΔX (cm)	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_X \leq \Delta_{adm}$	εx ‰	$[\varepsilon]$ ‰
A_ DIAPH_ 18.36	18.36	1.158	4.632	0.94	3.06	CV	2.15	3.5
B_ DIAPH_ 15.30	15.3	0.923	3.692	0.96	3.06	CV	2.2	3.5
C_ DIAPH_ 12.24	12.24	0.683	2.732	0.932	3.06	CV	2.13	3.5
D_ DIAPH_ 9.18	9.18	0.45	1.8	0.824	3.06	CV	1.88	3.5
E_ DIAPH_ 6.12	6.12	0.244	0.976	0.636	3.06	CV	1.45	3.5
F_ DIAPH_ 3.06	3.06	0.085	0.34	0.34	3.06	CV	0.78	3.5





Tab. IV.15. *Vérification des déplacements inter-étage* ***suivant Y.***

Diaphragm N°	*Niveau (m)*	*δy (cm)*	*R.δy (cm)*	*ΔY (cm)*	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_Y \leq \Delta_{adm}$	*εy ‰*	*[ε] ‰*
A_ DIAPH_ 18.36	*18.36*	*0.732*	*2.928*	*0.584*	*3.06*	*CV*	*1.34*	*3.5*
B_ DIAPH_ 15.30	*15.3*	*0.586*	*2.344*	*0.6*	*3.06*	*CV*	*1.37*	*3.5*
C_ DIAPH_ 12.24	*12.24*	*0.436*	*1.744*	*0.584*	*3.06*	*CV*	*1.34*	*3.5*
D_ DIAPH_ 9.18	*9.18*	*0.29*	*1.16*	*0.52*	*3.06*	*CV*	*1.19*	*3.5*
E_ DIAPH_ 6.12	*6.12*	*0.16*	*0.64*	*0.408*	*3.06*	*CV*	*0.93*	*3.5*
F_ DIAPH_ 3.06	*3.06*	*0.058*	*0.232*	*0.232*	*3.06*	*CV*	*0.53*	*3.5*



Commentaire :

Les déplacements (**inter étage**) sont inférieurs aux déformations admissibles.

IV.7. Vérification de cisaillement des éléments :

IV.7.1. Les poutres ***[Art A.5.1***

CBA93] : On doit vérifier :

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

$\bar{\tau} = \min(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPA)\bar{\tau}$ ***Fissuration peu nuisible***

$\bar{\tau} = \min(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPA)\bar{\tau}$ ***Fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable***.

Tab. IV.16: *Vérification de cisaillement des poutres.*

section	b(cm)	h(cm)	T(kN)	comb	τ (mpa)	τadm(mpa)	Obs
Pp 30x40	30	40	96.70	ELU	0.86	2.5	**vérifiée**
Ps 30x35	30	35	57.49	ACC	0.59	3.26	**vérifiée**
P palier	30	35	42.39	ACC	0.43	3.26	**vérifiée**
long35x35	30	35	28.86	ELU	0.30	2.50	**vérifiée**

IV.7.2. Les poteaux ***[Art 4.3.2 RPA99v2003] :***

Pour les poteaux la vérification de cisaillement a ***l'état limite ultime(ELU)*** car le système de contreventement ***R=4***

Tab. IV.17: *Vérification de cisaillement des poteaux*

section	T_{max}(kN)	comb	τ max (mpa)	τadm(mpa)	Obs
POT 45x45	55.91	ELU	0.292	1.88	**vérifiée**
POT40x40	78.00		0.520		**vérifiée**
POT35x35	0.87		0.008		**vérifiée**

IV.7.3. Les voiles :

$\tau = \frac{V}{bd}$ Avec : V=1.4Vu calculé.

$\bar{\tau} = 0.2 f c_{28}$.

On doit vérifier :

Tab. IV.18. *Vérification de cisaillement des voiles.*

	Voile	b	L	$\lvert V_u \rvert$	Comb	$\tau(MPa)$	$\tau(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	1	15	3.2	583.923	$G+Q \pm E_{dx}$	1.98	5	**Vérifiée**
	2	15	3.05	708.5105	$G+Q \pm E_{dx}$	2.41	5	**Vérifiée**
Suivant Y	A	15	4.85	1046.21	$G+Q \pm E_{dy}$	2.237	5	**Vérifiée**
	B	15	4.75	1031.18	$G+Q \pm E_{dy}$	2.251	5	**Vérifiée**

➢ ***Vérification de l'effort normal réduit à la base***

[Art7.1.3.3RPA99v2003] :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\Upsilon = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.3$$

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.

Vérification :

Tab. IV.19. *Vérification de l'effort normal réduit à la base* ***Suivant X***

Niveau	*Eléments*	$B_c(cm^2)$	$N_d(kN)$	*combinaison*	*γ (mpa)*	$\bar{\gamma}$ *(mpa)*	*Obs*
5éme	POT 35*35	*1089*	*192.08*	G+Q+EdX	*0.071*	*0.3*	*vérifiée*
4éme	POT 35*35	*1089*	*341.61*	G+Q+EdX	*0.125*	*0.3*	*vérifiée*
3éme	POT 40*40	*1444*	*537.79*	G+Q+EdX	*0.149*	*0.3*	*vérifiée*
2éme	POT 40*40	*1444*	*731.86*	G+Q+EdX	*0.203*	*0.3*	*vérifiée*
1ier	POT 45*45	*1845*	*924.65*	G+Q+EdX	*0.200*	*0.3*	*vérifiée*
RDC	POT 45*45	*1845*	*1098.55*	G+Q+EdX	*0.238*	*0.3*	*vérifiée*

Tab. IV.20. *Vérification de l'effort normal réduit à la base* ***Suivant Y***

Niveau	*Eléments*	$B_c(cm^2)$	$N_d(kN)$	*combinaison*	*γ (mpa)*	$\bar{\gamma}$ *(mpa)*	*Obs*
5éme	POT 35*35	*1089*	*183.86*	G+Q+EdY	*0.068*	*0.3*	*vérifiée*
4éme	POT 35*35	*1089*	*334.59*	G+Q+EdY	*0.123*	*0.3*	*vérifiée*
3éme	POT 40*40	*1444*	*495.77*	G+Q+EdY	*0.137*	*0.3*	*vérifiée*
2éme	POT 40*40	*1444*	*657.54*	G+Q+EdY	*0.182*	*0.3*	*vérifiée*
1ier	POT 45*45	*1845*	*821.76*	G+Q+EdY	*0.178*	*0.3*	*vérifiée*
RDC	POT 45*45	*1845*	*975.22*	G+Q+EdY	*0.211*	*0.3*	*vérifiée*

Remarque :

Les résultats obtenus dans le choix de pré dimensionnement des poteaux à la base ne vérifie pas d'après 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.

Tab. IV.21. *Nouvelles section des poteaux.*

Niveau	Section	
	B (cm)	H(cm)
5^{eme} étage	35	35
4^{eme} étage	35	35
3^{eme} étage	40	40
2^{eme} étage	40	40
1^{er} étage	45	45
RDC	45	45

IV.8. *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 :

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

Suivant X, Y :

Tab. IV.22. *Vérification l'effet* ***P-Δ suivant X, Y***

Niveau	P_k	Δk_x	Vk_x	θk_x	Δk_y	Vk_y	θk_y	h_i	Obs
18.36	3961.65	0.94	942.71	0.013	0.59	958.32	0.008	306	Vérifiée
15.3	4429.29	0.96	878.32	0.016	0.6	892.86	0.01	306	Vérifiée
12.24	4492.04	0.93	712.61	0.019	0.58	724.41	0.012	306	Vérifiée
9.18	4547.76	0.82	541.09	0.023	0.52	550.05	0.014	306	Vérifiée
6.12	4609.5	0.64	365.62	0.026	0.41	371.68	0.017	306	Vérifiée
3.06	4672.65	0.34	185.32	0.028	0.23	188.38	0.019	306	Vérifiée

Conclusion :

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

IV .9. CONCLUSION :

Les sections finales adoptées sont mentionnées ci-dessous :

Tab. IV 23. Dimensionnement finales des éléments.

Eléments	Section	Eléments	Section
Pp 30x40	*30x40*	*Poteau*	*45x45*
Ps 30x35	*30x35*		*40x40*
P palier	*30x35*		*35x35*
long30x30	*30x30*	*Voile de contreventement*	*15xL*

Chapitre V :

Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur applicable en Algérie en L'occurrence le ***C.B. A93*** et ***R.P.A.99 version 2003***.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Les combinaisons données par les règles du ***C.B.A 93 :***
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - ✓ E.L.S : G + Q
- les combinaisons données par les règles du ***R.P.A99 version 2003*** :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V. 2Ferraillage 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 :

Situation durable :

- ✓ Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- ✓ Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

Situation accidentelle :

- ✓ Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
- ✓ Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.2.2. Recommandation des règlements :

V.2.2.1. Recommandations du *[R.P. A99 v2003] :*

- ***Armatures longitudinales*** $0.5\frac{b.h}{100}$ ***[Art 7.5.2.1 RPA99v2003]:***
- ***Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003] :***

V.2.2.2. Recommandations du [CBA93]:

- La section des armatures longitudinales est :

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

- Le diamètre des armatures transversales est :

$$\emptyset t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10};; \emptyset 1\right] \qquad [\boldsymbol{A.6.4.2\ CBA93}]$$

- Calcule et vérification de l'espacement :

St = [0.9d ;40cm]

$$\frac{At.fe}{b.St} \geq 0.4Mpa \ [\ .\boldsymbol{5.1.2.2\ CBA93}\ ]$$

$$\frac{At}{bo.St} \geq \frac{\tau u - 0.3.K.ft28}{\gamma s(0.9\ x\ fe[cos\alpha + sin\alpha])} \quad [\boldsymbol{A.5.1.2.3\ CBA93}]$$

Avec : K=1, α=90^0

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

Tab. V.1.*Ferraillage longitudinal des poutres.*

Poutres	Niveau	position	Mu (KN.m)	comb	A' (cm)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Poutre principale (30x40)	**Etages**	*Travée*	*47.25*	*1.35G+1.5Q*	*0*	*3.78*	***3HA14 = 4.62***
		Appui	*-80.85*	*G+Q+E*	*0*	*5.70*	***3HA14+2chHA12=6.88***
Poutre Secondaire (30x35)	**Etages**	*Travée*	*/*	*/*	*/*	*/*	***3HA14=4.62***
		Appui	*-66.80*	*G+Q+E*	*0*	*5.47*	***3HA14+2chHA12=6.88***

V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS

Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L. S est nécessaire. La contrainte admissible de béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28}$ **Pour :** $= 25\ MPA \rightarrow \overline{\sigma_b} = 15MPA.$

Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Avec : $\sigma b = \frac{Mser}{Iv}$

Dans notre cas, on considère que la fissuration est non préjudiciable,

Puisqu'on va étudier les cas les plus défavorables pour les poutres Etage et Terrasse.

Tab .V.2 . *Vérification des contraintes à l'ELS des poutres.*

Poutres	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	comb	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	Obs
Poutre principale (30x40)	**Etages**	*Travée*	*34.56*	*G+Q*	*4.62*	*5.08*	***Vérifiée***
		Appui	*-49.78*	*G+Q*	*6.88*	*6.40*	***Vérifiée***
Poutre Secondaire (30x35)	**Etages**	*Travée*	*13.58*	*G+Q*	*4.62*	*2.50*	***Vérifiée***
		Appui	*-17.85*	*G+Q*	*6.88*	*2.88*	***Vérifiée***

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

Il faut vérifier que :

- ✓ $A_{tendue} \geq A_{min\,CBA}$.
- ✓ $A_{Travée} \geq A_{min\,RPA}$ et $A_{Travée} \leq A_{max\,RPA}$.
- ✓ $A_{appui} \geq A_{min\,RPA}$ et $A_{appui} \leq A_{max\,RPA}$.

Tab. V.3. *Vérification des poutres selon les conditions* ***[CBA et RPA].***

Poutres	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Amin RPA (cm2)	Obs
Poutre principale (30x40)	**Etages**	*Travée*	*4.62*	*1.20*	*6*	***Vérifiée***
		Appui	*6.88*	*1.20*		***Vérifiée***
Poutre Secondaire (30x35)	**Etages**	*Travée*	*4.62*	*1.05*	*5.25*	***Vérifiée***
		Appui	*6.88*	*1.05*		***Vérifiée***

V.2.6. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$$

.

Tab. V.4. *Calcul de* $\bar{\tau}_u$.

Fissuration	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\tau_u = 4.34\,MPa$

Tab .V.5. *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.*

Poutres	***Niveau***	***Vu (KN)***	***Comb***	***τ_u (Mpa)***	***$\bar{\tau}_u$ (Mpa)***	***Obs***
Poutre principale (30x40)	***Etages***	*97.06*	*G+Q+E*	*0.86*	*4.34*	***Vérifiée***
Poutre Secondaire (30x35)	***Etages***	*66.08*	*G+Q+E*	*0.68*	*4.34*	***Vérifiée***

V.2.7. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

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

✓ Selon le RPA 99:

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

✓ Selon le CBA 93:

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

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. V.6. *Calcul des armatures transversales et leur espacement.*

Section	τ_u (Mpa)	CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
		S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	
PP (30x40)	0.86	33.75	1.01	10	20	1.8	10	15	**4HA8=2.01**
PS (30x35)	0.68	29.25	0.87	8.75	17.5	1.58	10	15	**4HA8=2.01**

V.2.8. Vérification de la flèche :

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « ***L'annexe D*** » *du* ***CBA93.***

Tab. V.7. *Vérifications de la flèche.*

Section	M (KN.m)	L (cm)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F calculée (mm)	F admissible (mm)	Obs
PP (30×40)	34.56	4.85	4.62	6.88	2.7	9.7	vérifiée
PS (30x35)	13.58	3.8	4.62	6.88	0.2	7.6	vérifiée

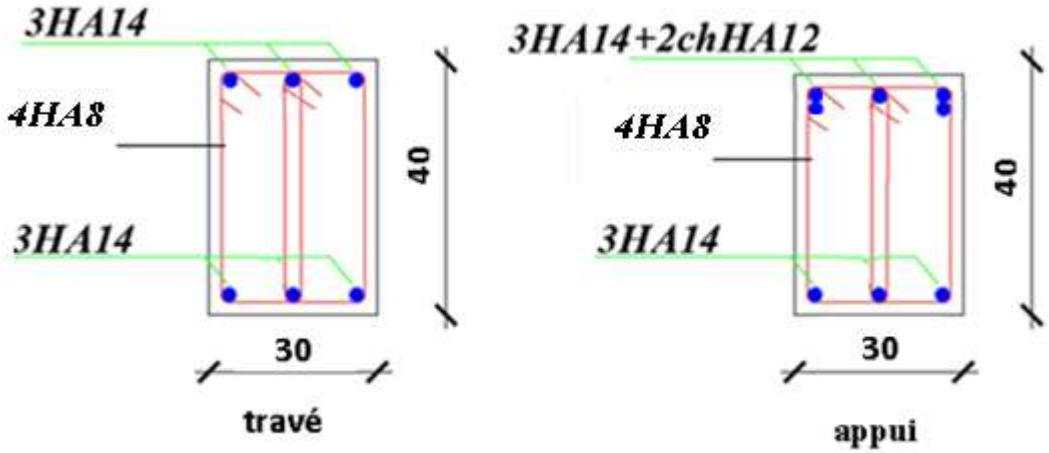


fig.V.1.*Ferraillage des poutres principale* ***(Etage) / (Travée. Appui).***

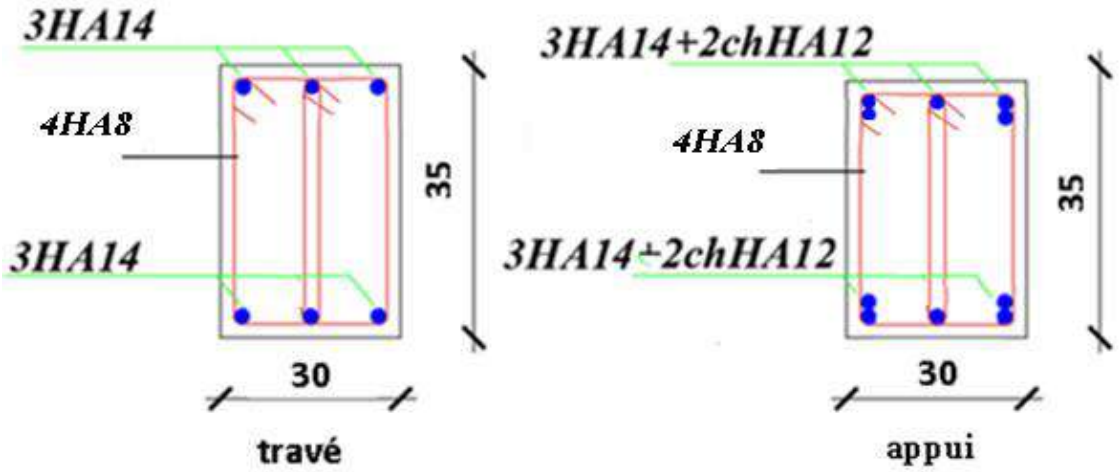


fig.V.2.*Ferraillage des poutres secondaire* ***(Etage) / (Travée. Appui).***

V3. Ferraillage des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à ***25%*** pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les quatre (04) cas extrêmes suivant :

- $N_{max}\ et\ M_{x}\ correspondant\ et\ et\ M_{y}\ correspondant$
- $N_{min}\ et\ M_{x}\ correspondent\ et\ et\ M_{y}\ correspondant$
- $M_{x}\ max\ et\ et\ M_{y}\ correspondant\ et\ N\ correspondent$
- $M_{y}\ max\ et\ et\ M_{x}\ correspondant\ et\ N\ correspondent$

V .3.2. Détermination des armatures longitudinales :

VI **Tab. V.8.** *Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux.*

Niveaux	Cas	N	M_x	M_y	Comb	$A_{Calculé}$ Ax	Ay	$A_{Calculé\ Total}$	A_{min} (RPA)	A_{final} (cm^2)
RDC (45 x 45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-2108.28	-4.47	-21.32	G+Q+E	4.5	2.7	7.2	**18.23**	**12HA14 = 18.47**
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	8.55	3.93	26.45	G+Q+E	1.42	5.78			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-748.54	-23.50	1.46	1.35G+1.5Q	4.5	2.7			
1er (45 x 45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-1551.85	-7.04	-21.75	G+Q+E	4.5	2.7			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-8.78	3.48	28.29	G+Q+E	1.22	5.98			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-585.54	-35.47	4.33	1.35G+1.5Q	4.5	2.7			
2éme (40 x 40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-890.78	-4.03	-14.25	G+Q+E	4	2.4	6.4	**14.40**	**4HA14 + 8HA12 = 15.21**
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-0.57	0.25	2.94	G+Q+E	2.88	3.52			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-351.09	-25.87	-0.43	1.35G+1.5Q	4	2.4			
3éme (40 x 40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-542.34	-27.18	2.66	G+Q+E	4	2.4			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-17.98	0.90	0.79	G+Q+E	4	2.4			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-309.25	-33.31	-6.53	1.35G+1.5Q	4	2.4			
4éme (35 x 35)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-376.55	-16.51	-22.44	G+Q+E	3.5	2.1	5.6	**11.03**	**8HA14 =12.32**
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-0.347	2.86	0.17	G+Q+E	4.46	1.14			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-191.12	-22.85	-4.96	1.35G+1.5Q	3.5	2.1			
5éme (35 x 35)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-207.77	0.30	-6.25	G+Q+E	3.5	2.1			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	0.646	5.58	-1.15	G+Q+E	4.96	0.64			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-97.71	35.21	-9.14	1.35G+1.5Q	4.84	0.76			

V .3.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

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

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

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

et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 201.63MPa$.

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tab. V.9. *Vérification des armatures à ELS des poteaux*

Niveaux		N	M_x	M_y	A_{chiosi} (cm²)	$\acute{\sigma}_b$ Mpa	$\acute{\sigma}_s$ Mpa	$\acute{\sigma}'_s$ Mpa	$\bar{\sigma}_b$ Mpa	$\bar{\sigma}_s$ Mpa	Obs
(45x45)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-1133.7	0.58	0.40	18.47	3.86	00	57.09	15	201.63	vérifiée
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	-214.71	-1.86	-0.27		0.81	00	11.72			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-473.54	25.26	-4.69		2.79	00	37.65			
(40x40)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-737.29	1.06	2.19	15.21	3.31	00	48.22	15	201.63	vérifiée
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	-107.49	-1.60	0.92		0.60	00	8.34			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-227.10	-24.20	-4.78		2.72	9.95	33.90			
(35x35)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-365.34	-0.01	-2.38	12.32	2.21	00	31.63	15	201.63	vérifiée
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	-7.30	8.88	3.21		1.38	21.96	14.05			
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-62.83	-26.16	-4.50		3.62	49.56	38.15			

V.3.4. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le ***RPA2003 « Art 7.4.2.2 »*** :

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

Remarque :

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R= 4), donc :

$\lambda > 5$ pour tous les poteaux $\Rightarrow A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$

Tab. V.10. *Les armatures transversales et leurs espacements*

Etage	Section	Zone	St(cm)	A_{adop}
RDC+1er	45x45	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
2éme +3éme	40x40	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
4éme+5éme	35x35	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$

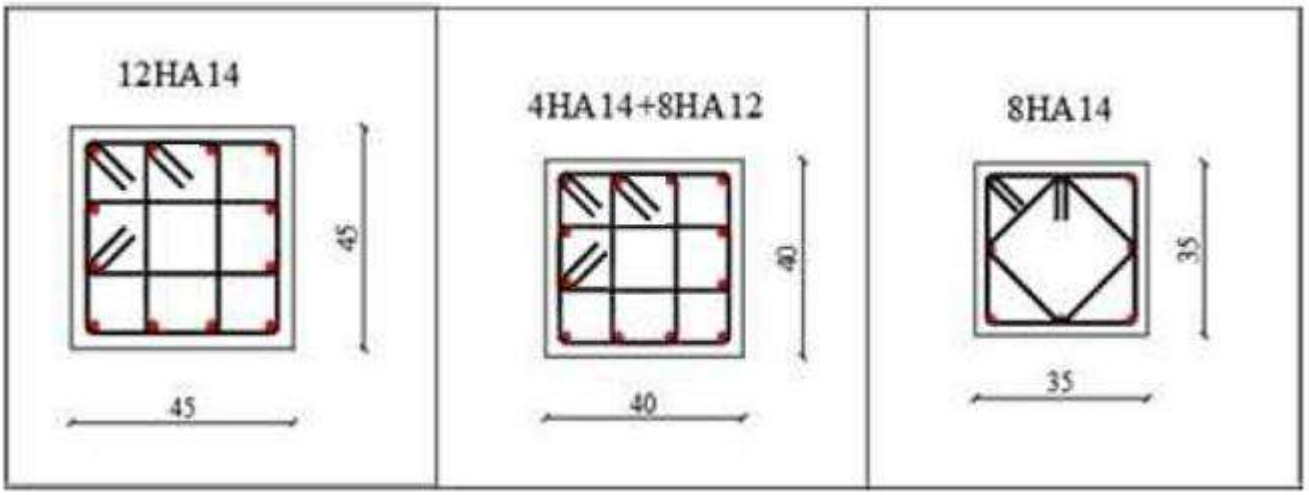


Fig. V.3.*ferraillages des Poteaux*

V4. Ferraillage des voiles :

V.4.1. Introduction :

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

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

V.4.2. Les voiles pleins :

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

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

V.4.3. Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.3.1. 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.

V.4.3.2. Les linteaux :

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

V.4.4. Recommandations des règlements :

V.4.4.1. 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.

✓ ***Armatures horizontales :***

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter 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 ≤ 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.4.4.2. Recommandations du [CBA93] :

✓ ***Armatures verticales :*** $0.1\% \geq \frac{Av}{a.b} \geq 5\%$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]***

$\frac{At\ x\ fe}{b\ x\ St} \geq 0.4\text{Mpa}$ ***[art A. 5. 1. 2. 2 CBA93]***

$\frac{At}{bo\ x\ St} \geq \frac{\tau u - 0.3\ K\ ft28}{\gamma s(0.9xfe[cos\ \alpha + sin\alpha])}$ ***[art A. 5. 1. 2. 3 CBA93]***

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

La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}$ avec $\tau b = \frac{v}{b.d} \Longrightarrow$ v = 1.4vu calculé

$\bar{\tau}$ =0.2fc28

V.4.4.3. 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
- ✓ $\varphi v, \varphi h \leq \frac{a}{10}$
- ✓ a : largeur de voile

V.4.5 Ferraillage des voiles pleins :

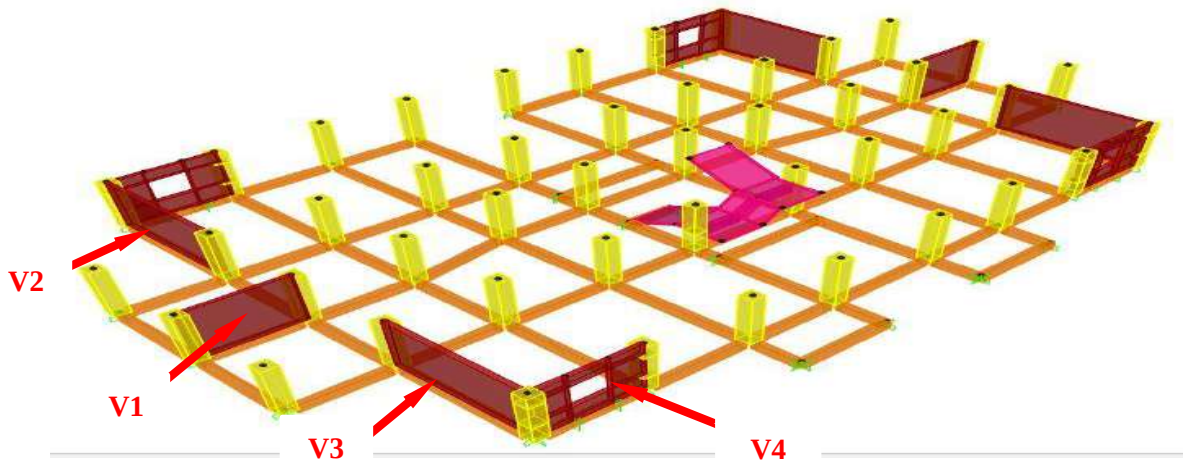


Fig.V.4. Numérotation des voiles.

V.4.5.1 Armatures verticales :

Tab. V.11. *Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins.*

	voile	S (cm2)	N (KN)	M (KN.m)	sit	As1 (cm2)	As2 (cm²)	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	Obs	St Cm	A_{adop} (ZN) AS1 et AS2 (cm²)	A_{adop} (ZC) (cm²)
RDC+1éretage	V_1	15x350	1019.84	2265.05	Acc	17.00	17.00	7.8	5.2	CV	15	12HA14=18.47	2x(18HA8) = 18.10
	V_2	15x520	1863.45	4064.48	Acc	23.80	23.80	11.7	7.8	CV	15	12HA14+4HA14 =24.63	2x(29HA8) = 29.15
	V_3	15x530	1564.21	6304.45	Acc	24.20	24.20	11.9	7.9	CV	15	12HA14+4HA14 =24.63	2x(30HA8) = 30.16
(2 +3) éme étage	V_1	15x350	751.69	1196.88	Acc	16.60	16.60	7.8	5.2	CV	15	12HA14=18.47	2x(18HA8) = 18.10
	V_2	15x520	1314.18	2652.20	Acc	23.40	23.40	11.7	7.8	CV	15	12HA14+4HA14 =24.63	2x(29HA8) = 29.15
	V_3	15x530	1103.28	2668.98	Acc	23.80	23.80	11.9	7.9	CV	15	12HA14+4HA14 =24.63	2x(30HA8) = 30.16
(4+5) ème étage	V_1	15x350	556.66	273.94	Acc	16.20	16.20	7.8	5.2	CV	15	12HA14=18.47	2x(18HA8) = 18.10
	V_2	15x520	1023.48	1147.75	Acc	23.00	23.00	11.7	7.8	CV	15	12HA14+4HA14 =24.63	2x(29HA8) = 29.15
	V_3	15x530	522.15	648.13	Acc	23.40	23.40	11.9	7.9	CV	15	12HA14+4HA14 =24.63	2x(30HA8) = 30.16

V.4.5.2. 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 Mser :

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

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

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable,

Donc :

$$\bar{\sigma}s = \min[2/3\ fe\ ; 110\sqrt{n.ftj}\ ] = 201.63\ MPa$$

Tab. V.12. *Vérification des armatures des voiles* ***à ELS.***

	voile	S (cm^2)	N (N)	M (KN.N)	As1 (cm^2)	As2 (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\bar{\sigma}_b$ Mpa	$\bar{\sigma}_s$ Mpa	Obs
RDC+1éretage	V_1	15x350	880.60	577.27	18.47	18.47	1.79	/	15	201.63	CV
	V_2	15x520	1048.01	278.15	24.63	24.63	1.12	/	15	201.63	CV
	V_3	15x540	991.04	578.92	24.63	24.63	1.26	/	15	201.63	CV
(2 +3) éme étage	V_1	15x350	633.03	1588.36	18.47	18.47	3.16	/	15	201.63	CV
	V_2	15x520	762.44	907.13	24.63	24.63	1.42	/	15	201.63	CV
	V_3	15x540	730.75	392.82	24.63	24.63	0.97	/	15	201.63	CV
(4+5) ème étage	V_1	15x350	465.87	268.61	18.47	18.47	1.09	/	15	201.63	CV
	V_2	15x520	526.77	-98.47	24.63	24.63	0.61	/	15	201.63	CV
	V_3	15x540	501.56	663.67	24.63	24.63	1.04	/	15	201.63	CV

V.4.5.3. Calcul des armateurs horizontaux.

Tab. V.13.*Calcul des armateurs horizontaux.*

	voile	e (cm)	h(m)	V_u (KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Obs	S_t (Cm)	A_{adop} (Cm^2)
RDC--5ème étage	V_1	15	2.71	38.80	0.1	5	Vérifiée	15	2x (17HA12) = 38.45
	V_2	15	2.66	109.66	0.28	5	Vérifiée	15	2x (17HA12) = 38.45
	V_3	15	2.66	94.68	0.24	5	Vérifiée	15	2x (17HA12) = 38.45

V.4.6 Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.6.1. Les trumeaux.

V.4.6.1.1. Armatures verticales.

Tab. V.14. *Calcul des armatures verticales.*

	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	sit	As1 (cm^2)	As2 (cm^2)	St (Cm)	A_{adop} (ZN)	A_{adop} (ZC)
RDC+1ér etage	V_4	(15x122.5)	2727.34	546.63	Acc	6.70	6.70	15	12HA14 = 18.47	2x (7HA8) =7.04
(2+3)éme étage	V_4	(15x122.5)	1526.99	462.67	Acc	6.50	6.50	15	4HA14 + 8HA12 = 15.21	2x (7HA8) =7.04
(4+5)éme étage	V_4	(15x122.5)	697.63	76.30	Acc	6.30	6.30	15	8HA14 = 12.32	2x (7HA8) =7.04

V.4.6.1.2. 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 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 :**

$\bar{\sigma}s = \min[2/3\ fe\ ; 110\sqrt{n.ftj}\ ] = 201.63$ MPa

***Tab. V.15**. Vérification des armatures des trumeaux.*

	voile	S (cm^2)	N (N)	M (KN.N)	As1 (cm^2)	As2 (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	Obs
RDC+ 1ér	V_4	(15x122.5)	488.67	-162.94	18.47	18.47	1.69	21.96	15	201.63	CV
(2+3) émé	V_4	(15x122.5)	294.67	-13.52	15.21	15.21	0.92	/	15	201.63	CV
(4+5) éme	V_4	(15x122.5)	220.28	-43.61	12.32	12.32	0.99	0.71	15	201.63	CV

V.4.6.1.3. Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux :

***Tab. V.16**. Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux*

	voile	e (cm)	h(m)	V_u (KN)	τ_u(Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	Obs	S_t (Cm)	A_{adop} (Cm^2)
(RDC– 3) éme	V_4	15	2.71	-37.11	0.09	5	Vérifiée	15	2 x (17HA12) =38.45
(4+5) éme	V4	15	2.71	-50.46	0.12	5	Vérifiée	15	2 x (17HA10) =26.70

V.4.6.1.4. Calcul des armateurs transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré (**RPA Art.7.7.4.3**), dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

Autre recommandations : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40\emptyset_{max}$ en zone III.

V.4.6.2. Les linteaux :

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

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

V.4.6.2.1. *Ferraillage des linteaux :*

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$\tau_b \leq 0.06 f_{c2}$: Linteau soumis à la Flexion simple ***[Art 7.7.3.1RPA99v2003]***

$\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$: Linteau soumis à la Traction / compression ***[Art 7.7.3.2 RPA99v2003]***

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

V.4.6.2.2. *Ferraillage des linteaux en flexion simple :* $(\tau_b \leq 0.06 f_{c28})$:

On devra disposer :

a) Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4 M_u$$

b) Aciers transversaux :

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

Linteau long :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\bar{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4 V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$$

$$V = \min(V_1 ; V_2)$$

$$V_2 = 2 * V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec Mci $et M$cj moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée $l$ij et calculés par : Mc = Vl $* f$e $* Z$

V.4.6.2.3. *Ferraillage des linteaux en Traction / Compression* ($\tau b \geq 0.06 f c28$) :

- **Aciers diagonales** :

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction)

Suivant l'axe moyen des armatures diagonales *A*D à disposer obligatoirement.

- **Ferraillage minimal : [RPA2003 Art 7.7.3.3]**

a) Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \ (b * h)$$

b) Armatures transversales :

$$Pour : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \ b * s$$

$$Pour : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \ b * s$$

s : Espacement entre les cadres

c) Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tab. V.17. *Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (**V4**)*

Niveau	*Voile*	*e (cm)*	*H (cm)*	*L (cm)*	*Vu (KN)*	*M (kn.m)*	τ_b	$0.06 f_{c28}$	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC	V_4	*15*	*166*	*120*	*574.41*	*334.97*	*3.59*	1.5	***Traction/compression***
1ér	V_4	*15*	*166*	*120*	*541.40*	*311.16*	*3.38*	1.5	***Traction/compression***
2éme	V_4	*15*	*166*	*120*	*468.22*	*287.27*	*2.93*	1.5	***Traction/compression***
3éme	V_4	*15*	*166*	*120*	*352.17*	*203.01*	*2.20*	1.5	***Traction/compression***
4éme	V_4	*15*	*166*	*120*	*219.94*	*131.89*	*1.37*	1.5	***Flexion simple***
5éme	V_4	*15*	*66*	*120*	*54.94*	*32.27*	*0.86*	1.5	***Flexion simple***

Tab. V.18. *Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (**V4**).*

Niv	$A_{calculé}$ (cm)²					A_{choisi} (cm)²			
	AD	AI	At	AC	Sp	AD	AL	At	AC
RDC	8.73	3.74	0.56	4.98	15	2 x (4HA12) = 9.05	(4HA12) = 4.52	2 x (8HA10) =12.57	2 x (9HA12) = 20.36
1ér	8.23	3.74	0.56	4.98	15	2x(4HA12) = 9.05	(4HA12) = 4.52	2 x (8HA10) =12.57	2 x (9HA12) = 20.36
2éme	7.12	3.74	0.56	4.98	15	2x(4HA12) = 9.05)	(4HA12) = 4.52	2 x (8HA10) =12.57	2 x (9HA12) = 20.36
3éme	5.36	3.74	0.56	4.98	15	2x(4HA12) = 9.05/	(4HA12) = 4.52	2 x (8HA10) =12.57	2 x (9HA12) = 20.36
4éme	/	2.87	1.58	4.98	15	/	(4HA10) = 3.14	2 x (8HA10) =12.57	2 x (9HA10) = 14.14
5éme	/	1.85	1.58	1.98	15	/	(4HA10) = 3.14	2 x (8HA10) =12.57	2 x (3HA10) = 4.71

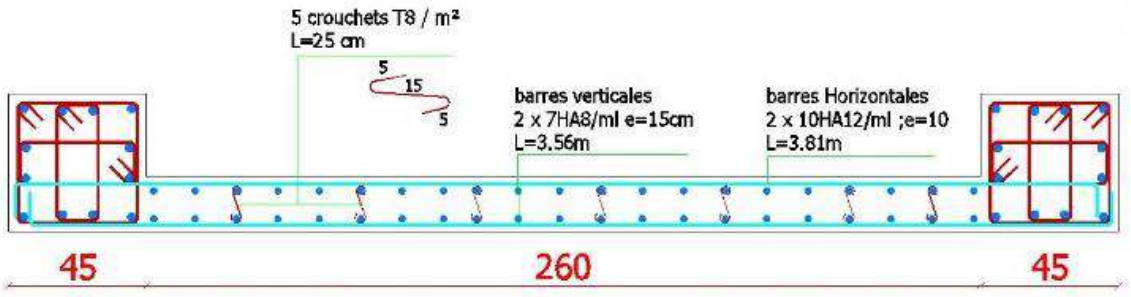


Fig.V.5. *Ferraillage des voiles pleins*

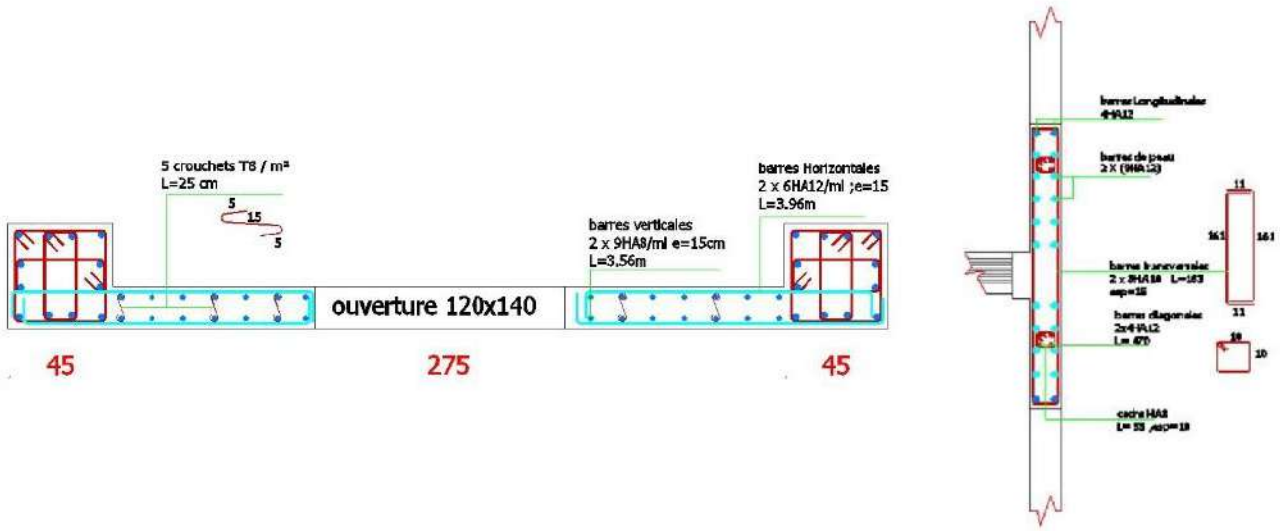


Fig. V.6. *Ferraillage des voiles avec ouverture.*

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

VI. 1 Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types des fondations :

- ✓ Fondation superficielle :
  - ➢ Semelle isolée.
  - ➢ Semelle filante.
  - ➢ Radier général.
- ✓ Fondation profonde (semelle sous pieux).

VI.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ L'exigence économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VI.3Etude préliminaire du choix de type de semelle :

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de ***1.5 bar***

Pour un profondeur d'ancrage de ***2m*** par rapport au niveau de RDC (+0.00).

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.4 Choix de la fondation :

VI.4.1 Semelle isolé :

VI.4.1.1 Dimensionnement des semelles isolées ***(à l'ELS).***

$$S = A.B = \frac{Nser}{\sigma sol} \quad ; \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = \frac{a}{b}.B \quad ; \quad B = \sqrt{\frac{Nser.b}{\sigma sol.a}} \quad ; \quad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

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

Semelle	N_{ser} (KN)	σ_{sol} (MPa)	A (m)	B (m)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	H (Cm)	H_{adop} (Cm)
S-i-1	500.73	0.15	1.83	1.83	2.10	2.10	44.25	45
S-i-2	757.82	0.15	2.25	2.25	2.60	2.60	56.75	60
S-i-3	941.68	0.15	2.51	2.51	2.90	2.90	64.25	65

VI.4.1.2. Vérification des contraintes sous la semelle (à l'ELS) :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{Amorce\ pt}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Tab.VI.2 : *Vérification des contraintes sous la semelle isolées* ***à l'ELS.***

N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblé}$ (KN)	$P_{Amorce\ pt}$ (KN)	σ_{cal} (MPA)	σ_{sol} (MPA)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
500.73	49.61	55.54	6.08	0.13	0.15	**Vérifiée**
757.82	101.40	82.51	5.32	0.14	0.15	**Vérifiée**
941.38	136.66	102.04	5.06	0.14	0.15	**Vérifiée**

VI.4.1.3. Vérification de l'interférence entre deux semelles :

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

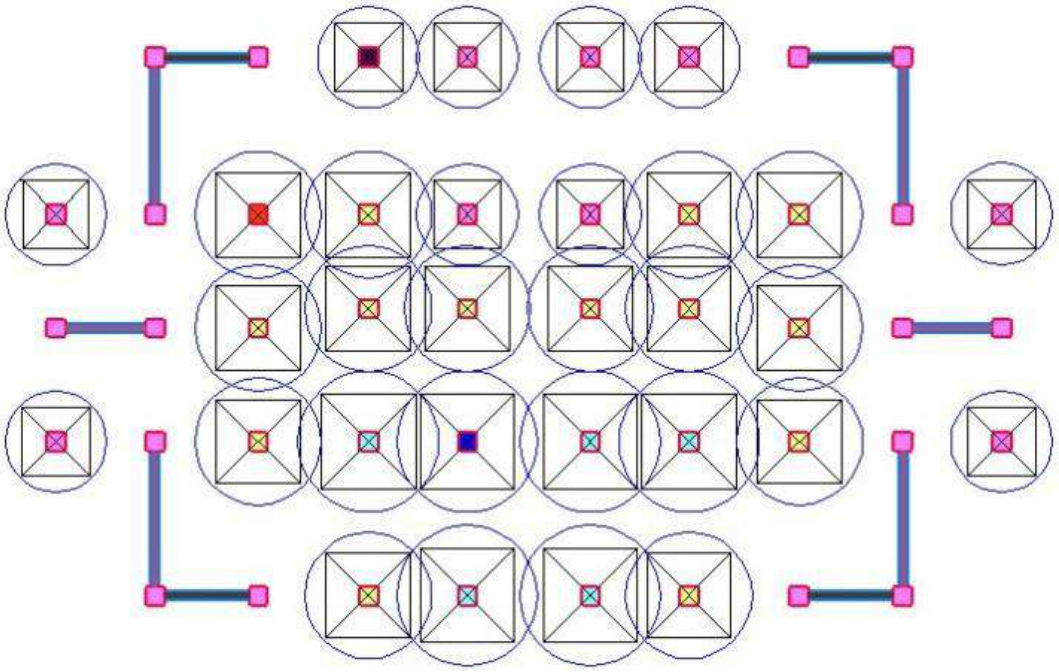


Fig.VI.1 les bulles de chevauchement entre les semelles isolées.

Remarque : On doit passer aux semelles filantes parce qu'on a eu un chevauchement entre Les semelles isolées.

VI.4.2 Semelle Filante:

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles filantes (à l'ELS) :

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma sol]\,; \quad \sigma = \frac{\Sigma Nser}{S} \quad \Longrightarrow \quad \frac{\Sigma \text{Nser}}{L.B} \leq [\sigma sol] \quad \Longrightarrow \quad B \geq \frac{\Sigma \text{Nser}}{L.[\sigma sol]}\,; \quad h \geq \frac{B-b}{4} + \text{c}$$

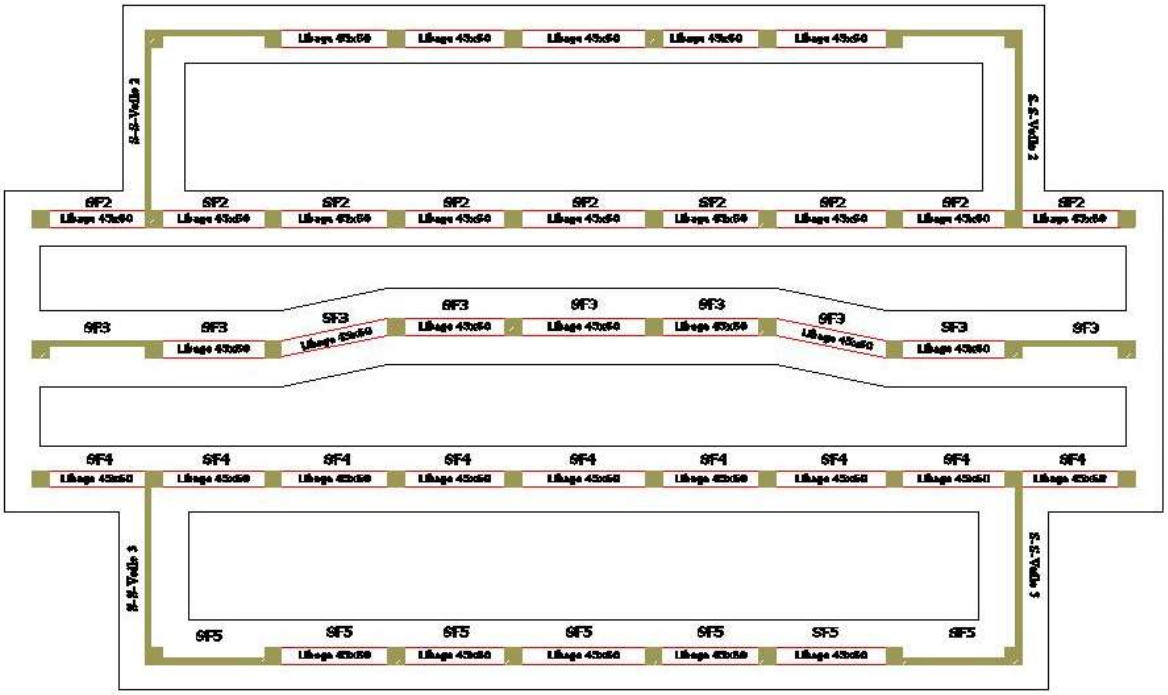


Fig.VI.2 Disposition des semelles filante.

Tab. VI.3. *Dimensionnement des semelles filantes :*

Semelle	Nser(KN)	σ_{sol} (MPA)	B(m)	B_{adop} (m)	L (m)	H(Cm)	H_{adop}(Cm)
S-f1	2625.24	0.15	1.02	1.40	23.10	26.75	50
S-f2	5116.59		1.17	1.60	29.20	31.75	50
S-f3	5527.96		1.66	2.2	29.20	46.75	50
S-f4	6272.86		1.43	1.90	29.20	39.25	50
S-f5	4248.82		1.51	2.00	23.10	41.75	50
S-S-Voile 2	992.96		1.36	1.80	4.85	44.25	50
S-S-Voile 3	1051.28		1.48	2.00	4.75	49.25	50

VI.4.2.2. Vérification de poinçonnement de la Semelle filante: ***[CBA91Art A.5.2.4.2]***

$F_{ELU} < F_{Limite} = 0.045 \,.\, h \,.\, Uc \,.\, f_{c28}/\gamma_b$ avec $U_C = [(a+b)+2h].2$

Tab. VI.4. *Vérification de poinçonnement sur les semelles filantes*

Semelle	$F_{(ELU)}$(KN)	Uc(m)	F limite(KN)	$F_{ELU} < F_{Limite}$
S-f1	154.41	3	675	**CV**
S-f2	301.87	3.2	840	**CV**
S-f3	326.32	3.8	1425	**CV**
S-f4	370.67	3.4	1020	**CV**
S-f5	249.96	3.6	1215	**CV**

$\Longrightarrow$ pas Risque de poinçonnement sur les semelles .

VI.4.2.3. Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Tab.VI.5 : *Vérification du chevauchement*

Semelle	A (m)	A' (m)	$\frac{1.5(A+A')}{2}$	L (m)	$L > \frac{1.5(A+A')}{2}$
Entre S-f1 et S-f2	1.40	1.60	2.25	4.85	***vérifiée***
Entre S-f2 et S-f3	1.60	2.2	2.85	3.50	***vérifiée***
Entre S-f3 et S-f4	2.2	1.90	3.07	3.50	***vérifiée***
Entre S-f4 et S-f5	1.90	2.00	2.93	4.75	***vérifiée***

VI.4.3. Dimensionnement de la poutre de libage :

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

$$Lmax \leq \frac{\pi}{2} \quad ;: hp \geq \sqrt[3]{\frac{48l^4K}{\pi^4.E}} \quad ; le = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Tab.VI.6 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage.

Elément	B(m)	L_{max}(m)	hp $_{calculé}$ (cm)	hp $_{adopté}$ (cm)
Poutre de libage	***0.45***	*3.80*	*51*	***60***

VI.4.3.1. Vérification de poinçonnement de la poutre de libage: [CBA91 Art A.5.2.4.2]

$F_{ELU} < F_{Limite}$

$F_{Limite} = 0.045 \,.\, h \,.Uc\, fc28 /\gamma b.$

UC =$[(a + b) + 2h].2$ = 4.2m.

F_{ELU} =335.68 KN < F_{Limite} =***1890***KN.

=> *Pas de poinçonnement dans la Poutre de Libage.*

Donc : La section de la poutre de libage : ***45x60 cm***

VI.4.3.2. Vérification des contraintes sous la semelle *(à l'ELS) :*

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{\Sigma \text{Nser} + \text{Premblais} + \text{Psemelle} + \text{Pp libage}}{S\ semelle} \leq [\sigma \text{sol}]$$

Tab.VI.7: *Vérification des contraintes sous la semelle.*

Semelle	*L (m)*	*B(m)*	*H(Cm)*	*N (KN)*	*σ(Mpa)*	σ_{sol}*(Mpa)*	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
S-f1	23.10	1.40	50	2625.24	0.14	0.15	**CV**
S-f2	29.20	1.60	50	5116.59	0.14	0.15	**CV**
S-f3	29.20	2.2	50	5527.96	0.14	0.15	**CV**
S-f4	29.20	1.90	50	6272.86	0.14	0.15	**CV**
S-f5	23.10	2.00	50	4248.82	0.14	0.15	**CV**
S-S-Voile 2	4.85	1.80	50	992.96	0.14	0.15	**CV**
S-S-Voile 3	4.75	2.00	50	1051.28	0.14	0.15	**CV**

VI.5. Ferraillage de semelle filante :

On a deux cas des semelles filantes :

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

VI.5.1. Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

- ✓ La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.
- ✓ Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale.
- ✓ La dimension longitudinale A sera 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 :

$$Ab = Pu\,.(1 + \frac{3eo}{B})(\frac{B-b}{8.db.\sigma s})$$

$$Arep = \frac{Ab}{4}B$$

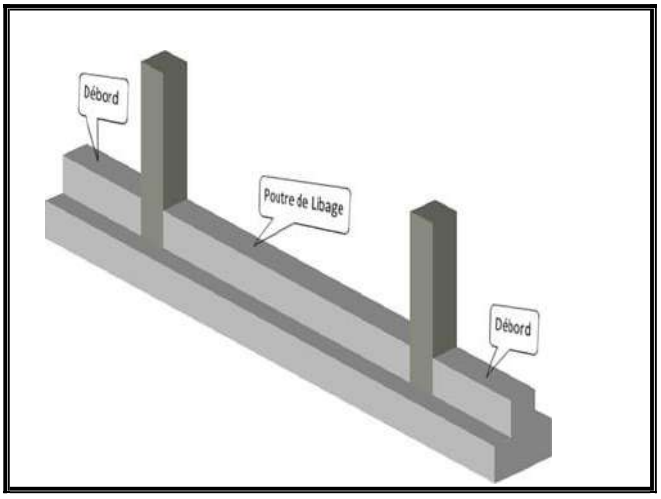


Fig.VI.3. *Schémas d'une semelle filante sous poteaux.*

VI.5.1.1. Vérification de la stabilité au renversement : [Art 10.1.1 RPA99V2003]

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Tab.VI.8. Vérification de stabilité au renversement.

Semelle	Nu/ml (KN/ml)	Mu/ml (KN.m)	B(m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{4}(cm)$	$e_0 < \frac{B}{4}$
S-f3	1295.04	22.34	2.2	1.72	55	CV

$\Longrightarrow$ Pas de risque de renversement

VI.5.1.2. Vérification l'excentricité des semelles filantes sous des poteaux :

Tab.VI.9. Vérification de l'excentricité

Semelle	Nu/ml (KN/ml)	Mu (KN.m)	B(m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)$	$\frac{B}{18}(cm)$	$e_0 < \frac{B}{18}$
S-f3	1295.04	22.34	2.2	1.72	12.22	CV

Donc : Le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelles.

VI.5.1.3. Ferraillage des semelles :

VI.5.1.3.1 Armatures principales:

Tab.VI.10. Ferraillage des armatures principales

Semelle	N_u(KN/ml)	B(m)	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	$A_{choisie}/ml(cm^2)$	St (cm)
S-f3	1295.04	2.2	17.54	17HA12=19.23	8HA12=10.18	10

VI.5.1.3.2 Armature de repartions :

❖ **Semelle S-f3**

$$Arép = \frac{Ab(cm).B(m)}{4} = 4.80cm^2$$ **on choisir At = 7HA12 = 7.92cm**

de 15cm d'espacement

VI .5.2. Semelle filante (continue) sous un voile :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle a B.

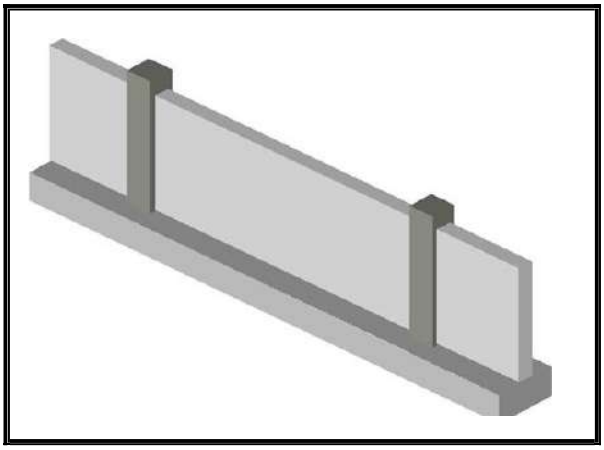


Fig.VI.4. *Schémas d'une semelle filante mur et poteaux*

VI .5.2.1. Vérification de la stabilité au renversement : [Art 10.1.1RPA99V2003]

Tab.VI.11. *Vérification de la stabilité au renversement.*

Semelle	Nu/ml (KN/ml)	Mu (KN.m)	B(m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)$	$\frac{B}{4}(cm)$	$e_0 < \frac{B}{4}$
S-S-Voile 3	1431.39	-61.41	2.0	-4.29	50	CV

⟹Pas de risque de renversement

VI.5.2.2. Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile :

Tab.VI.12. *Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un voile*

Semelle	B(m)	Nu/ml (KN/ml)	Mu/ml (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)$	$\frac{B}{6}(cm)$	$e_0 < \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}(cm)$	$e_0 < \frac{B}{18}$
S-S-Voile 3	2.0	1431.39	-61.41	- 4.29	33.33	Diagramme trapézoïdale	11.11	CV

Donc : Le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelles avec répartition trapézoïdale.

VI .5.2.3. Ferraillage des semelles :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1 m de largeur par la méthode de bielles à l'ELU

VI.5.2.3.1. Armatures principales :

Tab.VI.13. *Armature principale des semelles filantes*

Semelle	N_u (KN/ml)	Mu (KN.m)	e_0 (cm)	B (m)	$A_{calculie}$ (cm^2)	St (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)/ml
S-S-Voile 3	1431.39	-61.41	- 4.29	2.00	21.82	10	20HA12 = 22.62	10HA12=11.31

VI .5.2.3.2. Armature de repartions :

❖ ***Semelle S-S-Voile 3:***

$$Arép = \frac{Aa(cm).B(m)}{4} = 5.66\ cm^2$$ ***on choisir At = 7HA12 = 7.92cm***

de 15cm d'espacement

VI.5.3. Ferraillage de la 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 : $q = \frac{\Sigma N}{L}$ 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 :

$$Felu = \frac{\Sigma Nu + 1.35x(Premblai + Psemelle + Pplibage)}{Splibage = BxL} xB$$

$$Fels = \frac{\Sigma Nser + (Premblai + Psemelle + Pplibage)}{Splibage = BxL} xB$$

VI.5.3.1. Détermination des valeurs de (F) de la poutre de libage

Tab.VI.14: *valeurs de (F) pour la poutre de libage* ***(ELS et ELU)***

Semelle	ELU	ELS	P semelle (KN)	P remblai (KN)	$P_{Plibage}$ (KN)	L (m)	Fu (KN/m)	F ser (KN/m
	$\sum N\ (KN)$	$\sum N\ (KN)$						
S-f4	8599.48	6272.86	693.50	/	197.10	29.2	335.68	245.32

VI.5.3.2 . Valeurs de (M et T) pour la poutre de libage (ELS et ELU).

Tab.VI.15 : *Valeurs de* ***(M et T)*** *pour la poutre de libage* ***(ELS et ELU).***

Poutre de libage	ELU			ELS	
	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	T (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
S-f4	-255.08	219.75	562.09	-186.42	160.59

Remarque : La poutre de libage travaille en flexion simple à l'ELU :

VI.5.3.3. Ferraillage s de la poutre de libage

VI.5.3.3.1. Armatures longitudinales :

Tab.VI.16 : *l'armature longitudinale de la poutre de libage* **à L'ELU**

Semelle		Mu (KN.m)	A calculée (cm^2)	A' calculée (cm^2)	A choisie (cm^2)
S-f4	Travée	219.75	11.74	0	5HA16+1chHA16=12.06
	Appui	-255.08	0	13.77	5HA16+2chHA16=14.07

VI.5.3.3.2. Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 60cm 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. A_p=3 x 1.2 = ***3.6cm²,***

Donc : On adopte ***4HA12=4.52 cm²***

VI.5.3.3.3 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 : $\tau u = \frac{Tu}{b.d}$

Tab.VI.17. *L'armature transversale de la poutre de libage.*

				CBA93		RPA99v2003			S_t adopté		
Elément	T (KN)	τ_u (Map)	$\overline{\tau u}$ (Map)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_{zn} (cm)	S_{zc} (cm)	A_t (cm^2)	S_{zn} (cm)	S_{zc} (cm)	$A_{t\ choisi}$ (cm^2)
S-f4	562.09	2.17	2.5	40	2.00	17.5	35	2.25	10	15	4HA8=2.01

VI.5.3.3.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

✓ Pour une fissuration préjudiciable :

✓ [σb]= 15Mpa ; [σs]= 201.63Mpa.

Tab.VI.18 : *Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.*

Semelle	Position	Mser (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ'_s (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma'_s}$ (Mpa)
S-f4	Travée	160.59	12.06	12.06	6.23	201.63	75.18	15	201.63
	Appui	-186.42	10.05	14.07	7.12	201.63	87.83	15	201.63

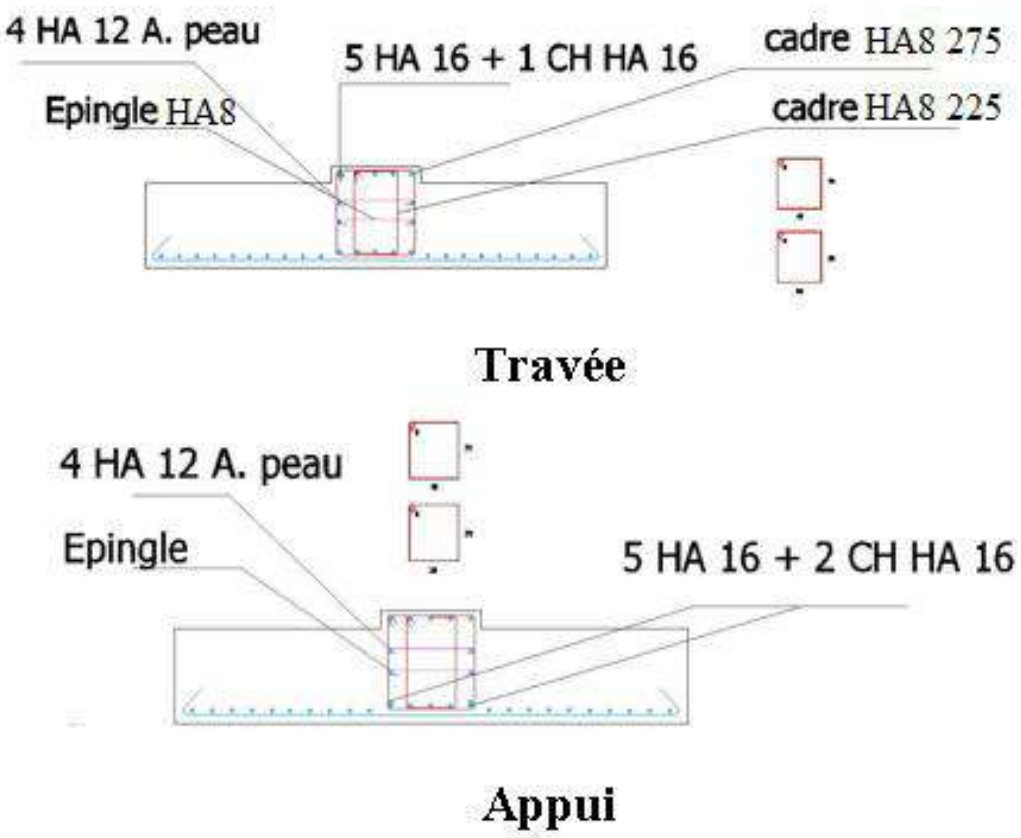


Fig. VI.5. *Ferraillage de poutre de libage et semelle.*

VI.6. Ferraillage des longrines *[Art 10.1.1 RPA99v2003] :*

- 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.
- 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 :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

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 cm²

α *=10* ***(zone III, S3)***

VI.6.1. *Armatures longitudinales à l'ELU :*

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

α =10 $A = \frac{F}{\overline{\sigma s}}$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcule du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivant :

Tab.VI.19 : *Ferraillage longitudinal des longrines*

Section ***(cm²)***	***N_u*** ***(KN)***	***F*** ***(KN)***	***$A_{calculée}$*** ***(cm²)***	***$A_{choisie}$*** ***(cm²)***	***A_{Min} CBA*** ***(cm²)***	***A_{Min} RPA*** ***(cm²)***	***Vérification***
30x30	*1295.04*	*129.51*	*3.72*	***6HA12=6.79***	*1.40*	*6.3*	***CV***

VI.6.2. 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 :

Tab.VI.20 *: Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.*

$B(cm^2)$	T (KN)	τ_u (Map)	$\overline{\tau u}$ (Map)	$\tau_u \leq \overline{\tau u}$	S (cm)	$A_{t\ choisi}$ (cm^2)
30x30	28.86	0.35	2.5	CV	15	2HA8=1.01

VI.6.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

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

Acier :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

Donc :

$$\sigma S = \frac{F}{Achoisi}$$

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma}_s \leq \overline{\sigma}_s$

Tab.VI.21 : *Vérification de contrainte des longrines* ***à l'ELS***

$B\ (cm^2)$	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}\ (cm^2)$	σ_s Mpa	$\bar{\sigma}$Mpa	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$
30x30	941.68	94.17	6HA12=6.79	138.69	201.63	Vérifiée

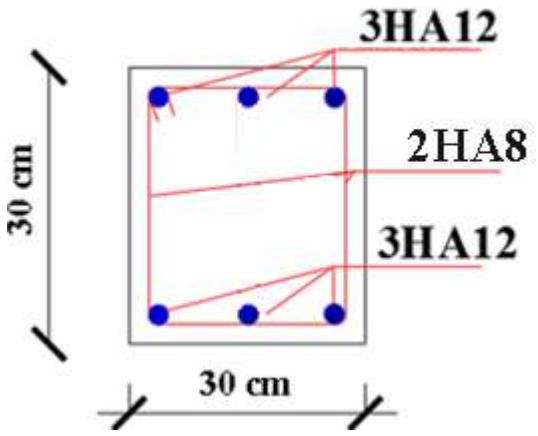


Fig. *VI.6*. *Ferraillage des longrines.*

CONCLUSION GENERALE

Le parcours Génie civil, spécialité structures de notre université nous a permis d'acquérir les connaissances scientifiques, techniques, et économiques nécessaires pour qu'on puisse prendre en charge et diriger les études de conception, dimensionnement, et d'exécution des divers ouvrages de type cité en s'appuyant sur les nouvelles réglementations techniques.

Ce projet constitue une synthèse d'un ensemble de connaissances acquises durant les cinq années de formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

Le projet nous a permis aussi de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est dû à la forme irrégulière en plan du bâtiment.

Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont étés essayées, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA, la variante retenue a donné des résultats acceptables en terme de période, déplacements et efforts.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

REFERANCES BIBLIOGRAPHIQUES

DOCUMENTS TECHNIQUES REGLEMENTAIRES :

- [1] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**) :

  D.T.RB.C.2.41

- [2] Règlements Parasismiques Algériennes (**RPA99 version 2003**) :

  D.T.R-B.C.2.48

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

- [4] Règle de conception de calcul des parois et murs en béton banche :

  D.T.R.-B.C.-2.42

MANUELS TECHNIQUES :

- [5] Béton armé aux états limites BAEL 91

- [6] Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI

LOGICIELS :

- SAP2000 version 20
- Robot EXPERT 2010
- AutoCAD 2014
- Microsoft office 2016