REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

THEME:
ETUDE ET CONCEPTION D'UN BATIMENT (SOUS-SOL+ENTRE-SOL+RDC+9ETAGES) A USAGE MULTIPLE.

Présenté par :

Mr.HADJERSI Hocine

Mr.ADAIKA Imad

Mme.BELHOCINE Ratiba

Proposé et Dirigé par :

Dr.KHELLADI Mohammed

Promotion Septembre 2020

Remerciements

*Nous remercions **ALLAH** qui nous a donné la force et la patience*

Pour terminer ce travail.

Nos sincères remerciements:

A notre promoteur Dr. KHELLADI Mohamed qui m'a accompagné tout au long de cette expérience avec beaucoup de patience et de pédagogie et leurs dévouement

Nous tenons à remercier aussi toute personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail notamment : tous mes chers amis et mes collègues

Nous ne saurons pas oublier de remercier les honorables membres du jury qui nous ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail

En fin, nous remercions chaleureusement la famille pour le sacrifice et le soutiens tout

au long du parcours.

Dédicaces

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 coeur, " ma mère (hayet bakhti) ".

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 oncle(bakhti hichem) et mon père ".

Á mes frère ,Á mes chères sœurs

et toute la famille Hadjersi et bakhti

Á mes chers amis mouadh guesmia, fethi chikhaoui , chahrazed allaoui et hamza zerkani et à tous mes amis.

Á mon Trinôme imed, ratiba et toute la

promotion 2020

HOCINE

Dédicaces

À ma très chère mère

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

À mon très cher père

Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager. Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

Àmes très chers frères

À mes chère sœur

Puisse Dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout réussite

Àtous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

IMAD

Dédicaces

À ma très chère mère

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

À mon très cher père

Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager. Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

Àmes très chers frères

À mes chère sœur

Puisse Dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout réussite

Àtous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

RATIBA

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة بناية من الخرسانة المسلحة متكونة من (طابقين تحت الارض+ طابق ارضي+9 طوابق) تقع في ولاية الجزائر التي تعتبر ذات نشاط زلزالي قوي ونضمن مقاومة البناية لكل الحمولات الافقية و العمودية بواسطة نظام العارضات و الاعمدة+ جدران من الاسمنت المسلح

قياس الابعاد وتسليح و تسليح مختلف العناصر الاساسية مصممة طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA2003.CBA93)

الدراسة الديناميكية انجزت بواسطة برنامج تحليل الهياكل (SAP2000 version 20)

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé, constituée de 2Sous- sols +RDC + 9étages.

Ce bâtiment se situe à, wilaya d'Alger qui fait partie de la zone de forte sismicité.

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 20).

Abstract

The aim of this work is the study of a reinforced concrete structure, consisting of 2 Basements + Ground floor +9 floors

This building is located in the wilaya of Algiers which is part of the zone of high seismicity.

It is a structure braced by porticoes and sails, its design is made in accordance with the Algerian Earthquake Regulations (RPA2003) and the reinforced concrete codes (CBA 93).

The dynamic study was performed using the structural analysis software (SAP2000 version 20).

Sommaire

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction……..……1
I.2. Présentation de l'ouvrage 1
I.3. Caractéristiques géométriques……..1
I.3.1. Dimensions en élévation……...1
I.3.2. Dimensions en plan……...1
I.4. Conception parasismique……..1
I.4.1. Classification de la zone ……...1
I.4.2. Classification du sol ……....2
I.4.3. Classification de l'ouvrage……2
I.4.3.1 Selon leur importance……..……2
I.4.3.2. Selon leur configuration……...……..2
I.4.3.2.1. Régularité en plan……...… 2
I.4.3.2.2. Régularité en élévation…….. .2
I.4.4. Classification du système de contreventement…….2
I.5. Eléments de l'ouvrage……..2
I.5.1. Planchers……2
I.5.2. Maçonnerie……2
I.5.3. Escaliers…….…2
I.5.4. Loggias…….…3
I.5.5. Acrotère…….…3
I.6. Caracteristiques des matériaux…….…3
I.6.1.Béton……..3
I.6.2.Acier……...…3
I.6.1. Sol……..3

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

II.1.INTRODUCTION……...4
II.2.PLANCHERS……..4
II.2.1.Pré dimensionnement…….....4
II.2.1.1.Plancher à corps creux……4
II.2.1.2.Plancher en dalle pleine……..4
II.2.2.Évaluation des charges……..4
II.2.2.1.Charges permanentes……4
II.2.2.1.1.Maçonnerie……..4
II.2.2.1.2.Plancher de terrasse……5

II.2.2.1.3. Plancher de sous-sol……...…5
II.3. Poutres…….7
II.4. Poteaux……8
II.4.1. Etapes de pré dimensionnement…….....…8
II.4.2. Calcul de l'effort normal limite…….……...9
II.4.3. Choix du poteau le plus sollicité……..9
II.4.4.Calcul des charges revenant aux poteaux……...….10
II.4.4.1.Charges permanentes……10
II.4.4.2. Charges d'exploitations……...10
II.4.5. Calcul de l'effort normal ultime……11
II.4.6. Vérification des conditions……12
II.4.6.1. Pour les poteaux…….....12
II.4.6.2. Pour les poutres…….....13
II.5. LONGRINES…….…….....13
II.6. VOILES ……...13
II.6.1. PREDIMENSINNEMENT……....13
II.7. CONCLUSION……15

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

III.1. ACROTÈRE ……16
III.1.1. Introduction…….. 16
III.1.2. Evaluation des charges……16
III.1.3.Détermination des efforts ……....16
III.1.3. Ferraillage (à l'ELU) ……..16
III.1.4.1.Données ……...……17
III.1.4.2. Armatures ……17
III.1.5. Espacement ……17
III.1.6. Vérifications……17
III.1.7. Schéma de ferraillage ……17
III.2. ESCALIERS ……17
III.2.1. Introduction ……....18
III.2.2. Dimensionnement ……...19
III.2.3. Evaluation des charges……19
III.2.3.1. Paillasse…….…..19
III.2.3.2.Palier……...……..19
III.2.4. Détermination des efforts ……...……20
III.2.5. Ferraillage (à l'ELU)……...21
III.2.5.1. Données……21
III.2.5.2.1. Principales……..21
III.2.5.2.2. De répartition…….……21
III.2.6. Espacement ……..……21
III.2.7. Vérifications…….…..22
III.2.7.1. Des contraintes ……..…..22
III.2.7.2. De la flèche ……..…22

III.2.8. Schéma de ferraillage ……22.
III.3. planchers (poutrelles) :…….....…..23
III.3.1. introduction ……...……23
III.3.2. Dimensions.……23
III.3.3. Calcul ……...…23
III.3.3.1. Avant coulage……..……23
III.3.3.1.1. Evaluation des charges…….……23
III.3.3.1.2. Calcul des étaiements …….……24
III.3.3.2. Après coulage ……...….....24
III.3.3.2.1. Evaluation des charges…….……24
III.3.3.2.2. Détermination des efforts……..…….. 25
III.3.3.2.3. Ferraillage (à l'ELU)……...……26
III.3.3.2.4. Vérifications…….....…..26
III.3.4. Dalle de compression……...…...27
III.3.5. Schéma de ferraillage……..28
III.4. PLANCHERS (DALLE PLEINE)……28
III.4.1. Introduction ……28
III.4.2 Dalle reposant sur trois appuis…… 28
III.4.2.1. Evaluation des charges……28
III.4.2.2. Détermination des efforts…….....29
III.4.2.3. Ferraillage……30
III.4.2.3.1. Données……30
III.4.2.3.2. Armatures ……30
III.4.2.3.3. Espacement ……...31
III.4.2.4.Vérifications ……31
III.4.2.4.1. Des contraintes ……...……31
III.4.2.4.2. De la flèche ……..……31
III.4.3.Shémas de ferraillage ……..……31

CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION ……...32
IV.1.1. ÉTUDE DYNAMIQUE……....32
IV.1.2.ÉTUDE SISMIQUE……...…32
IV.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE ……33
IV.2.1. Centre de masse……33
IV.2.2. Centre de torsion……..33
IV.2.3. Excentricité……..……..34
IV.3. DISPOSITIONS DES VOILES ……..……36
IV.4. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL …….. 38
IV.4.1. Introduction ……38
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale ……..……39
IV.4.2.1. Principe de la méthode ……...39
IV.4.2.2. Modélisation……..……..39
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul ……..……..39

IV.4.2.4. Résultats de l'analyse dynamique ……..41
IV.5.Analyse modale ……41
IV.5.1.Comportement modal ……41
IV.5.2.Participation massique (dissipation d'énergie) ……..42
IV.5.3.Analyse statique et dynamique ……43
IV.5.3.1.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……43
IV.5.3.2.Vérification de la stabilité au renversement……..44
IV.5.3.3.Vérification des déplacements inter-étage ……...46
IV.5.3.4.Vérification de l'effet P-Δ……..48
IV.5.4.Vérification de cisaillement des éléments ……48
IV.5.4.1. Les poutres ……48
IV.5.4.2. Ies voiles ……49
IV.5.4.3. Les poteaux ……50
IV.5.4.3.1.Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux……..50
IV.6.Conclusion……..50

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANT

V.1 Introduction ……52
V.2 Ferraillage des poutres ……52
V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres ……52
V.2.1.1 Vérification des contraintes à l'ELS……...53
V.2.1.3Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC ……...54
V.2.2 Ferraillage transversal des poutres……54
V.3.Ferraillage des poteaux ……54
V.3.1 Armatures longitudinales……...56
V.3.1.1 Recommandations selon les règlements……56
V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage……..56
V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS……..57
V.3.2 Armatures transversales……58
V.4.1 Schèmas du ferraillage ……..59
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES ……60
V.4.1 Ferraillage des trumeaux ……..60
V.4.1.1Calcul d'armatures verticales ……60
V.4.1.2Vérification des contraintes à l'ELS…….....60
V.4.2 Ferraillage des linteaux …….....63
V.4.2.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple ……63
V.4.2.2 Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ……64

CHAPITRE VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.Introduction ……67
VI.2 .Types de fondations :……..67
VI.3. Caractéristiques du sol :……..67
VI.4. Choix du type de fondations ……..68
VI.4.1 Semelle isolée sous poteau ……..68
VI.4.1 .1.Dimensionnement initiales des semelles isolées ……69
VI.4.1 .2Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles ……69
VI.4.1.3 dimension finales des semelles isolèes ……70
VI.4.1.4Vèrification des contraintes sous la semelles ……...70
VI.4.1.5 Vérification de la stabilité au renversement ……70
VI.4.1.6 Vérification de poinçonnement ……70
VI.4.1.7 ferraillage des semelles isolèès ……70
VI.4.2 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux ……...71
VI.4.2.1 Les hypothèses de calcul……71
VI.4.2.3 Ferraillage de la semelle filante ……73
VI.4.2.3.1 vérification de poinçonnement……73
VI.4.2.4.Pré dimensionnement de Poutre de Libage……74
VI.4.3.calcule le ferraillage de Longrine……76
VI.4.3.1.Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC ……....77
VI.4.3.2.Vérification des contraintes normal à l'état limite de service……77
VI.4.3.3.Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement ……..77
VI.4.4 Calcul de voile périphérique ……78
VI.4.4.1Calcul de la poussée des terres ……..78
VI.4.4.2Vérification des contraintes à l'ELS ……79
VI.4.4.3Vérification au cisaillement à l'ELU …….....79
VI.5. Schèmas de voile périphérique ……79

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I :PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1.Caractéristiques du béton 3
Tableau I.2 Caractéristiques de l'acier 3
Tableau I.3.Caractéristiques du sol 3

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau II.1.Charge permanente du mur simple cloison et double cloison 5
Tableau II.2.Charge permanente du plancher d'étage courant (corps creux) et plancher terrasse 5
Tableau II.3.Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine) 6
Tableau II.4.Charge permanente du plancher d'étage courant (dalle pleine) 6
Tableau II.5.Charge permanente du plancher de sous-sol 6
Tableau II.6.Charge d'exploitation des différentes planchers 7
Tableau II.7.Pré dimensionnement des poutres 7
Tableau II.8.Calcul de l'effort normal limite 9
Tableau II.9. Calcul des charges permanentes 10
Tableau II.10.Calcul des charges d'exploitations 11
Tableau II.11.Calcul de l'effort normale ultime 12
Tableau II.12. Vérification des dimensions des poteaux 12
Tableau II.13. Vérification des dimensions des poutres 13
Tableau II.14.Résultats de pré dimensionnement des éléments 15

CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau III.1.Evaluation des charges 16
Tableau III.2. Détermination des efforts 16
Tableau III.3.Paramètres de calcul 17
Tableau III.4.Armatures verticales et horizontales 17
Tableau III.5.Espacement des armatures 17
Tableau III.6.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à 'l'ELU)
Tableau III.7. Dimensions de l'escalier 17
Tableau III.8.Pré dimensionnement de l'escalier 18
Tableau III.9.Evaluation des charges de la paillasse 20
Tableau III.10..Evaluation des charges du palier 20
Tableau III.11.Combinaisons des charges 21

Tableau III.12.Détermination des efforts 21
Tableau III.13..Paramètres de calcul..... 22
Tableau III.14.Armatures principales 22
Tableau III.15.Armatures de répartition.....22
Tableau III.16.Espacement des armatures.....23
Tableau III.17.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).....23
Tableau III.18.Vérification de la flèche (à l'ELS) 23
Tableau III.19.Dimensions de poutrelles 24
Tableau III.20.Evaluation des charges de poutrelles.....25
Tableau III.21.Détermination de nombre des étaiements.....25
Tableau III.22.Evaluation des charges 26
Tableau III.23.Combinaisons des charges.....26
Tableau III.24.Détermination des efforts 26
Tableau III.25.Armatures longitudinales (habitation)..... 27
Tableau III.26.Armatures longitudinales (commerce) 27
Tableau III.27.Armatures longitudinales (parking) 28
Tableau III.28.Armatures transversales 28
Tableau III.29.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).....28
Tableau III.30.Vérification de la flèche (à l'ELS) 29
Tableau III.31.Armatures de la dalle de compression……..29
Tableau III.32Evaluation des charges 31
Tableau III.33.Combinaisons des charges.....31
Tableau III.34.Travail externe 31
Tableau III.35.Travail interne.....32
Tableau III.36.Paramètres de calcul..... 32
Tableau III.37.Armatures suivant l'axe (X) 32
Tableau III.38. espacement des armatures ..... .33
Tableau III.39.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (àl'ELU).....33
Tableau III.40.Vérification de la flèche (à l'ELS) 33

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau VI.1Centre de masse et centre de torsion..... 34
Tableau VI.2 Excentricité suivant les deux directions 35
Tableau VI.3.Comportement des trois premiers modes disposition1 36
Tableau VI.4.Comportement des trois premiers modes disposition 2 37
Tableau VI.5.Comportement des trois premiers modes dispositions 3..... 37
Tableau VI.6. Comportement des trois premiers modes dispositions final.....38
Tableau VI.7. Distribution des sollicitations suivant X 40
Tableau VI.8.Distribution des sollicitations suivant Y 40

Tableau VI.9.Facteur de qualité……..41
Tableau VI.10 .Comportement des trois premiers modes……...…42
Tableau VI.11.Comportement des premiers modes…….……...43
Tableau VI.12.Les valeurs de la force sismique…….....44
Tableau VI.13. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…….....44
Tableau VI.14.Valeurs des moments de stabilité et de renversement.....45
Tableau VI.15.vérification de renversement……...46
Tableau VI.16.Vérification des déplacements inter-étage suivant X…….....47
Tableau VI.17.*Vérification des déplacements inter-étage suivant Y*……..47
Tableau VI.18.*Vérification de l'effet P-Δ*……48
Tableau VI.19.*Vérification de cisaillement des poutres*……49
Tableau VI.20.Vérification de cisaillement des voiles……..49
Tableau VI.21.*Vérification de l'effort normal réduit*……50
Tableau VI.22. Dimensions finales des éléments……..51

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANT

Tableau V.1 La section calculée d'armatures des poutres…….52
Tableau V.2 La section choisie d'armatures des poutres……...53
Tableau V.3 Vérification des contraintes des poutres à l'ELS……...53
Tableau V.4Vérification de section d'armatures……53
Tableau V.5.Vérification de la flèche…….54
Tableau V.6.Vérification des contraintes de cisaillemet…….54
Tableau V.7 La section d'armatures transversales……..55
Tableau V.8 La section d'armatures des poteaux……...57
Tableau V.9.Vérification des contraintes à l'ELS……...57
Tableau V.10 La section d'armatures transversales des poteaux……59
Tableau V.11 La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Nodale (SuivantY)…….60
Tableau V.12.La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Courant (Suivant Y)……...60
Tableau V.13.La section calculée d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y)……61
Tableau V.14 La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X)……61
Tableau V.15 La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Courant (Suivant X)……...62
Tableau V.16 La section calculée d'armatures horizontales des voiles Zone Courant (Suivant Y)……62
Tableau V.17.Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y)……63
Tableau V.18Vérification des contraintes des voiles (Suivant X)……..63
Tableau V.19Choix de la méthode de calcul……..65
Tableau V.20.La section d'armatures des linteaux (Suivant X)……65
Tableau V.21Choix de la méthode de calcul……..65
Tableau V.22La section d'armatures des linteaux (Suivant X)……..…66

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.1.Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.....69
Tableau VI.2 Dimensionnement finales des semelles isolées à l'ELS 70
Tableau VI.3.Vérification des contraintes sous la semelles 70
Tableau VI.4.Vérification de la stabilité au renversement 70
Tableau VI.5.ferraillage des semelles isolées..... 70
Tableau VI.6. Dimensionnement des semelles Filantes à l'ELS.....72
Tableau VI.7. Vérification de l'excentricité 73
Tableau VI.8.Ferraillage parallèle 73
Tableau VI.9. Parallèlement à l'axe de longitudinal..... 73
Tableau VI.10.vérification de poinçonnement 73
Tableau VI.11. Pré dimensionnement de Poutre de Libage 74
Tableau VI.12.vérification de poinçonnement 74
Tableau VI.13. Sollicitations des forces..... 74
Tableau VI.14. Détermination des sollicitations de la poutre de libage..... 74
Tableau VI.15. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU..... 74
Tableau VI.16. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS 75
Tableau VI.17. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage..... 75
Tableau VI.18. Coefficient α..... 77
Tableau VI.19 Vérification des contraintes normal 77
Tableau VI.20 Vérification des contraintes tangentielle 77
Tableau VI.21 La section d'armatures du voile périphérique 79
Tableau VI.22 Vérification des contraintes à l'ELS 80

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure II.1.Plancher a corps creux……..7
Figure II .2.La position du le poteau le plus sollicité……..9
Figure II.3 La surface du plancher supporté par le poteau le plus sollicité……..…10
Figure II.4 Pré dimensionnement des voiles……..14

CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure III.1.Dimensions de l'acrotère……..16
Figure III.2.Schéma statique de l'acrotère……...16
Figure III.3.Section de calcul ……16
Figure III.4. Schéma de ferraillage de l'acrotère……17
Figure III.5.Schéma du Escalier……...18
Figure III.6.Schéma du volée à étudier……18
Figure III.7.Distribution des charges à l'ELU…….……20
Figure III.8.Distribution des charges à l'ELS…….……..20
Figure III.9.Diagramme retenu des moments à l'ELU …….……20
Figure III.10.Diagramme retenu des moments à l'ELS……20
Figure III.11.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU…….……...21
Figure III.12.Section de calcul…….……21
Figure III.13.Schéma ferraillage d'escalier……..….22
Figure III.14. Poutrelle après coulage……...23
Figure III.15. Distribution des charges…….23
Figure III.16.Distribution des charges avec quatre étaiements……24
Figure III.17.Diagrammes des efforts du plancher des étages (terrasse +habitation)……...25
Figure III.18.Ferraillage des poutrelles (terrasse +habitation)……28
Figure III.19.Ferraillage des poutrelles (commerce)……28
Figure III.20 Schéma statique de la dalle……28
Figure III.21.Lignes de rupture de la dalle……...29
Figure III.22. Section de calcul……30
Figure III.23.Ferraillage des dalles (trois appuis)……31

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV.1.Excentricité Auto stable……..35
Figure IV.2.Excentricité de dispositions 1…….…36
Figure IV.3.Excentricité de dispositions 2…….……37
Figure IV.4.Excentricité de dispositions 3……37
Figure IV.5.Excentricité de dispositions Final…….……..38

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANT

Figure V.1.Ferraillage des poutres principales……55
Figure V.2.Ferraillage des poutres secondaires……...55
Figure V.3.Ferraillage des poutres chinage……55
Figure V.4.Schéma ferraillage des poteaux……59
Figure V.5.Schéma ferraillage des voiles……66

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTUE

Figure VI.1.Les effort normal a la base ……..68
Figure VI.2. Dessin des bulles de pression……..69
Figure VI.3.ferraillage des semelles isolées……71
Figure VI.4. Dimensionnement des semelles filante……...…72
Figure VI.5.ferraillage de la semelle filante « SF.4 »et sa poutre de libage……...…76
Figure VI.6.ferraillage de Longrine……78
Figure VI.7.Schéma statique du voile périphérique……79
Figure VI.8.Schéma de ferraillage de voile périphérique…… 80

NOTATION

- ***Majuscules romaines :***

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A_{max} , A_{min}: Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : 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.
M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S.
N : Effort normal.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.
N_{ser} : Effort normal de service.
N_u : Effort normal ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.
R_a : réaction à gauche.
R_b: réaction à droite. A : Section d'acier tendu.

- ***Minuscules romaines :***

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
l_f : Longueur de flambement,
S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

- ***Majuscules grecques :***

Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids

- ***Minuscules 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
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Introduction générale

Introduction générale

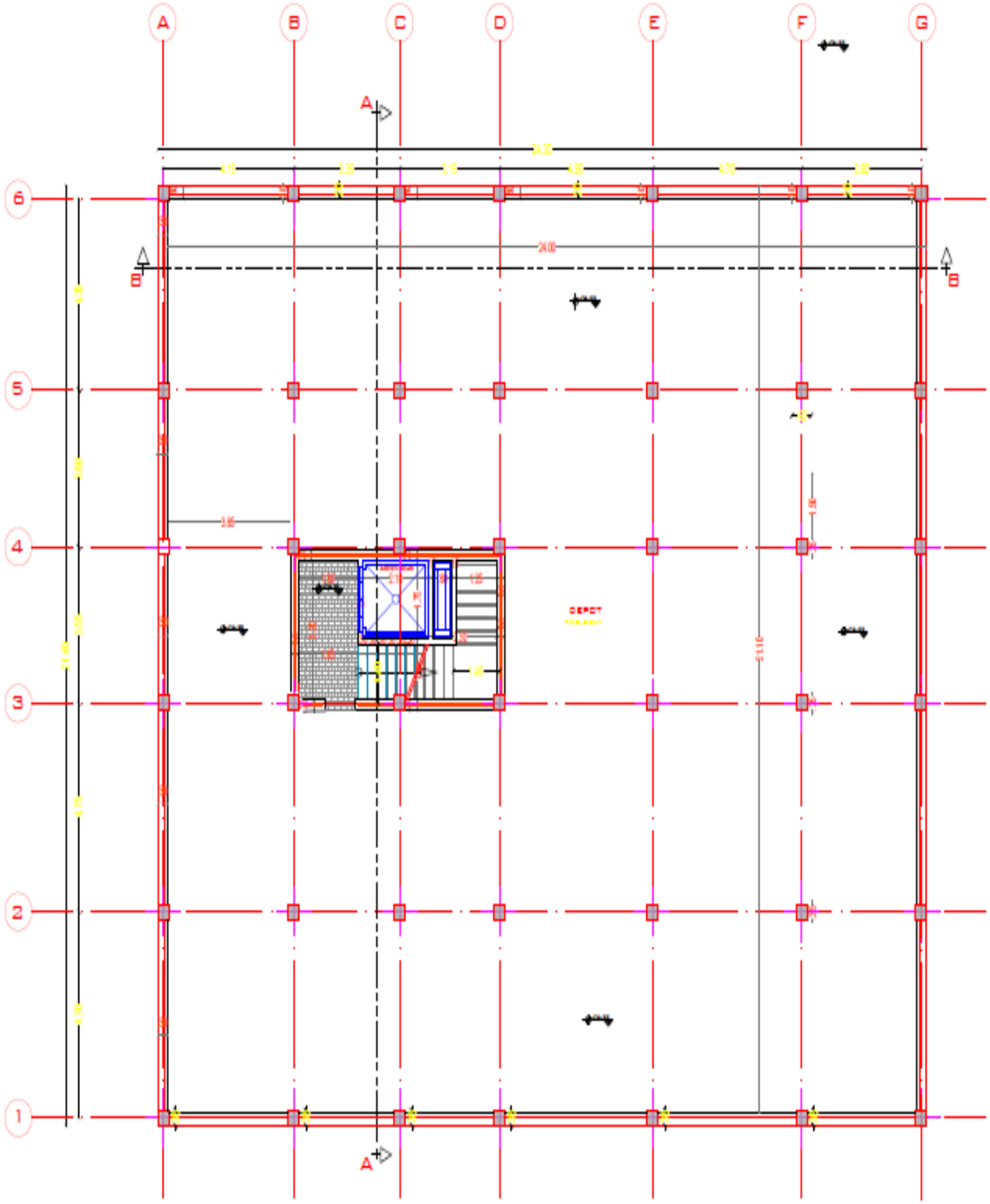
Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.
On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Ce pendant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.
Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles…) aux différentes sollicitations (compression, flexion…)
dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

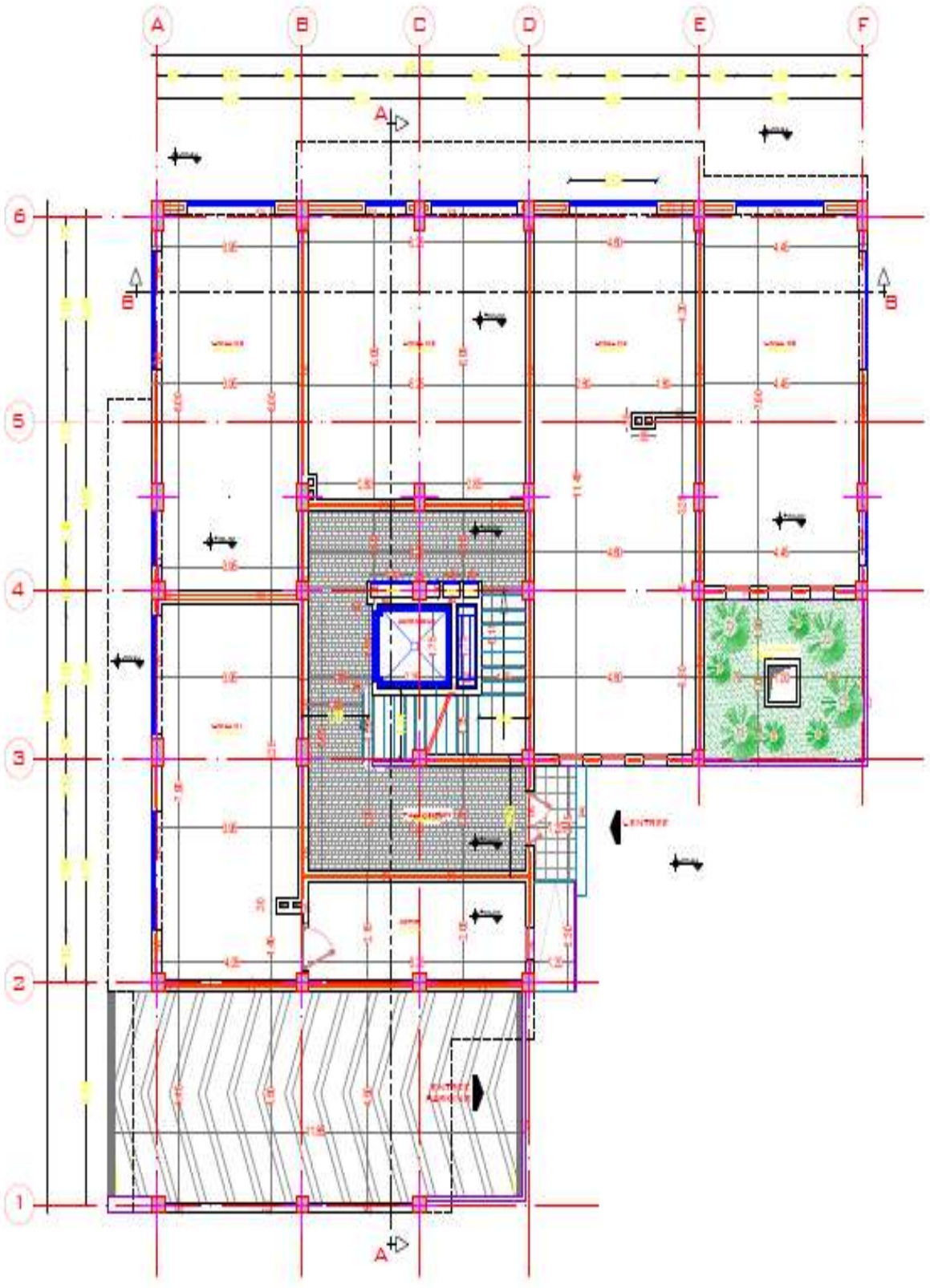
Donc ; pour le calcul des éléments constituants un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.



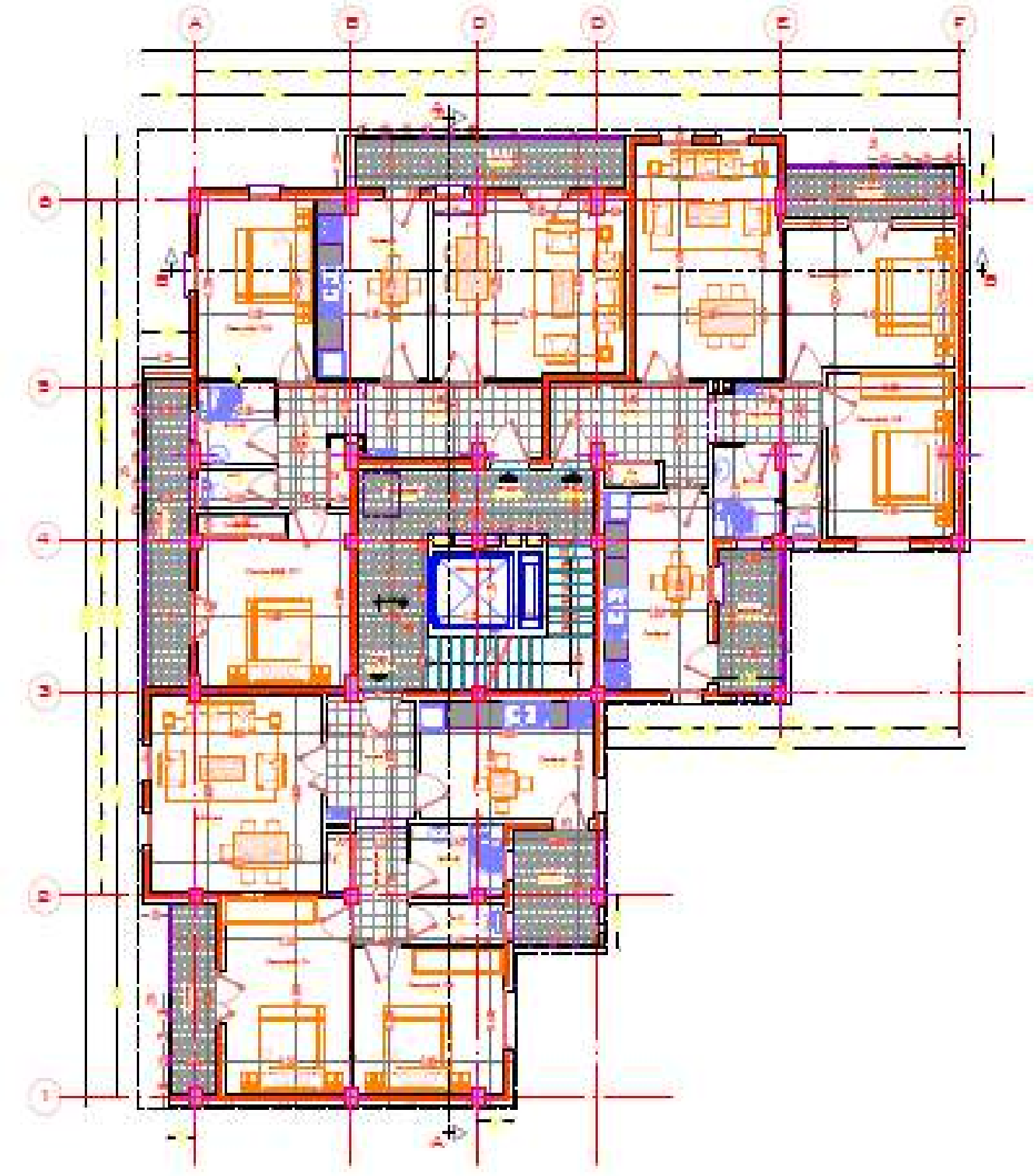
Plan de Sous-Sol **(Niv 0.00)**



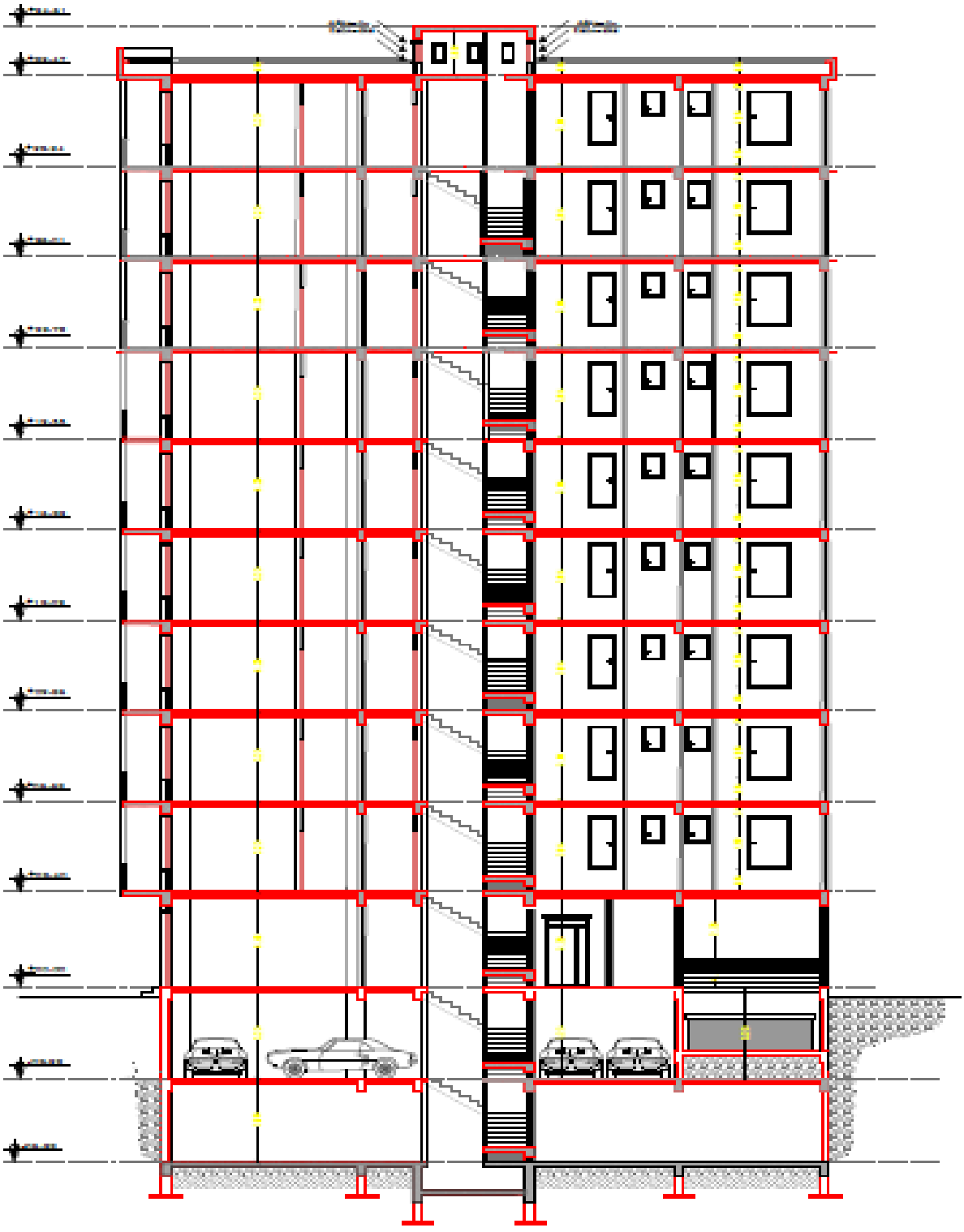
Plan de Parking **(Niv 3.00)**



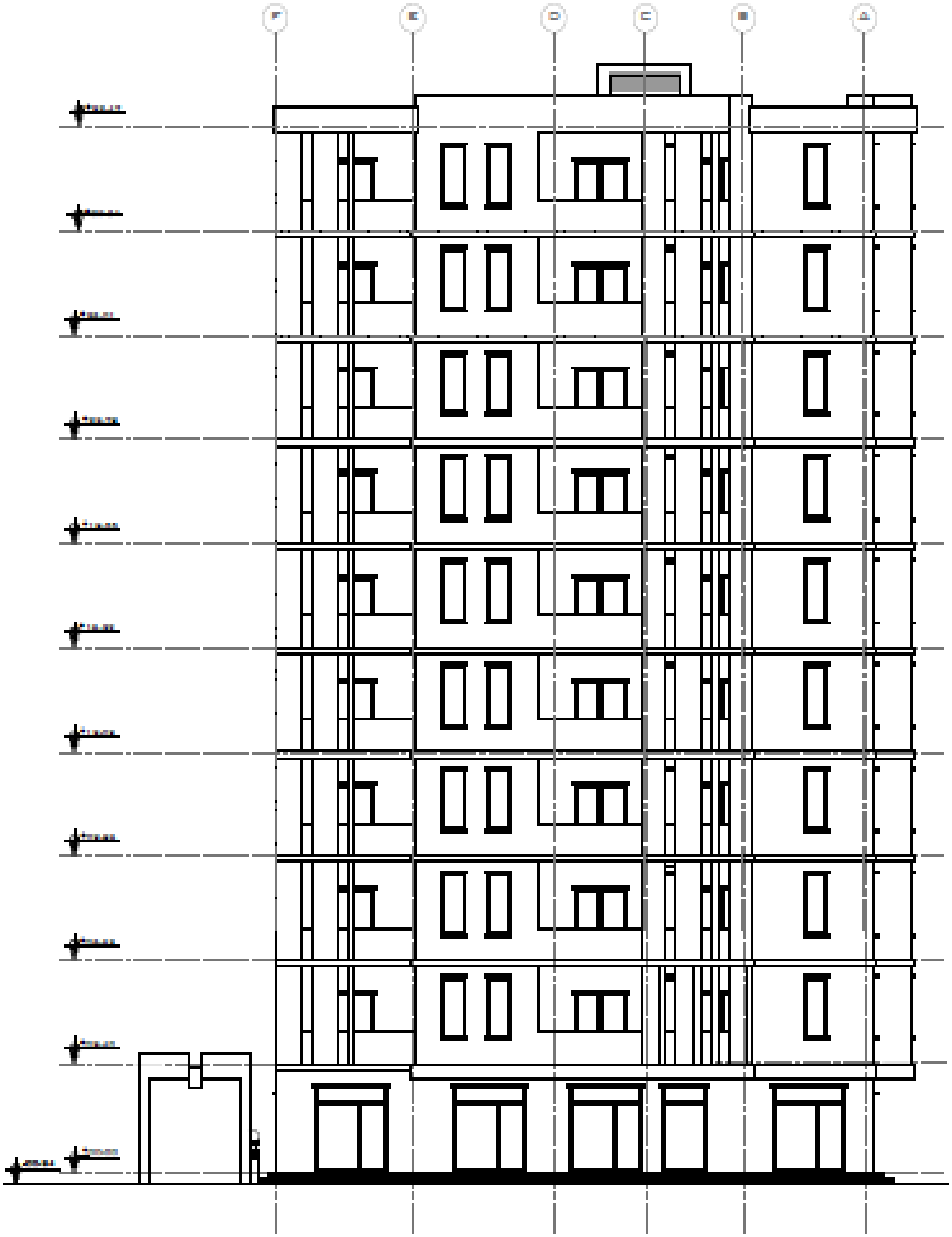
Plan de RDC **(Niv 3.23)**



Plan d’Etage Habitation



COUPE A-A



FACEDE PRINCIPALE

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION :

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le présent travail a pour objet l'étude d'un bâtiment en *(SS +ENTRE SOL+RDC+9étages)* à usage multiple qui sera implanté à la wilaya d'*ALGER commun BARAKI* . Cette structure est composée de :

- Sous-sol à usage de dépôt ;
- Entre –sol à usage de parking ;
- Rez-de-chaussée à usage de commerce ;
- neuf étages à usage d'habitation.

I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

I.3.1. Dimensions en élévation :

- Hauteur de sous-sol(Dépôt) : . ...3 ,00 m.
- Hauteur d'entre -sol (Parking) : ..... 3,23 m.
- Hauteur de RDC :..... 3,40 m.
- Hauteur d'étage courant : ..... 3,23 m.
- Hauteur totale du bâtiment : ..... 38,70 m.

I.3.2. Dimensions en plan :

- Longueur totale : ..... 20,95 m.
- Largeur d'étage courante :..... 20,20 m.
- Largeur de sous-sol et entre-sol : ……...24.00 m.

I.4. CONCEPTION PARASISMIQUE :

I.4.1. Classification de la zone

L'implantation du bâtiment sera faite dans une zone de sismicité élevée *(zone III)*

[Art 3.1 RPA99v2003]

I.4.2. Classification du sol

Selon le rapport du sol, le site est considéré comme un site ferme *(catégorie S2)*

I.4.3. Classification de l'ouvrage :

I.4.3.1 Selon leur importance

Le bâtiment appartient au *(groupe d'usage 2)*, car il est à usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 mètres. [Art 3.2 RPA99v2003]

I.4.3.2. Selon leur configuration :

I.4.3.2.1. Régularité en plan

Le bâtiment est dissymétrique dans les deux directions *(irrégulier en plan)*
[Art 3.5.A RPA99v2003]

I.4.3.2.2. Régularité en élévation :

Le bâtiment n'a aucun décrochement en élévation *(régulier en élévation)*.

[Art 3.5.B RPA99v2003]

I.4.4. Classification du système de contreventement :

La structure dépasse le *(11 mètres)* en hauteur et sera implantée en *(zone III)*. Le contreventement par des portiques est donc écarté et le choix va se porter sur :

- Système constitué par des voiles porteurs ;
- Système mixte portiques/voiles avec interaction ;
- Système de portiques contreventés par des voiles. [Art 3.4.A RPA99v2003]

I.5. ELEMENTS DE L'OUVRAGE :

I.5.1. Planchers :

Notre bâtiment comporte deux types du plancher, nous avons optés :

- Des planchers à corps creux.
- Des planchers en dalle pleine.

I.5.2. Maçonnerie :

- Mur extérieur : façade en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une l'âme d'air de 10 cm séparant les briques creuses de 10 cm.
- Mur intérieur : à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.5.3. Escaliers :

La structure comporte des escaliers de forme droite (paliers/paillasses) réalisés en béton armé.

I.5.4. Loggias :

Elles communiquent avec les logements attenants et sont réalisées en béton armé.

I.5.5. Acrotère :

La structure est entourée d'un acrotère de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm d'hauteur.

I.6. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

I.6.1. Béton : [Art A.2.1 CBA93]

Tableau I.1.Caractéristiques du béton.

Les caractéristiques		valeur
masse volumique « ρ »		2,5 t/m^3
résistance à la compression « f_{c28} »		Min 25 MPa
résistance à la traction « f_{t28} »		2,1 MPa
module d'élasticité « E »	instantanée	32164,2 MPa
	différée	10818,86 MPa
coefficient de poisson « υ »	sollicitations	0
	déformations	0,2

I.6.2. Acier : [Art A.2.2 CBA93]

Tableau I.2.Caractéristiques de l'acier.

Les caractéristiques	valeur
masse volumique « ρ »	7,85 t/m^3
limite d'élasticité « f_e »	400 MPa
module d'élasticité « E »	200000 MPa

I.6.3. Sol :

Tableau I.3.Caractéristiques du sol.

Les caractéristiques	valeur
masse volumique « ρ »	1,83 t/m^3
module d'élasticité « E »	20000 kN/m²
coefficient de poisson « υ »	0,4
coefficient de compressibilité « C_c »	0,30
taux de travail retenu « σ_{sol} »	2.5 bars
profondeur d'encrage « D »	2 m
agressivité du sol	nulle
indice de vide « e »	0,706
tassement admissible « ΔH »	2,30 cm

CHAPITRE II
PRE DIMENSIONNEMENT

II.1.INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement est un calcul permet de définir les dimensions des éléments de la structurent utilisant les règlements en vigueur.**[CBA93, DTR B.C.2.2 et RPA99v2003].**

II.2.PLANCHERS :

II.2.1.Pré dimensionnement :

II.2.1.1.Plancher à corps creux :

Pour la détermination de la hauteur totale, on utilise la formule empirique suivante :

$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$ $AVEC:\begin{cases} h_t : \text{la hauteur totale du plancher.} \\ L_{max} : \text{la portée maximale dans le sens des poutrelles (à nu-d 'appui).} \end{cases}$

Dans notre cas : $L = 455\ cm$,

$$\frac{455}{25} \leq h_t \leq \frac{455}{20} \Rightarrow 18{,}20 \leq h_t \leq 22{,}75$$

On prend alors :$\begin{cases} \mathbf{h_t = (20+4)\ cm} \Rightarrow \text{plancher de sous-sol (dépôt+parking).} \\ \mathbf{h_t = (16+4)\ cm} \Rightarrow \text{plancher des autres étages (habitation).} \end{cases}$

II.2.1.2.Plancher en dalle pleine :

Le pré dimensionnement se fait suivant les formules empiriques suivantes :

- Dalle reposant sur 2 appuis :$\frac{L_{max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{max}}{30}$
- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :$\frac{L_{max}}{45} \leq e \leq \frac{L_{max}}{40}$

Avec : $\begin{cases} e : \text{l'épaisseur de la dalle.} \\ L_{max} : \text{la portée maximale ou minimale du panneau suivant le cas (entre axes).} \end{cases}$

Dans notre cas, on a :

- Dalle reposant sur 3 appuis :$L_{max} = 155\ cm$,

$$\frac{155}{45} \leq e \leq \frac{155}{40} \Rightarrow 3{,}44 \leq e \leq 3{,}88$$

On prend alors : **e = 15 cm.**

II.2.2.Évaluation des charges:

II.2.2.1.Charges permanentes :[VI-Annexes DTR B.C.2.2]

II.2.2.1.1.Maçonnerie :

Tableau II.1.Charge permanente du mur simple cloison et double cloison

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
enduit en ciment	2x0, 02	18	0,72
brique creuse	0,10	9	0,90
G (kN/m^2)	**1,62**		
brique creuse	2x0,1	9	1,8
lame d'aire	0,10	-	-
G (kN/m^2)	**2,52**		

II.2.2.1.2.Plancher de terrasse :

a) Corps creux :

Tableau II.2.Chargepermanentedu plancher d'étage courant (corps creux) et plancher terrasse

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
carrelage	0,02	22	0,44
mortier de pose	0,02	20	0,40
lit de sable	0,03	18	0,54
corps creux	0,16+0,04	-	2,80
enduit en plâtre	0,02	10	0,20
simple cloison	0,10	-	1,62
G (kN/m^2)	**6,00**		
gravillons roulés	0,04	20	0,80
étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
papier kraft	-	-	0,05
forme de pente	0,01	22	2,20
plaque de liège	0,04	4	0,16
pare vapeur	0,01	6	0,06
film polyane	-	-	0,01
G (kN/m^2)	**6,40**		

b) Dalle pleine :

TableauII.3.Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine).

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
gravillons roulés	0,04	20	0,80
étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
papier kraft	-	-	0,05
forme de pente	0,01	22	2,20
plaque de liège	0,04	4	0,16
pare vapeur	0,01	6	0,06
film polyane	-	-	0,01
dalle pleine	0,15	25	3,75
enduit en plâtre	0,02	10	0,20
G (kN/m^2)	**7,35**		

Tableau II.4.Charge permanente du plancher d'étage courant (dalle pleine).

composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
carrelage	0,02	22	0,44
mortier de ciment	0,02	20	0,40
lit de sable	0,03	18	0,54
dalle pleine	0,15	25	3,75
enduit en plâtre	0,02	10	0,20
G (kN/m^2)	**5,33**		

II.2.2.1.3. Plancher de sous-sol :

Tableau II.5.Charge permanente du plancher de sous-sol .

Composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
Carrelage	0,02	22	0,44
mortier de pose	0,02	20	0,40
forme de pente	0,01	22	2,20
étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
plaque de liège	0,04	4	0,16
corps creux	0,20+0,04	-	3,20
enduit en plâtre	0,02	10	0,20
G (kN/m^2)	**6,72**		

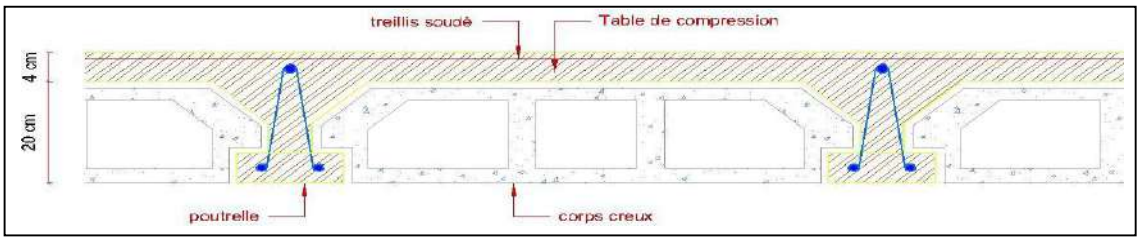


Figure II. 1: Plancher a corps creux

Tableau II.6.Charge d'exploitation des différentesplanchers.

niveau (m)	usage	Q (kN/m^3)
38,70	terrasse inaccessible	**1**
09,63-32,24	habitation	**1,5**
06,23	commerce	**5**
03,00	parking	**3.5**
00,00	dépôt	**2.5**

II.3. POUTRES :

Le pré dimensionnement se fait suivant les formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \le h \le \frac{L_{max}}{10} \\ 0{,}3h \le b \le 0{,}7h \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} L_{max} : \text{la portée maximale de la poutre (entre nus).} \\ h : \text{la hauteur de la poutre.} \\ b : \text{la largeur de la poutre.} \end{cases}$$

Les dimensions doivent satisfaitesaux conditions du: $\begin{cases} b \ge 20 \text{ cm} \\ h \ge 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \le 4 \end{cases}$ [Art 7.5.1 RPA99v2003]

Tableau II.7.Pré dimensionnement des poutres.

Elément	***Poutre principale***	***Poutre secondaire***	***Poutre palier et chainage***
Longueur	*L=4.55m*	*L=4.45m*	*L=3.40m*
Pré-dimensionnement	$30.33 \le h \le 45{,}5$ H *=45cm* $13{,}5 \le b \le 31{,}5$ B *=30cm*	$29.66 \le h \le 44{,}5$ H *=40cm* $12 \le b \le 31.15$ B *=30cm*	$22.66 \le h \le 34$ H *=30cm* $6.8 \le b \le 23.8$ B *=30cm*
Section choisir	*30cm x 45cm*	*30cm x 40cm*	*30cm x 30cm*
Vérification [RPA99v2003]	$h \ge 30$ $b \ge 20$ $\frac{45}{30} = 1.29$	$h \ge 30$ $b \ge 20$ $\frac{40}{30} = 1.33$	$h \ge 30$ $b \ge 20$ $\frac{30}{30} = 1$
Conclusion	***30cm x 45cm***	***30cm x 40cm***	***30cm x 30cm***

II.4. POTEAUX :

II.4.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité;

-Calcul de la surface reprise par le poteau;

-Détermination des charges permanentes et des charges d'exploitations;

-Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Le calcul sera suivant la formule imposée:

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{[Art B.8.4.1 CBA93]}$$

Avec :

N_u : l'effort normale ultime = 1,35G + 1,5Q.

G, Q : la charge permanente et la charge d'exploitation agissent sur le poteau.

b_1, h_1 : les dimensions du poteau.

B_r : la section réduite du poteau = $(b_1 - 2)(h_1 - 2)$ [cm^2] (sec. rectangulaire).

A_s : la section d'acier minimale = $\frac{B}{1000}$.

α : le coefficient de réduction = $\begin{cases} \frac{0{,}85}{1+0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow \text{pour } \lambda \leq 50. \\ 0{,}6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \Rightarrow \text{pour } 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$

λ : l'élancement mécanique du poteau = $\frac{L_f}{i}$.

L_f : la longueur du flambement = $0{,}7L_0$

i : le rayon de giration = $\frac{b}{\sqrt{12}}$ (sec. rectangulaire).

Les dimensions doivent satisfaites aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm } \textit{(zone III)} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \quad \text{[Art 7.4.1 RPA99v2003]}$$

II.4.2. Calcul de l'effort normal limite :

Tableau II.8.Calcul de l'effort normal limite.

étage	b_1 (cm)	h_1 (cm)	B_r (cm²)	L_0 (m)	L_f (m)	I (m²)	λ	α	A_s (cm²)	N_{limite} (kN)
7/8/9	35	35	1089	3,23	2,261	0,101	22,378	0,786	1,225	1618,08
4/5/6	40	40	1444			0,115	19,581	0,800	1,6	2183,58
1/2/3	45	45	1849			0,130	17,405	0,810	2,025	2830,34
RDC Intre-sol SS	50	50	2304	3,4	2,38	0,144	16,489	0,814	2,5	3543,29
				3,23	2,261	0,144	15,665	0,817		3558,03
				3	2,1	0,144	14,549	0,822		3576,96

II.4.3. Choix du poteau le plus sollicité :

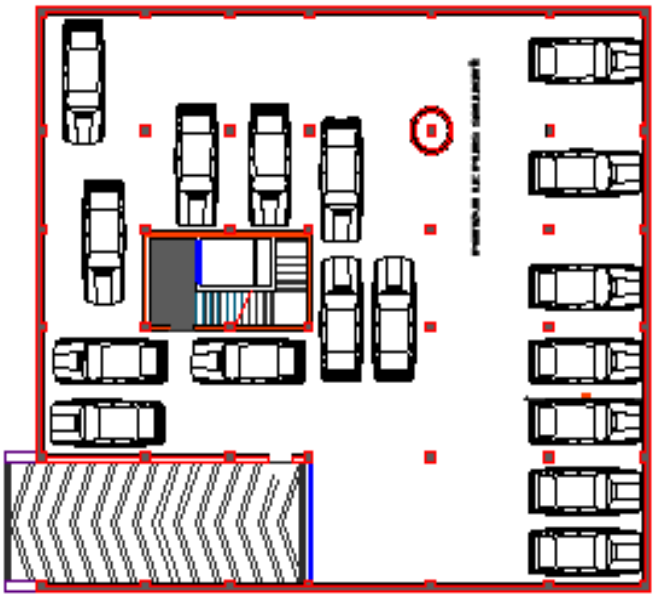


Figure II. 2. La position du poteau le plus sollicité.

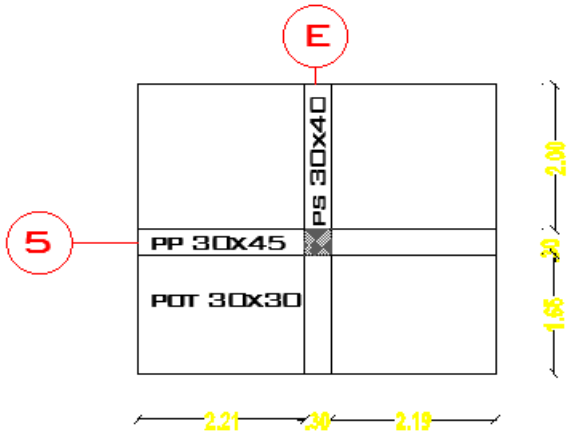


Figure II. 3. La surface du plancher supporté par le poteau le plus sollicité.

II.4.4.Calcul des charges revenant aux poteaux :

II.4.4.1.Charges permanentes :

$$G_{plancher\ t\ ou\ c} = S_{plancher\ t\ ou\ c} x \text{ poids du plancher}$$

$$G_{poutre\ p\ ou\ s} = b \times h \times L_{poutre\ p\ ou\ s} x \text{poids volumique du béton}$$

$$G_{poteau} = b \times h \times h_e x \text{poids volumique du béton}$$

Tableau II.9.Calcul des charges permanentes.

étage	S_p (m^2)	$G_{plancher}$ (kN)	G_{pp} (kN)	G_{ps} (kN)	G_{poteau} (kN)	$G_{étage}$ (kN)	$G_{cumulé}$ (kN)
9ème	16.4	104,96	15,08	11,01	9,92	140,94	140,94
8ème		98,40			9,92	134,38	275,33
7ème					9,92	134,38	409,72
6ème					12,96	137,41	544,11
5ème					12,96	137,41	681,52
4ème					12,96	137,41	818,94
3ème					16,40	140,84	959,79
2ème					16,40	140,84	1100,64
1ère					16,40	140,84	1241,48
RDC					21,37	145,74	1387,23
Entre sol					20,25	144,68	1531,91
SS					18,75	143,24	1675,16

Avec : S_p : La surface du plancher seulement reprise par le poteau.

II.4.4.2. Charges d'exploitations :

On applique la loi de dégression pour la détermination de la charge :

$$Q_0 + \ldots + \frac{3+n}{2n} \sum Q_n \text{ [Art 6.3 DTR BC.2.2]}$$

Avec : $\begin{cases} n : \text{numérotation d'étage à partir du sommet du bâtiment.} \\ Q_0 : \text{la charge d'exploitation du plancher terrasse.} \\ Q_n : \text{la charge d'exploitation du plancher d'étage n.} \end{cases}$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable quand $n \geq 5$.

Tableau II.10.Calcul des charges d'exploitations.

étage	S_t (m²)	$Q_{plancher}$ (kN)	$Q_{étage}$ (kN)	(3+n)/(2n)	$Q_{cumulé}$ (kN)
9ème	18,930	1	18,930	-	18,930
8ème		1,5	28,395	1	47,325
7ème				0,95	72,881
6ème				0,9	95,597
5ème				0,85	115,473
4ème				0,8	132,510
3ème				0,75	146,708
2ème				0,714	160,148
1ère				0,69	175,670
RDC		5	94,650	0,67	190,057
Entre sol		2,5	66,255	0,65	203,498
SS		3,5	47,325	0,64	218,831

Avec : S_t : La surface complète reprise par le poteau.

II.4.5. Calcul de l'effort normal ultime :

L'effort normal doit être majoré de 10% pour le poteau le plus sollicité (poteau central)

Tableau II.11.Calcul de l'effort normale ultime.

étage	$G_{cumulé}$ (kN)	$Q_{cumulé}$ (kN)	N_u (kN)	$1{,}1N_u$ (kN)	N_{limite}(kN)	vérification
9ème	140,94	18,93	218,67	240,54	1618,08	Cv
8ème	275,33	47,32	442,69	486,96		
7ème	409,72	72,88	662,44	728,69		
6ème	544,11	95,59	877,94	965,74	2183,58	
5ème	681,52	115,47	1093,27	1202,60		
4ème	818,94	132,51	1304,34	1434,77		
3ème	959,79	146,70	1515,78	1667,36	2830,34	
2ème	1100,64	160,14	1726,08	1898,69		
1ère	1241,48	175,67	1939,51	2133,46		
RDC	1387,23	190,05	2157,85	2373,63	3543,29	
Entre sol	1531,91	203,49	2373,33	2610,67	3558,03	
SS	1675,16	218,83	2589,72	2848,69	3576,96	

II.4.6. Vérification des conditions :

II.4.6.1. pour les poteaux : [7.4.1 RPA99v2003]

Tableau II.12.Vérification des dimensions des poteaux.

étage	b_1 (cm)	h_1 (cm)	$\min(b_1,h_1)$	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	$\min(b_1,h_1)\geq 30$ cm	$\min(b_1,h_1)\geq\frac{h_e}{20}$	$\frac{1}{4}\leq\frac{b_1}{h_1}\leq 4$
7ème	35	35	35	16,2	vérifiée	vérifiée	vérifiée
4ème	40	40	40	16,2	vérifiée	vérifiée	vérifiée
1ème	45	45	45	16,2	vérifiée	vérifiée	vérifiée
RDC	50	50	50	17.1	vérifiée	vérifiée	vérifiée
I-S	50	50	50	16,2	vérifiée	vérifiée	vérifiée
SS	50	50	50	15	vérifiée	vérifiée	vérifiée

II.4.6.2. pour les poutres : [7.4.1 RPA99v2003]

Tableau III.13.Vérification des dimensions des poutres

étage	b_1 (cm)	h_1 (cm)	b_{max} (cm)	$1,5h_1+b_1$	$b_{max} \leq 1,5h_1+b_1$	$d=\|b-b_1\|$	$\min\left(\frac{b_1}{2},\frac{h_1}{2}\right)$	$d \leq \min\left(\frac{b_1}{2},\frac{h_1}{2}\right)$
$(7+8+9)^{ème}$	35		30	87,5	vérifiée	2,5	17,5	vérifiée
$(4+5+6)^{ème}$	40			100		5	20	
$1^{ère}+(2+3)^{ème}$	45			112,5		7,5	22,5	
RDC+ES+SS	50			125		10	25	

II.5. LONGRINES :

Les dimensions minimales des longrines sontdonnées par [Art 10.1.1 RPA99v2003] :

$\begin{cases} (25x30)\ cm^2 \Rightarrow \text{site de catégorie S2 ou S3} \\ (30x30)\ cm^2 \Rightarrow \text{site de catégorie S4} \end{cases}$

Notre site est de *(catégorie S2)*→**(30×30) cm².**

II.6. VOILES :

II.6.1. PREDIMENSINNEMENT :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article **[7.7RPA 99].**

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou duvent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pré en compte ceux de

la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article [**7.7.1RPA 99]** sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition:($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Avec : - L : longueur de voile.

- e : épaisseur de voile.

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 comme indiquées à la Figure (II.6.1).

AlorsLes voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article **[7.7.1RPA99] :**
A partir de la hauteur d'étage h_e= 3,06 m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

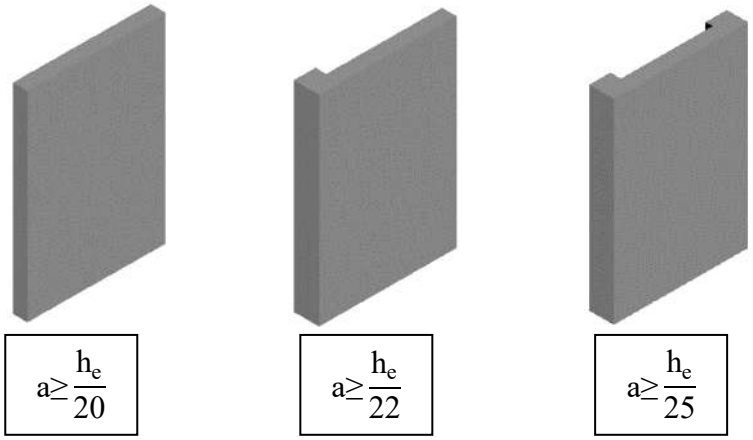


Figure II.4.Pré dimensionnement des voiles.

Avec : h_e : la hauteur libre de l'étage = $h_{étage}$ - $h_{poutre\ secondaire}$.

Dans notre cas :

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20}\right)$$

- Pour RDC :h_e = *302 cm*

$$\Rightarrow a \geq \max(12{,}08 ; 13{,}72 ; 15{,}10)$$

$$\Rightarrow a \geq 15{,}10 \text{ cm}$$

- Pour les autres étages :h_e = *284 cm*

$$\Rightarrow a \geq \max(11{,}36 ; 12{,}90 ; 14{,}20)$$

$$\Rightarrow a \geq 14{,}20 \text{ cm}$$

On prend : **e = 20 cm.**

II.7. CONCLUSION :

Les sections adoptées sont mentionnées ci-dessous :

Tableau II.14.Résultats de pré dimensionnement des éléments.

Eléments		Section
Poutres principales		30x45
Poutres secondaires		30x40
Poutre chinage		30x30
Longrines		30x30
Voiles périphérique		20xL
Voile de contreventement		20xL
Poteaux	**7eme,8eme,9eme Etage**	35x35
	4eme, 5eme,6eme Etage	40x40
	1ere, 2eme,3eme Etage	45x45
	Les 2 Sous-sol et RDC	50x50

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. ACROTÈRE :

III.1.1. Introduction :

L'acrotère est considéré comme une console soumis à la flexion

Composée due à :

- Une force verticale due à son poids propre (G).
- Une force horizontale due aux ouvriers (Q).

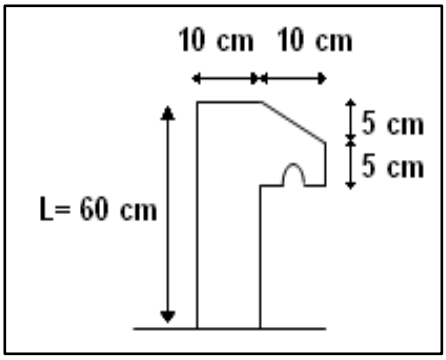


Figure III.1.Dimensionsde l'acrotère

III.1.2. Evaluation des charges :

Tableau III.1..Evaluation des charges.

G (kN/ml)	[0,6x0,1 + 0,15x(0,05+0,05)] x 1ml x $\gamma_{béton}$=**1,875**
Q (kN/ml)	1 x 1ml=**1**

III.1.3.détermination des efforts :

Tableau III.2.Détermination des efforts.

ELU	
N (kN)	1,35xG = 2.531
M (kN.m)	1,5xQxh = 0,9
T (kN)	1,5xQ = 1,5
ELS	
N (kN)	G = 1,875
M (kN.m)	Q x h = 0,6

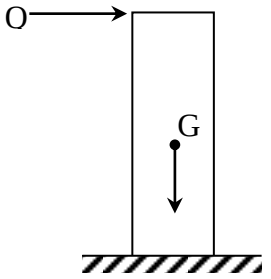


Figure III.2.Schéma statique de l'acrotère.

III.1.4. Ferraillage (à l'ELU) :

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur.

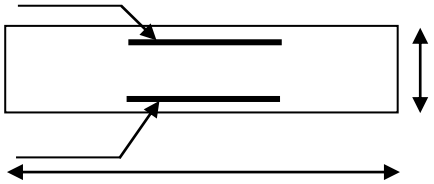


Figure III.3.Section de calcul.

III.1.4.1.Données :

Tableau III.3. Paramètres de calcul.

b (cm)	100	c=c'(cm)	2,5
h (cm)	10	f_e (MPa)	400
u=2x(b+h)=220 cm		B=bxh=1000 cm²	

III.1.4.2. Armatures :

Section minimal: $A_{min} = A_{s1}+A_{s2} = \max[4\%u ; 0,2B/100] = 8,8$ cm²/ml.

Tableau III.4. Armatures verticales et horizontales.

	Verticals		horizontales	
	A_{s1}(cm²/ml)	A_{s2}(cm²/ml)	$A_{rép1}$(cm²/0,6m)	$A_{rép2}$(cm²/0,6m)
calculée	0,35	0,00	A_{s1}xH/4=0,83	A_{s1}xH/4=0,83
choisie	**7HA10=5,5**	**7HA10=5,5**	**4HA8=2,01**	**4HA8=2,01**

III.1.5. Espacement :

Tableau III.5. Espacement des armatures.

	vertical (cm)	horizontal (cm)
calculé	100/7=14,28	(60-2x2,5)/(4-1)=18,33
choisi	**15**	**18**
admissible	max(3h,33 cm) =30	max(4h,45 cm) =40

III.1.6. Vérifications :

Type de fissuration : préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0,6f_{c28} \\ \sigma_{s_adm} = \min(2fe/3 ; 110\sqrt{f_{t28}x\eta}) \\ \tau_{adm} = 0,07f_{c28}/\gamma_b \end{cases}$

Tableau III.6.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à 'l'ELU).

σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	σ_{s_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
0,32	15	**2,4**	**2,4**	201,63	**0,02**	1,17

III.1.7. Schéma de ferraillage :

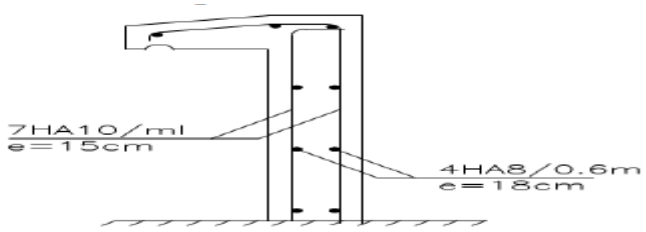
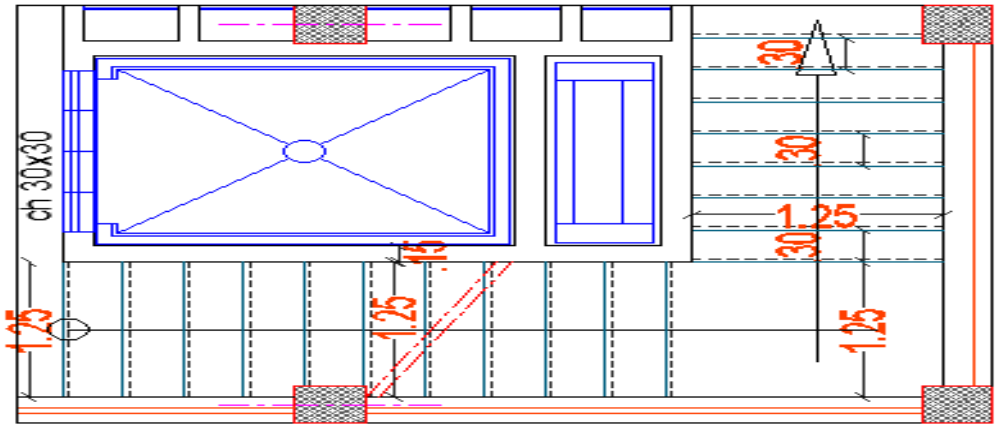


Figure III.4. Ferraillage de l'acrotère

III.2. ESCALIERS :

III.2.1. Introduction :

L'escalier est considéré comme une poutre semi-encastrée aux extrémités soumises à la flexion simple.



FigureIII.5.Schéma du Escalier.

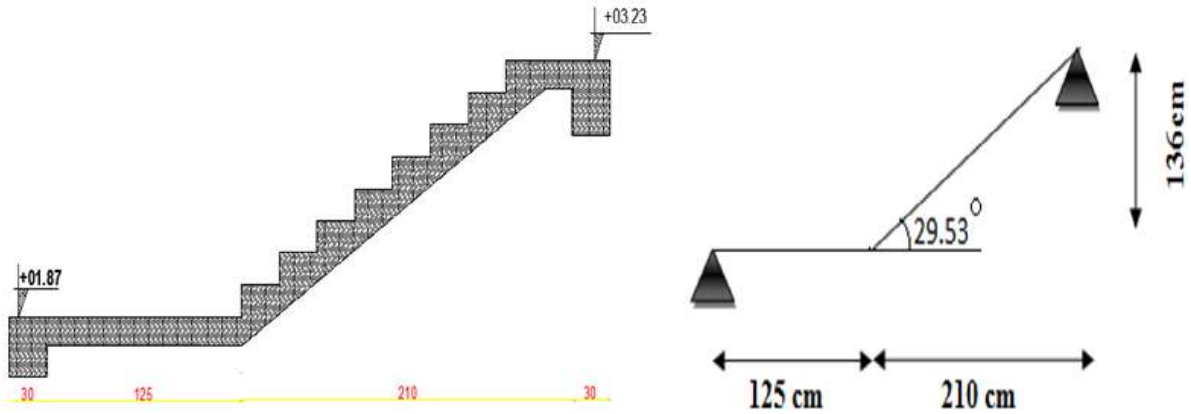


Figure III.6.Schémas du volée à étudier.

Tableau III.7. Dimensions de l'escalé

g (cm)	h (cm)	L_1 (cm)	L_2 (cm)	H (cm)
30	17	210	125	136
$\alpha = \tan^{-1}[h/g]$			29,53°	

Pré dimensionnement :

III.2.2.Pré dimensionnement :

Tableau III.8. Pré dimensionnement de l'escalier.

longueurtotale (cm)	$L = \sqrt{L_1^2+H^2} + L_2 = 375$
prédimensionnement	$L/35 \leq e \leq L/30$
épaisseur (cm)	$10{,}71 \leq e \leq 12.5$ on prend : **e = 15 cm**

III.2.3. Evaluation des charges:

III.2.3.1. Paillasse :

Tableau III.9. Evaluation des charges de la paillasse.

composant	épaisseur (m)	poidsvolumique (kN/m^3)	poidssurfacique (kN/m^2)
carrelage	0,02	20	0,40
mortier de ciment	0,02	20	0,40
lit de sable	0,03	18	0,54
paillasse	e/cos α =0,17	25	4,31
marches	h/2=0,85	25	2,13
enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kn/m^2)	**8,14**		
Q (kn/m^2)	**2,5**		

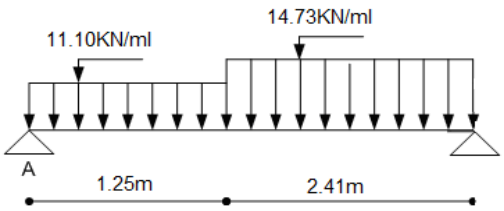
III.2.3.2.Palier :

Tableau III.10. Evaluation des charges du palier.

composant	épaisseur (m)	poidsvolumique (kan/m^3)	poidssurfacique (kan/m^2)
carrelage	0,02	20	0,40
mortier de ciment	0,02	20	0,4
lit de sable	0,03	18	0,54
palier	0,15	25	3,75
enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kn/m^2)	**5,45**		
Q (kn/m^2)	**2,5**		

Tableau III.11. Combinaisons des charges.

	palier	paillasse
P_u=1,35G+1,5Q (kn/ml)	11,10	14.73
P_{eser}=G+Q (kn/ml)	7,95	10.64



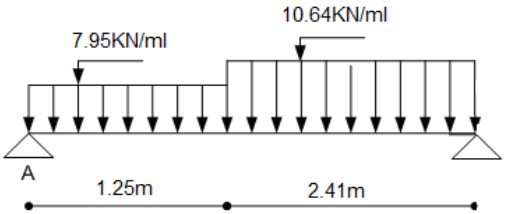


Figure III.7.Distribution des charges à l'ELU.

Figure III.8.Distribution des charges à l'ELS

III.2.4. Détermination des efforts :

Tableau III.12.Détermination des efforts.

ELU	
M_0 (n.m)	23.11
M_t (n.m)	0,85 x M_0 = 19,64
M_a (n.m)	0,5 x M_0 = 11,55
T (kn)	26,20
ELS	
M_0 (n.m)	16,66
M_t (n.m)	0,85 x M_0 = 14,16
M_a (n.m)	0,5 x M_0 = 8,33

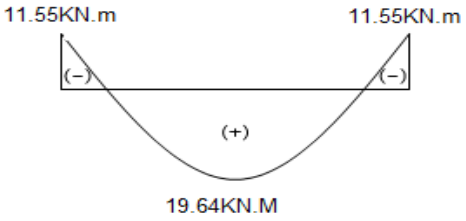


Figure III.9.Diagramme retenu des moments à l'ELU.

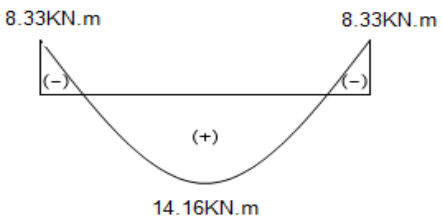


Figure III.10.Diagramme retenu des moments à l'ELU.

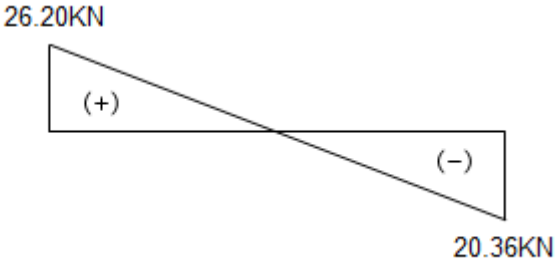


Figure III.11. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

III.2.5. Ferraillage (à l'ELU) :

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur.

III.2.5.1. Données :

Tableau III.13. Paramètres de calcul.

b (cm)	100	c=c'(cm)	2,5
h (cm)	20	F_e (MPa)	400
B=bxh=2000 cm²			

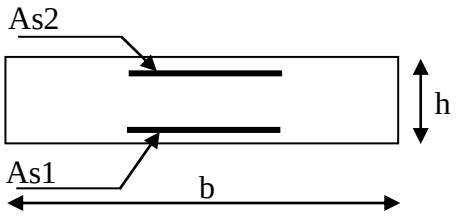


Figure III.12. Section de calcul.

III.2.5.2. Armatures :

III.2.5.2.1. Principales :

Section minimale : $A_{min} = A_{s1}+A_{s2} = B \times f_{t28}/f_e = 10,5$ cm²/ml.

Tableau III.14. Armatures principales.

	travée		appui	
	A_{s1}(cm²/ml)	A_{s2}(cm²/ml)	A_{s1}(cm²/ml)	A_{s2}(cm²/ml)
calculée	5,51	0,00	0,00	2,72
choisie	**5HA12=5.65**	**0,00**	**0.00**	**5HA12=5,65**

III.2.5.2.2. De répartition :

Tableau III.15. Armatures de répartition.

	$A_{rép1}$(cm²/1,35m)	$A_{rép2}$(cm²/1,35m)
calculée	$A_{s1}/4$=1,41	$A_{s1}/4$=1,41
choisie	**5HA8=2,31**	**5HA8=2,31**

III.2.6. Espacement :

Tableau III.16. Espacement des armatures.

	principales (cm)	répartitions (cm)
calculé	100/5=20	100/5=20
choisi	**20**	**20**
admissible	max(3h,33 cm) =33	max(4h,45 cm) =45

III.2.7. Vérifications :

III.2.7.1. Des contraintes :

Type de fissuration : non préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \\ \tau_{adm} = 0{,}07f_{c28}/\gamma_b \end{cases}$

Tableau III.17.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

	σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
travée	**6,58**	15	**0,21**	1,17
appui	**3,87**	15		

III.2.7.2. De la flèche :

Flèche admissible :f_{adm} = L/500.

Tableau III.18.Vérification de la flèche (à l'ELS).

L (m)	M_t (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
3,66	14,16	5.65	0,00	**3,88**	7.32

III.2.8. Schéma de ferraillage :

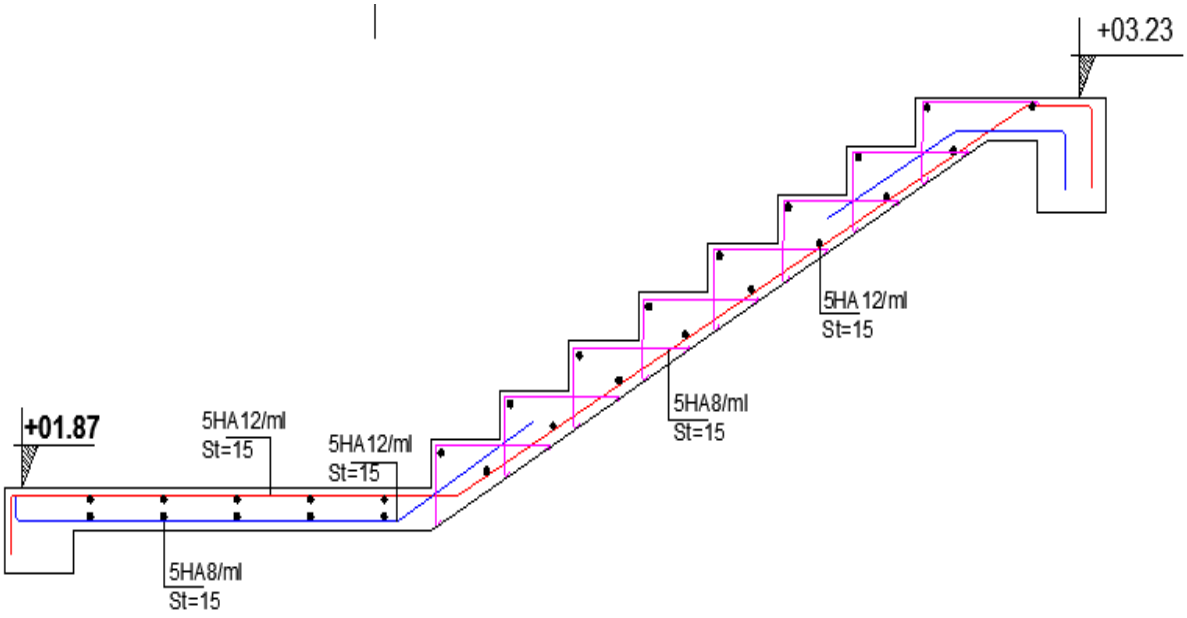


Figure III.13.schéma de ferraillage d'escalier

III.3. PLANCHERS (POUTRELLES) :

III.3.1. Introduction :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

$$\begin{cases}\text{Avant coulage de la dalle de compression}\\ \text{Après coulage de la dalle de compression}\end{cases}$$

III.3.2. Dimensions :

Tableau III.19..Dimensions de poutrelles.

plancher	b_s (cm)	h_s (cm)	b_i (cm)	h_i (cm)	b_0 (cm)	h_0 (cm)
Commerce (20+4) Parking (20+4)	60	4	12	4	8	16
habitation (16+4)	60	4	12	4	8	12

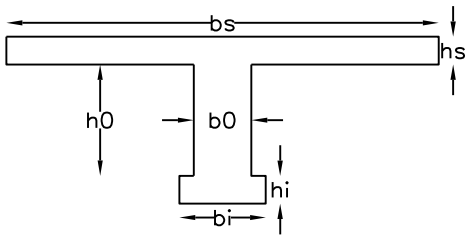


Figure III.14. Poutrelle après coulage.

III.3.3. Calcul :

III.3.3.1. Avant coulage : [B.6.8.4.1.2 CBA93]

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- La charge du à son poids propre+poids du corps creux.

-La surcharge dû à l'ouvrier + poids des matériaux et des coffrages, qui est égale :

$Q = \max\begin{cases}1\text{ kN}\\ 500\text{ N/m}\end{cases}$ (elle est localisée au milieu de la travée).[B.6.8.4.1.2 CBA93]

III.3.3.1.1. Evaluation des charges:

Tableau III.20. Evaluation des charges de poutrelles.

G_{pp} (kN/ml)	$b_i \times h_i \times \gamma_{béton} = 0{,}12$
G_{cc} (kN/ml)	0,60
G(kN/ml)	$G = G_{pp} + G_{cc} =$ **0,72**

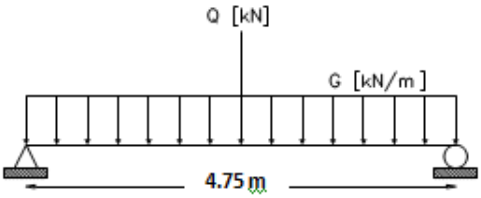


Figure III.15. distribution des charges

III.3.3.1.2. Calcul des étaiements :

$$\begin{cases} f = \dfrac{5GL^4}{384EI} + \dfrac{QL^3}{48EI} \\ f_{adm} = \dfrac{L}{500} \end{cases}$$

TableauIII.21.Détermination de nombre des étaiements.

nombre des étaiements	L (mm)	Q (kN)	f (mm)	f_{adm}(mm)	vérification
0	4750	2,375	491,956	9,500	cnv
1	2375	1,187	30,747	4,750	cnv
2	1583,33	1	6,914	3,166	cnv
3	1187,5	1	2,613	2,375	cnv
4	950	1	1,245	1,900	cv

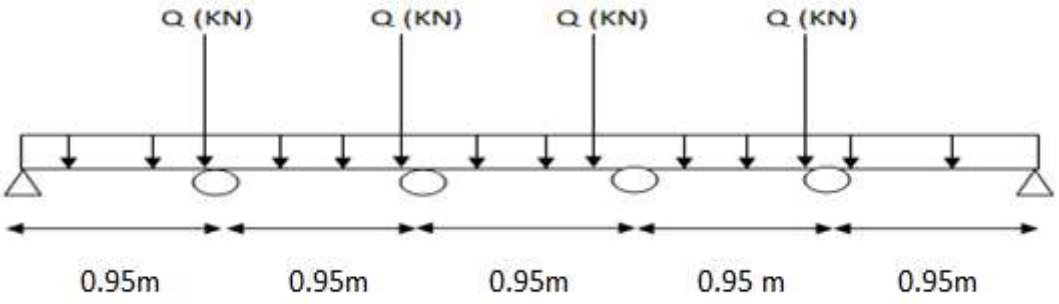


Figure III.16.Distribution des charges avec quatre étaiements

Il faut prévoir **4 étaiements** le long de travée espacée de **0,95 mètres** pour que la poutrelle supporte la charge avant le coulage de la dalle de compression.

III.3.3.2. Après coulage :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

III.3.3.2.1. Evaluation des charges:

Tableau III.22. Evaluation des charges.

	terras	Etagecourent		
		habitation	commerce	parking
G (kN/ml)	**6,4**	**6**	**6,72**	**6 ,72**
Q (kN/ml)	**1**	**1,5**	**5**	**3.5**

Tableau III.23.Combinaisons des charges.

	terras	Etage		
		habitation	commerce	parking
P_u=(1,35G+1,5Q)×b (kN/ml)	6,08	6,21	9,94	8,59
P_{ser}=(G+Q)×b (kN/ml)	4,44	4,5	7,03	6,132

III.3.3.2.2. Détermination des efforts **:**

Tableau III.24.Détermination des efforts.

	ELU			ELS	
	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	T (kN)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)
habitation	9,50	13,46	17,26	6,88	9,88
commerce	15,21	21,83	26,84	10,76	15,44
parking	13,14	18,87	23,20	9,38	13,46

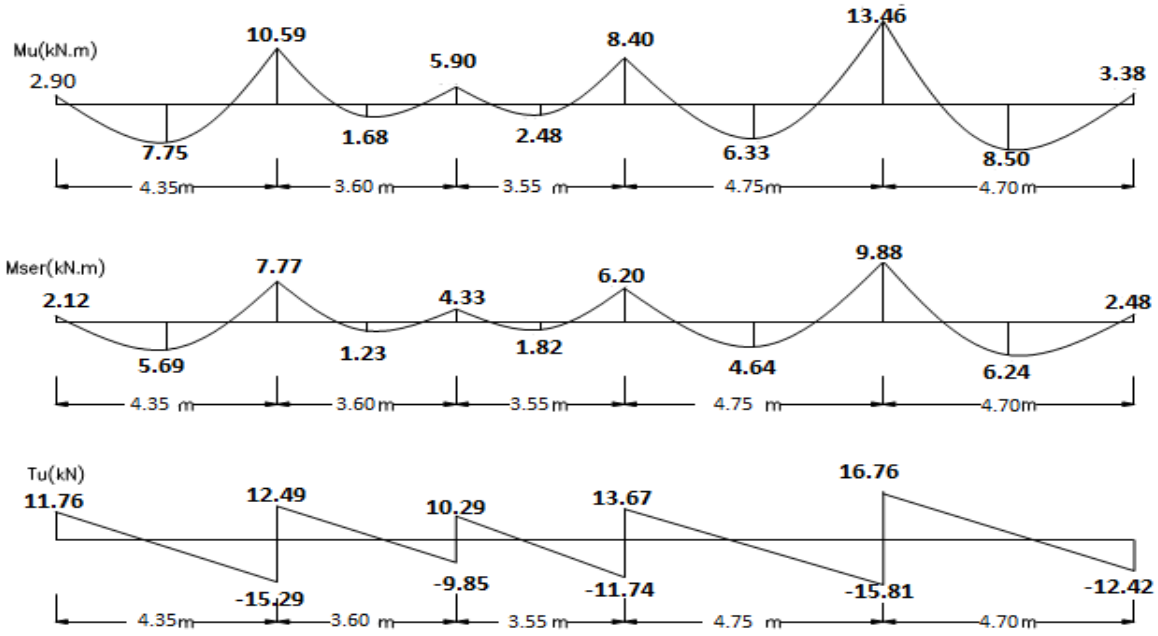


Figure III.17. Diagrammes des efforts du plancher des étages (terrasse +habitation).

III.3.3.2.3. Ferraillage (à l'ELU) :

a) Données :

$$\begin{cases} f_e = 500 \text{ MPa} \\ c = 2 \text{ cm} \\ c' = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Armatures :

Tableau III.25. Armatures longitudinales (habitation).

		A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)
travée	calculée	1,54	0,00
	choisie	**3HA10=2.36**	**1HA10=0,79**
appui	calculée	0,00	2.9
	choisie	**3HA10=2.36**	**1HA10+2chpHA12=3.05**

Tableau III.26. Armatures longitudinales (commerce).

		A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)
travée	calculée	2.02	0,00
	choisie	**3HA10=2.36**	**1HA10=0.79**
appui	calculée	0,00	3.73
	choisie	**3HA10=2.36**	**1HA10+2chpHA14=3.82**

Tableau III.27. Armatures longitudinales (parking).

		A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)
travée	calculée	1.74	0,00
	choisie	**3HA10=2.36**	**1HA10=0.79**
appui	calculée	0,00	3.02
	choisie	**3HA10=2.36**	**1HA10+2chpHA12=3.05**

Tableau III.28. Armatures transversales.

	A_t (cm²)	S_t (cm)
choisie	**2HA4=0,25**	**20**

III.3.3.2.4. Vérifications :

a) Des contraintes :

Type de fissuration : non préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \\ \tau_{adm} = \min(0{,}2f_{c28}/\gamma_b \; ; 5) \end{cases}$

Tableau III.29.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

		σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
habitation	travée	**4,05**	15	**0,79**	3,33
	appui	**6,17**	15		
parking	travée	**3,43**	15	**0.87**	3,33
	appui	**5,35**	15		
commerce	travée	**3,94**	15	**1,01**	3,33
	appui	**6,05**	15		

b) De la flèche :

Flèche admissible : $f_{adm} = L/500$.

Tableau III.30.Vérification de la flèche (à l'ELS).

	L (m)	M_t (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
habitation	4,75	6,88	2.36	0,79	**5.7**	9,5
parking	4,75	9,38	2,26	1,13	**5.6**	9,5
commerce	4,75	10,76	2,26	1,13	**6.5**	9,5

III.3.4. Dalle de compression : [B.6.8.4.2.3 CBA93]

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

$$\begin{cases} 20\text{ cm} : \text{pour les armatures perpendiculaires aux nervures } (A_\perp). \\ 33\text{ cm} : \text{pour les armatures parallèles aux nervures } (A_{/\!/}). \end{cases}$$

La section minimale des armatures doit être : $\begin{cases} A_\perp \geq 4L/f_e \\ A_{/\!/} \geq A_\perp/2 \end{cases}$ pour $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$

Avec : $\begin{cases} L : \text{l'écartement des axes des nervures} = 60\text{ cm}. \\ f_e : \text{la limite d'élasticité de treillis soudé} = 520\text{ MPa}. \end{cases}$

Tableau III.31. Armatures de la dalle de compression.

	$A_\perp$ (cm²/ml)	$A_{/\!/}$ (cm²/ml)
calculé	≥0,46	≥0,23
choisi	**5 HA6=1,41**	**5 HA6=1,41**
on adoptera un treillis soudé de : **(20x20)** cm²		

III.3.5. Schéma de ferraillage :

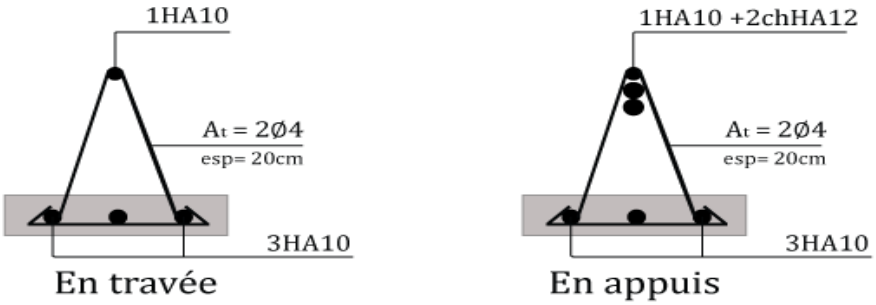


Figure III.18. des poutrelles (terrasse +habitation).



Figure III.19. Ferraillage des poutrelles (commerce).

III.4. PLANCHERS (DALLE PLEINE) :

III.4.1. Introduction :

Dans notre cas, on a des dalles reposantes sur deux appuis et sur trois appuis (loggias).

III.4.2. Dalle reposant sur trois appuis :

III.4.2.1. Evaluation des charges:

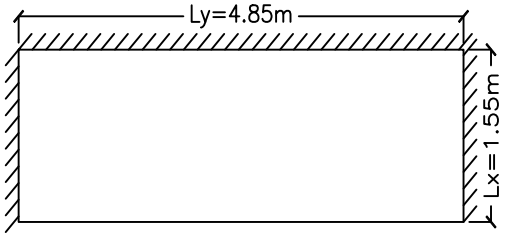


Figure III.20 Schéma statique de la dalle.

Tableau III.32. Evaluation des charges.

Les Chareges	terrasse	étage courant	commerce	parking
G (kN/m²)	**7,35**	**5,33**	**5,33**	**5,33**
Q (kN/m²)	**1**	**1,5**	**5**	**3,5**

Tableau III.33. Combinaisons des charges.

	terrasse	étage courant	commerce	parking
P_u=1,35G+1,5Q (kN/m²)	11,42	9,44	14,69	12,44
P_{ser}=G+Q (kN/m²)	8,35	6,83	10,33	8,83

On prend la plus grande charge pour le calcul des efforts et pour le ferraillage.

III.4.2.1. Détermination des efforts :

On applique la méthode des lignes de rupture pour la détermination des efforts.

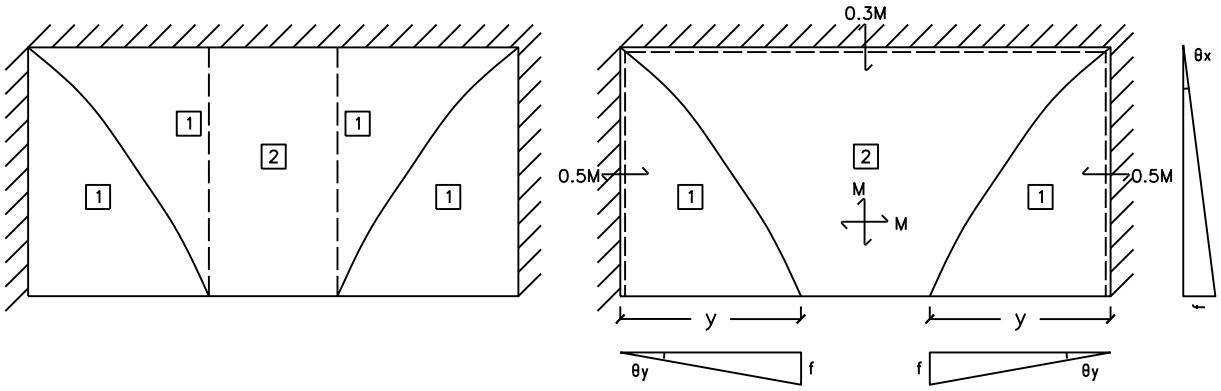


Figure III.21. Lignes de rupture de la dalle.

Tableau III.34. Travail externe.

élément	aire de chargement	déplacement de CG	travail externe
1	0,775y	f/3	0,258yqf
2	7,518-3,1y	f/2	(3,759-1,55y)qf
		Σ	**(**3,759-**0.517y)qf**

Tableau III.35. Travail interne.

élément	moment		longueur	rotation θ	travail interne
1	+	M	L_x	f/y	(1,55/y)Mf
	-	0,5M	L_x	f/y	(0,775/y)Mf
2	+	M	2y	f/L_x	1,29yMf
	-	0,3M	L_y	f/L_x	0,939Mf
				Σ	**(4,65/y+1,29y+0,939)Mf**

$$travail\ externe = travail\ interne \Rightarrow y = 1,44\ m \Rightarrow \begin{cases} M_u = 0,5P_u = 7,35\ kN.m \\ M_{ser} = 0,5P_{ser} = 5,17\ kN.m \\ T_u = max(0,67P_u\ ;\ 0,52P_u) = 9,84\ kN \end{cases}$$

III.4.2.2. Ferraillage (à l'ELU) :

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur.

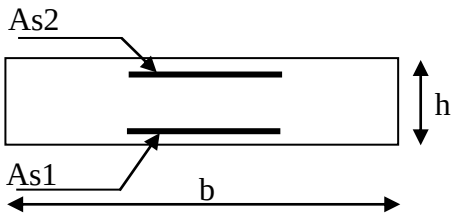


Figure III.22. Section de calcul.

III.4.2.2.1. Données :

Tableau III.4.Paramètres de calcul.

b (cm)	100		
h (cm)	15	c=c'(cm)	2,5
d_x (cm)	12,5	f_e (MPa)	400
B=bxh=1500 cm²			

III.4.2.2.2. Armatures :

Section minimal: $A_{min} = A_{s1}+A_{s2} = B/1000 = 1,5cm²/ml$.

Tableau III.37 Armatures suivant l'axe (X)

	sens (X-X)	
	A_{s1}(cm²/ml)	A_{s2}(cm²/ml)
calculée	1.71	1,71
choisie	**4HA10=3,14**	**4HA10=3,14**

III.4.2.2.3. Espacement :

Tableau III.38. espacement des armatures

	sens (X-X) [cm]
calculé	100/4=25
choisi	**25**
admissible	max(3h,33 cm) =33

III.4.2.3. Vérifications :

III.4.2.3.1. Des contraintes :

Type de fissuration : préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0{,}6f_{c28} \\ \sigma_{s_adm} = \min(2fe/3\ ;\ 110\sqrt{f_{t28}x\eta}) \\ \tau_{adm} = 0{,}07f_{c28}/\gamma_b \end{cases}$

Tableau III.39.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_{s_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
1,40	15	**10,29**	**10,29**	201,63	**0,07**	1,17

III.4.2.3.2. De la flèche :

Flèche admissible : $f_{adm} = L/250$.

Tableau III.40.Vérification de la flèche (à l'ELS).

L (m)	M (kN.m)	A_{s1} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
1,55	5.17	3,14	**0,76**	6,2

III.4.3. Schémas de ferraillage :

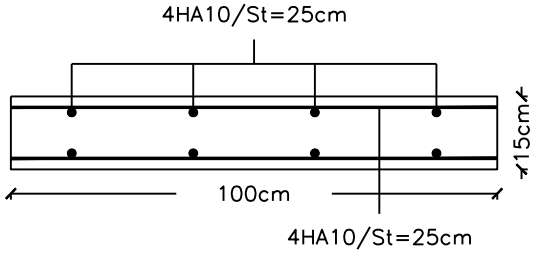


Figure III.23. Ferraillage des dalles (trois appuis).

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celle qui a le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées.

Peut-on prévoir un tremblement de terre ? Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismique consiste à formuler des critères à la fois économique justifier et techniquement cohérent.

IV.1.1. ÉTUDE DYNAMIQUE:

L'étude dynamique se caractérise par une sollicitation variant à la fois dans le temps et dans l'espace, dans lequel les forces d'inertie, produit de la masse par l'accélération, jouent un rôle significatif dans la réponse. Par abus de langage, le terme "chargement dynamique" est souvent et improprement attribué à des phénomènes dont la seule caractéristique est d'être variable dans le temps; si la vitesse de chargement est lentement variable, l'accélération est faible et les forces d'inertie ne représentent plus une part significative de la réponse. De tels phénomènes sont qualifiés de cycliques, si la charge est alternée, ou de quasi-statique monotone

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.1.2.ÉTUDE SISMIQUE :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel ***SAP2000*** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

IV.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :

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

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

IV.2.1. Centre de masse :

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

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

Avec :

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

X_i, Y_i:Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G, Y_G:Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion:

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

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

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

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi}.Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

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

Pour les poteaux : $I_i = \frac{h * b^3}{12}$ ou $I_i = \frac{b * h^3}{12}$

Pour les voiles : $I_i = \frac{L * e^3}{12}$ ou $I_i = \frac{e * L^3}{12}$

Avec :

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

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

Tableau VI.1 Centre de masse et centre de torsion.

Niveau (m)	*Masse et centre de Masse*			*Inertie et centre d'inertie*	
	Poids (kN)	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_R(m)$	$Y_R(m)$
3.00	7332.318	11.987	10.526	15.757	8.321
6.23	6466.864	12.033	11.298	13.946	9.532
9.63	4126.187	7.944	12.336	10.985	10.140
12.86	3864.401	8.228	12.232	10.421	10.363
16.09	3904.222	8.131	12.204	10.179	10.630
19.32	3853.139	8.123	12.215	10.017	10.880
22.55	3806.233	8.115	12.235	9.890	11.107
25.78	3804.902	8.115	12.235	9.782	11.316
29.01	3675.865	8.099	12.270	9.684	11.509
32.24	3650.101	8.068	12.324	9.593	11.690
35.47	3624.484	8.099	12.297	9.504	11.860
38.7	3442.924	7.989	12.429	9.416	12.023

IV.2.3. Excentricité:

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

$$E_{X\,thé} = |X_G - X_R| \quad , \quad E_{Y\,thé} = |Y_G - Y_R|$$

En suivant l'article 4.3.7 de l'RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité dans les deux direction une excentricité additionnelle qui est égale à :

$$E_{X\,add} = 5\% * L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 5\% * L_Y$$

Avec :

L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

Tableau VI.2 Excentricité suivant les deux directions.

Excentricité				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Vérification**
L_ DIAPH_ 3.00	3.00	3.770	2.205	Non
K_ DIAPH_ 6.23	6.23	1.913	1.766	Ok
J_ DIAPH_ 9.63	9.63	3.041	2.196	Ok
I_ DIAPH_ 12.86	12.86	2.193	1.869	Ok
H_ DIAPH_ 16.09	16.09	2.048	1.574	Ok
G_ DIAPH_ 19.32	19.32	1.894	1.335	Ok
F_ DIAPH_ 22.55	22.55	1.775	1.128	Ok
E_ DIAPH_ 25.78	25.78	1.667	0.919	Ok
D_ DIAPH_ 29.01	29.01	1.585	0.761	Ok
C_ DIAPH_ 32.24	32.24	1.525	0.634	Ok
B_ DIAPH_ 35.47	35.47	1.405	0.437	Ok
A_ DIAPH_ 38.7	38.7	1.427	0.406	Ok

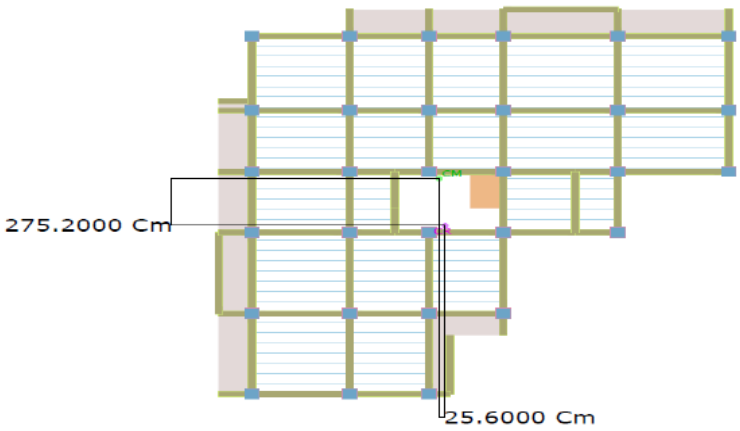


Figure IV.1. Excentricité Auto stable.

IV.3. DISPOSITIONS DES VOILES :

Avant d'entamer toute modélisation de toutes structure il faut l'assurer que la structure est équilibrer pour qu'elle foire ainsi faut que les éléments porteur et les éléments portes doivent chevaucher pour de vue bras de levier entre-eux .

Les éléments porteurs sont des entités qui absorbeur la force sismique par leur inertie selon les deux axes X et Y

Si les éléments ne suffisent par ou doit opter par un agisse diseur des dimensions de ces éléments qui sont les poteaux. si non on opte à des éléments plus long que ces poteaux dans une direction qui sont appelés des voiles.

Les voiles doivent être disposes à égales distance par rapport aux axe X et Y et en far malgré cette disposition ou doit vérifier encore l'équilibre de la structure.

Pour cette équilibre soit assurer, il fait le centre de rigidité (ou de torsion) et le centre de masse chevauche pour qu'on parle d'équilibre d'une structure.

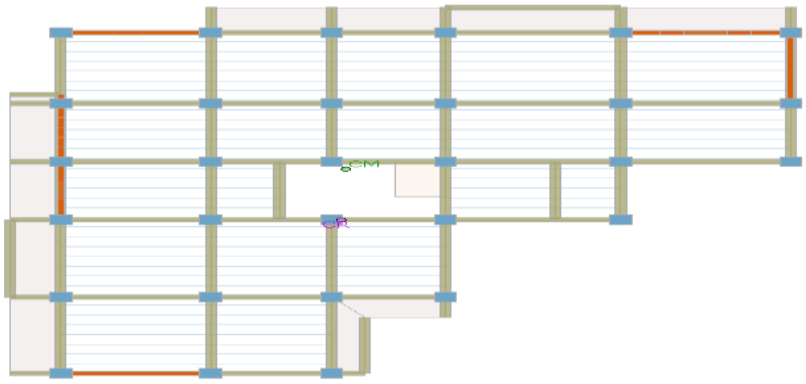


Figure IV.2. Excentricité de dispositions 1.

Tableau VI.3. Comportement des trois premiers modes disposition1.

Modes	Mode 1 / T1 = 0.755	Mode 2 / T2 = 0.724	Mode 3 / T3 = 0.519
Suivant X	38.39	12.56	2.55
Suivant Y	12.97	39.96	0.01
Autour de Z	0.25	1.32	45.23
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour l'axe Z

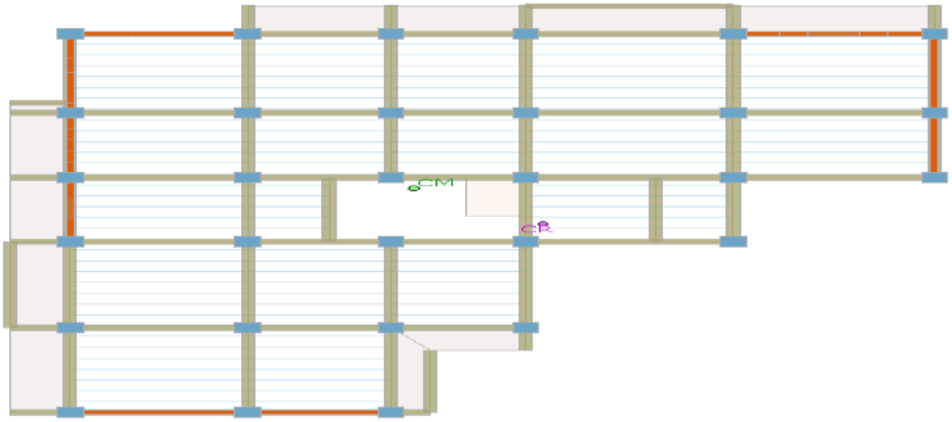


Figure IV.3 . Excentricité de dispositions 2.

Tableau VI.4. Comportement des trois premiers modes disposition 2.

Modes	Mode 1 / T1 = 0.650	Mode 2 / T2 = 0.513	Mode 3 / T3 = 0.355
Suivant X	53.11	0.26	0.45
Suivant Y	0.39	53.12	2.29
Autour de Z	0.00	0.26	48.81
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour l'axe Z

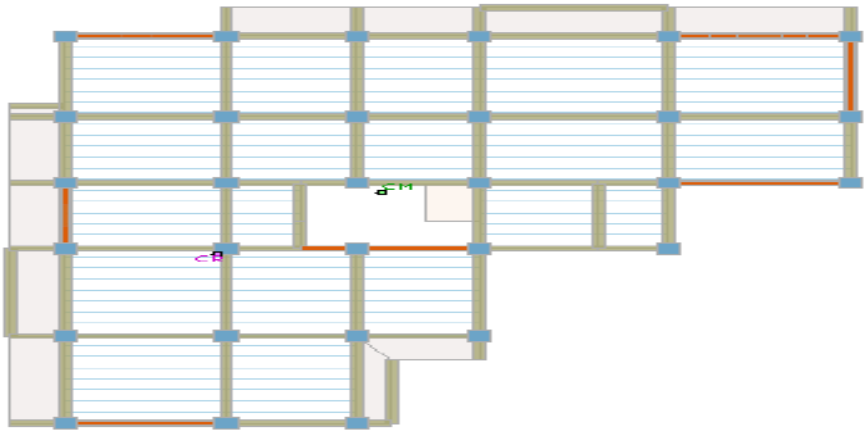


Figure IV.4. Excentricité de dispositions 3.

Tableau VI.5. Comportement des trois premiers modes dispositions 3.

Modes	Mode 1 / T1 = 0.919	Mode 2 / T2 = 0.666	Mode 3 / T3 = 0.559
Suivant X	0.08	50.18	3.83
Suivant Y	51.45	0.55	2.54
Autour de Z	5.46	1.53	40.69
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour l'axe Z



Figure IV.5. Excentricité de dispositions Final.

Tableau VI.6. Comportement des trois premiers modes dispositions final.

Modes	Mode 1 / T1 = 0,602	Mode 2 / T2 =0,517	Mode 3 / T3 = 0,349
Suivant X	50.66	1.89	0.77
Suivant Y	3.29	53.33	2.13
Autour de Z	2.14	0.88	49.32
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour l'axe Z

IV.4. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

IV.4.1. Introduction :

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

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20 ».

IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.4.2.1. Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des 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.4.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & pour: 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & pour: T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & pour: T > 3\,sec \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « 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)

b) Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

c) Coefficient de comportement R :

Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles.

Donc : R=3.5

Tableau VI.7. Distribution des sollicitations suivant X.

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH_38.7	100	70.123	29.877	100	50.648	49.352
B_ DIAPH_35.47	100	69.947	30.053	100	27.962	72.038
C_ DIAPH_32.24	100	70.315	29.685	100	20.403	79.597
D_ DIAPH_29.01	100	72.613	27.387	100	22.817	77.183
E_ DIAPH_ 25.78	100	72.710	27.290	100	18.080	81.920
F_ DIAPH_ 22.55	100	72.955	27.045	100	14.847	85.153
G_ DIAPH_19.32	100	75.009	24.991	100	16.210	83.790
H_ DIAPH_16.09	100	75.020	24.980	100	13.443	86.557
I_ DIAPH_ 12.86	100	75.746	24.254	100	10.796	89.204
J_ DIAPH_ 9.63	100	76.811	23.189	100	13.501	86.499
K_ DIAPH_ 6.23	100	68.290	31.710	100	2.185	97.815
L_ DIAPH_ 3.00	100	68.279	31.721	100	6.147	93.853

Tableau VI.8. Distribution des sollicitations suivant Y.

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH_	100	75.531	24.469	100	32.305	67.695
B_ DIAPH_	100	75.162	24.838	100	19.916	80.084
C_ DIAPH_	100	75.393	24.607	100	15.617	84.383
D_ DIAPH_	100	77.237	22.763	100	15.860	84.140
E_ DIAPH_	100	77.466	22.534	100	13.669	86.331
F_ DIAPH_	100	77.801	22.199	100	12.086	87.914
G_ DIAPH_	100	79.567	20.433	100	12.893	87.107
H_ DIAPH_	100	79.844	20.156	100	11.572	88.428
I_ DIAPH_	100	80.622	19.378	100	10.528	89.472
J_ DIAPH_	100	81.777	18.223	100	12.630	87.370
K_ DIAPH_	100	73.877	26.123	100	2.167	97.833
L_ DIAPH_	100	73.740	26.260	100	7.737	92.263

d) Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

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

P_q: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Tableau VI.9. Facteur de qualité.

Critère (q)	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0,00	Oui	0.00
Redondance en plan	Oui	0,00	Oui	0,00
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00	Non	0,00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00	Oui	0,00
Totale	0.2		0.2	
Q	**1.1**		**1.1**	

En récapitilant les résultats on trouve : Qx=1.10 et Qy= 1.10

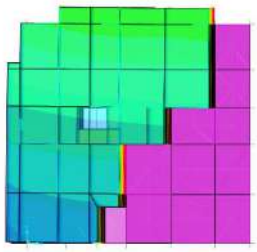
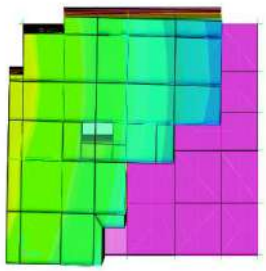
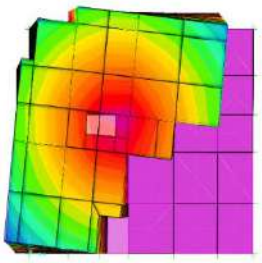
IV.4.2.4. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

IV.5.Analyse modale :

IV.5.1.Comportement modal :

Tableau VI.10 Comportement des trois premiers modes.

Modes	1	2	3
Période (s)	**0.602**	**0.517**	**0.349**
Participation massique suivant X	52.64	0.63	0.59
Participation massique suivant Y	0.85	53.33	1.97
Participation massique suivant Z	0.02	0.17	49.18
Comportement			
	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour l'axe Z

IV.5.2.Participation massique (dissipation d'énergie) :

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 d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a. le nombre de modes à retenir est déterminé par la formule suivante :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad , \quad T_K \leq 0.2\ sec$$

Avec :

N : Est le nombre de niveaux au-dessus du sol.

T_K : La période du mode K.

$$K \geq 3\sqrt{10} = 9{,}48 \quad \Rightarrow \quad K = 10 \quad , \quad T_K = 0.077\ sec.$$

Tableau VI.11. Comportement des premiers modes.

Mode N°	Période (s)	Cumulè des masses modales effectives (%)		
		U_X	U_Y	R_Z
1	0.666	51.959	0.503	0.068
2	0.542	52.265	53.834	0.269
3	0.357	53.123	55.882	49.199
4	0.154	70.923	55.898	49.207
5	0.134	70.934	75.141	49.344
-	-	-	-	-
101	0.04	87.853	90.006	75.661
-	-	-	-	-
129	0.035	91.658	91.633	76.596
-	-	-	-	-
227	0.023	97.622	98.162	90.05

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au **101** ème mode suivant l'axe (X).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au **129** ème mode suivant l'axe (Y).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au **227** ème mode auteur de l'axe (Z).

Le Temps des modes retenus = **10.98 s.**

IV.5.3.Analyse statique et dynamique :

IV.5.3.1.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (RPA2003 « Art4.3.6 »).

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

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} \geq 80\%$$

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule imposée par (RPA2003« Art4.2.3 ») :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids total de la structure.

Tableau VI.12. Les valeurs de la force sismique.

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	W(kN)	V_x(kN)	V_y(kN)
0.25	1.529	1.434	1.2	1.2	3.5	51551.641	6059.605	5492.932

Tableau VI.13. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V(kN)	V_t(kN)	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \geq 0.8$
Sens X	6753.265	6059.605	0.897	Ok
Sens Y	6340.852	5492.932	0.866	Ok

IV.5.3.2.Vérification de la stabilité au 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 :

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

Avec :

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

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

Tableau VI.14. Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

h_i(m)	W_i(kN)	$W_i h_i$	F_{ix}(kN)	F_{iy}(kN)	M_{Rxi}(kN.m)	M_{Ryi}(kN.m)	M_{Sxi}(kN.m)	M_{Syi}(kN.m)
3	7332.3	21996.954	138.577	125.618	415.732	376.854	87892.495	77179.979
6.23	6466.8	40353.23	254.219	230.445	1586.328	1437.980	77815.774	73062.629
9.63	4126.1	39858.966	251.105	227.622	2425.679	2198.838	32778.429	50900.642
12.86	3864.40	49850.772	314.052	284.683	4051.275	3672.414	31796.291	47269.353
16.09	3904.22	63014.143	396.979	359.855	6407.251	5808.0673	31745.229	47647.125
19.32	3853.13	74673.833	470.433	426.440	9117.009	8264.418	31299.048	47066.092
22.55	3806.23	86096.990	542.398	491.674	12269.044	11121.686	30887.580	46569.260
25.78	3804.90	98394.765	619.872	561.903	16029.895	14530.835	30876.779	46552.975
29.01	3675.86	106967.67	673.880	610.861	19609.914	17776.064	29770.830	45102.863
32.24	3650.10	118044.266	743.661	674.116	24050.000	21800.928	29449.014	44983.844
35.47	3624.48	128959.140	812.423	736.448	28906.016	26202.827	29354.695	44570.279
38.7	3442.92	133654.309	842.002	763.260	32686.518	29629.790	27505.519	42792.102
Somme		**961865.046**	**6059.605**	**5492.932**	**157554.665**	**142820.706**	**471171.69**	**613697.149**

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

Tableau VI.15.vérification de renversement.

		Vérification
Msx/Mrx	2.99052832	CV
Msy/Mry	4.296976019	CV

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

IV.5.3.3.Vérification des déplacements inter-étage :(RPA2003 « Art 4.4.3 »).

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

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

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à :

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

Selon l'article 5.10 de l'RPA2003, le déplacement horizontal relatifd'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissibleΔ_{adm}

$\Delta_{adm} = 0.01h_e$

h_e : La hauteur d'étage k

Tableau VI.16.Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Diaphragm N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
A_ DIAPH_ 38.70	38.82	3.36	11.76	1.414	3.24	Ok
B_ DIAPH_ 35.58	35.58	2.956	10.346	1.424	3.24	Ok
C_ DIAPH_ 32.34	32.34	2.549	8.922	1.421	3.24	Ok
D_ DIAPH_ 29.10	29.1	2.143	7.501	1.4	3.24	Ok
E_ DIAPH_ 25.86	25.86	1.743	6.101	1.348	3.24	Ok
F_ DIAPH_ 22.62	22.62	1.358	4.753	1.256	3.24	Ok
G_ DIAPH_ 19.38	19.38	0.999	3.497	1.134	3.24	Ok
H_ DIAPH_ 16.14	16.14	0.675	2.363	0.973	3.24	Ok
I_ DIAPH_ 12.90	12.9	0.397	1.39	0.76	3.24	Ok
J_ DIAPH_ 9.63	9.66	0.18	0.63	0.497	3.42	Ok
K_ DIAPH_ 6.23	6.24	0.038	0.133	0.077	3.24	Ok
L_ DIAPH_ 3.00	3.00	0.016	0.056	0.056	3	Ok

Tableau VI.17.*Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.*

Diaphragm N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
A_ DIAPH_ 38.82	38.82	2.237	7.83	0.872	3.24	Ok
B_ DIAPH_ 35.58	35.58	1.988	6.958	0.892	3.24	Ok
C_ DIAPH_ 32.34	32.34	1.733	6.066	0.896	3.24	Ok
D_ DIAPH_ 29.10	29.1	1.477	5.17	0.889	3.24	Ok
E_ DIAPH_ 25.86	25.86	1.223	4.281	0.868	3.24	Ok
F_ DIAPH_ 22.62	22.62	0.975	3.413	0.823	3.24	Ok
G_ DIAPH_ 19.38	19.38	0.74	2.59	0.759	3.24	Ok
H_ DIAPH_ 16.14	16.14	0.523	1.831	0.676	3.24	Ok
I_ DIAPH_ 12.90	12.9	0.33	1.155	0.567	3.24	Ok
J_ DIAPH_ 9.66	9.66	0.168	0.588	0.434	3.42	Ok
K_ DIAPH_ 6.24	6.24	0.044	0.154	0.091	3.24	Ok
L_ DIAPH_ 3.00	3.00	0.018	0.063	0.063	3	Ok

IV.5.3.4.Vérification de l'effet P-Δ:

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

P_k :Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k :Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

Δ_k:Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

h_k :Hauteur de l'étage " k ".

Tableau VI.18.*Vérification de l'effet P-Δ.*

Niveau (m)	P_k *(kN)*	Δ_{kx} *(cm)*	Δ_{ky} *(cm)*	V_{kx} *(kN)*	V_{ky} *(kN)*	h_k *(cm)*	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
38.70	3442.92	1.41	0.87	842	763.26	324	0.018	0.012	Ok
35.58	3624.48	1.43	0.89	812.42	736.45	324	0.02	0.014	Ok
32.34	3650.1	1.42	0.9	743.66	674.12	324	0.022	0.015	Ok
29.1	3675.87	1.4	0.89	673.88	610.86	324	0.024	0.017	Ok
25.86	3804.9	1.35	0.87	619.87	561.9	324	0.026	0.018	Ok
22.62	3806.23	1.25	0.82	542.4	491.67	324	0.027	0.02	Ok
19.38	3853.14	1.14	0.76	470.43	426.44	324	0.029	0.021	Ok
16.14	3904.22	0.97	0.68	396.98	359.86	324	0.029	0.023	Ok
12.9	3864.4	0.76	0.56	314.05	284.68	324	0.029	0.023	Ok
9.63	4126.19	0.5	0.44	251.11	227.62	342	0.024	0.023	Ok
6.23	6466.86	0.08	0.09	254.22	230.45	324	0.006	0.008	Ok
3	7332.32	0.05	0.06	138.58	125.62	300	0.009	0.012	Ok

IV.5.4.Vérification de cisaillement des éléments :

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

IV.5.4.1. Les poutres :

On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

Tableau VI.19.*Vérification de cisaillement des poutres.*

Eléments	Section (cm^2)	V_u (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30X45	137.17	$G + Q + E_{dx}$	1.08	3.26	Ok
Poutres secondaires	30X40	177.99	$1.35G + 1.5Q$	1.58	2.5	Ok
Poutre chinage	30X30	78.38	$1.35G + 1.5Q$	0.95	3.33	Ok
longrine	30x30	28.87	$1.35G + 1.5Q$	0.35	2.5	Ok

IV.5.4.2. Ies voiles :

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1.4|V_u|}{b.d}$$

Avec :

V_u: L'effort tranchant.

b : l'épaisseur de voile.

d = 1.9*L.

La contrainte limite de cisaillement est égale :

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

Tableau VI.20. Vérification de cisaillement des voiles.

Eléments	a (cm)	L (m)	Angle (°)	Combinaison	T_x (kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Voile ph	20	4.75	90	$G + Q - E_{dx}$	1160.14	1.90	5	Ok
Voile	20	1.3	90	$G + Q - E_{dy}$	581.29	3.48	5	Ok

IV.5.4.3. Les poteaux :

IV.5.4.3.1.Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

On doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton

Tableau VI.21.*Vérification de l'effort normal réduit.*

Niveau	*b(cm)*	*h(cm)*	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	*combinaison*	ν	$\nu \leq 0.3$
38.70	45	45	220.11	1849.00	G+Q+Q1+Ed	0.048	Ok
35.58	45	45	358.35	1849.00	G+Q+Q1+Ed	0.078	Ok
32.34	45	45	550.03	1849.00	G+Q+Q1+Ed	0.119	Ok
29.1	50	50	779.48	2304.00	G+Q+Q1+Ed	0.135	Ok
25.86	50	50	1033.09	2304.00	G+Q+Q1+Ed	0.179	Ok
22.62	50	50	1284.51	2304.00	G+Q+Q1+Ed	0.223	Ok
19.38	55	55	1536.15	2809.00	G+Q+Q1+Ed	0.219	Ok
16.14	55	55	1777.18	2809.00	G+Q+Q1+Ed	0.253	Ok
12.9	55	55	1993.68	3364.00	G+Q+Q1+Ed	0.284	Ok
9.63	60	60	2164.45	3364.00	G+Q+Q1+Ed	0.257	Ok
6.23	60	60	2286.82	3364.00	G+Q+Q1+Ed	0.272	Ok
3	60	60	2399.62	3364.00	G+Q+Q1+Ed	0.285	Ok

Conclusion :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau VI.22. Dimensions finales des éléments.

Eléments		Section
Poutres principales		30x45
Poutres secondaires		30x40
Poutre chinage		30x30
Longrines		30x30
Voiles périphérique		20xL
Voile de contreventement		20xL
Poteaux	**7eme,8eme,9eme Etage**	45x45
	4eme, 5eme,6eme Etage	50x50
	1ere, 2eme,3eme Etage	55x55
	Les 2 Sous-sol et RDC	60x60

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANT

V.1 Introduction :

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

a) Combinaisons données par le CBA93 :

- ELS (situation durable) : G + Q
- ELU : 1.35G + 1.5Q
- ELU (situation accidentelle) : G+Q±E

b) Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

- G+Q±E
- 0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2 Ferraillage des poutres :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires).

V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

Tableau V.1 La section calculée d'armatures des poutres.

Elément	(bxh)	M_t (kN. m)	Combinaison	A_{S1} (cm^2)	M_a (kN. m)	Combinaison	A_{S2} (cm^2)
Poutres principales	30x45	60 .742	$1.35G + 1.5Q$	4.29	-174.16	$G + Q - E_x$	11.34
Poutres secondaires	30x40	102.800	1.35G + 1.5Q	8.71	-108.96	$G + Q - E_x$	7.86
Poutres chinages	30x30	26.071	1.35G + 1.5Q	2.85	-44.96	1.35G + 1.5Q	5.09

Tableau V.2 La section choisie d'armatures des poutres.

Elément	*Section calculée*		*Section choisie*	
	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres principales	4.29	11.34	$3HA14 = 4.62$	$3HA14 + 5_{CH}HA14 = 12.32$
Poutres secondaires	8.71	7.86	$3HA14 + 3_{CH}HA14 = 9.24$	$3HA14 + 3_{CH}HA14 = 9.24$
Poutres chinages	2.85	5.09	$3HA14 = 4.62$	$3HA14 + 1_{CH}HA14 = 6.16$

V.2.1.1 Vérification des contraintes à l'ELS:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

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

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification	T. F
	$M_{t\,ser}$ (kN.m)	$M_{a\,ser}$ (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)		
Poutres principales	44.355	-40.886	5.37	201.63	61.36	3.61	88.10	45.71	15	201.63	CV	P.j
Poutres secondaires	73.885	-77.258	8.66	201.63	105.36	9.06	201.63	110.17	15	201.63	CV	P.j
Poutres chinages	18.497	-31.924	4.42	160.96	45.68	6.94	201.63	75.56	15	201.63	CV	P.j

Section minimale :

$A_{min} = 0.5\%\, b.h\ (cm^2)$ $RPA2003\ (Art.7.5.2.1)$.

$Section\ tendue$: $A_{tmin} = 0.1\%\, b.h\ (cm^2)$ $CBA93\ (Art.B.6.4)$.

Tableau V.4 Vérification de section d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification
Poutres principales	4.62	12.32	6.75	1.35	CV
Poutres secondaires	9.24	9.24	6.00	1.20	CV

Poutres chinages	4.62	6.16	4.50	0.90	CV

V.2.1.2Vérification de la flèche :

Tableau V.5.Vérification de la flèche

Elément	F (mm)	Fadm (mm)	vérification
Poutres principales	2.3	9.70	CV
Poutres secondaires	4.3	9.50	CV
Poutres chinages	1.2	7.10	CV

V.2.1.3Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Tableau V.6. Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	Section	V_{max} (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x45	125.25	$G + Q + E_x$	0.98	4.35	CV
Poutres secondaires	30x40	178.00	$1.35G + 1.5Q$	1.58	2.50	CV
Poutres chinages	30x30	78.33	$1.35G + 1.5Q$	0.95	3.33	CV

V.2.2 Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence $F_e E400$.

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

$$Selon\ le\ RPA2003: \begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 * b} & \\ S_t \leq Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] & Zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & Zone\ courante \end{cases}$$

$$Selon\ le\ CBA93: \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\ , 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau V.7 La section d'armatures transversales.

Elément	τ_u (MPa)	$S_{adoptée}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
		S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	
Poutres principales	0.98	10	15	$4Ø8 = 2.01$
Poutres secondaires	1.58	10	15	$4Ø8 = 2.01$
Poutres chinages	0.95	10	15	$4Ø8 = 2.01$

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées.

V.2.3 Schèmas du ferraillage :

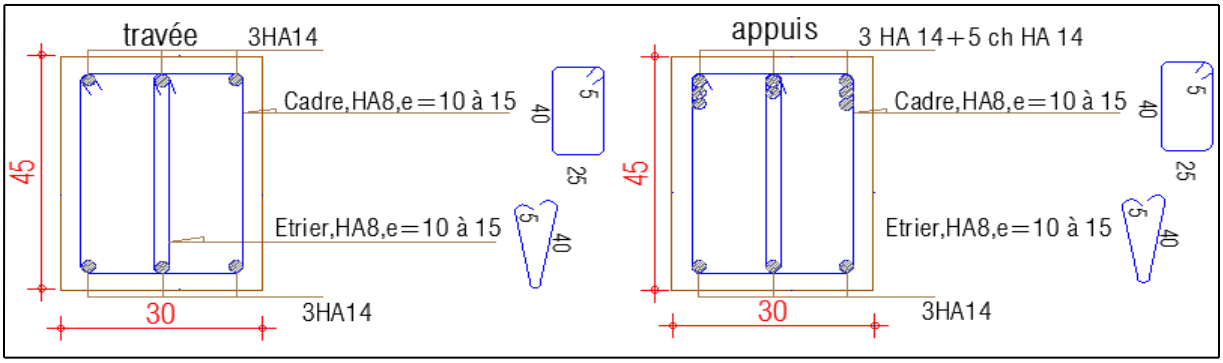


Figure V.1. Ferraillage des poutres principales.

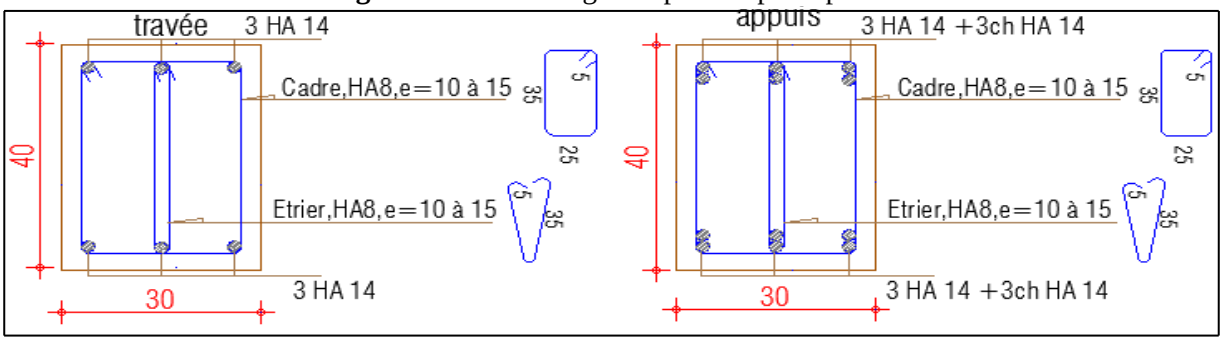


Figure V.2. Ferraillage des poutres secondaires.

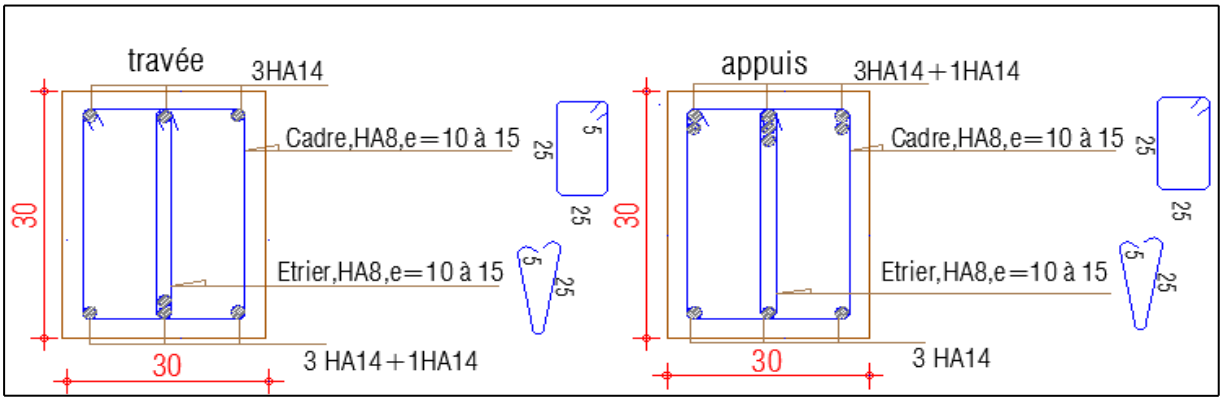


Figure V.3. Ferraillage des poutres chinage.

V.3.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée(N, M_x, M_y).

V.3.1 Armatures longitudinales :

V.3.1.1 Recommandations selon les règlements :

Selon le CBA93 :

$$A_l = Min\begin{cases} 4\ cm^2 \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% \quad \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

$$\text{Condition de non fragilité: } A_{min} = \frac{B}{1000}$$

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \quad (Zone\ courante)$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \quad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.

- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.

- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = \text{Max}\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60\text{cm}\right]$$

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

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

- N_{max} et $M_{xcorrespendant}$ et $M_{ycorrespendant}$
- N_{min} et $M_{xcorrespendant}$ et $M_{ycorrespendant}$

- M_{xmax} et $M_{xcorrespendant}$ et $N_{correspendant}$
- M_{ymax} et $M_{xcorrespendant}$ et $N_{correspendant}$

Tableau V.8 La section d'armatures des poteaux.

Etage	Section	N	Sollicitations						$A_{calculée}$ (cm²)		$A_{cal\ T}$ (cm²)	$A_{min}(RPA)$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
									A_{s1}	A_{s2}			
2sous-sol+RDC	60x60	348	N_{max}	2881.643	$M_{x\ corr}$	0.651	$M_{y\ corr}$	2.300	3.0	1.8	9.60	32.40	4HA16 +16HA 14 = 32.47
		342	N_{min}	233.125	$M_{x\ corr}$	-2.667	$M_{y\ corr}$	-1.394	3.0	1.8	9.60		
		339	N	2179.269	$M_{x\ max}$	7.579	$M_{y\ max}$	-76.619	3.0	1.8	9.60		
1+2 +3 étage	55x55	182	N_{max}	1928.461	$M_{x\ corr}$	-16.063	$M_{y\ corr}$	-50.443	2.75	1.65	8.80	27.22	20HA14 = 30.79
		693	N_{min}	110.002	$M_{x\ corr}$	9.664	$M_{y\ corr}$	17.819	2.75	1.65	8.80		
		74	N	1669.485	$M_{x\ max}$	5.462	$M_{y\ max}$	-96.654	2.75	1.65	8.80		
4+5 +6étage	50x50	973	N_{max}	1227.597	$M_{x\ corr}$	-0.243	$M_{y\ corr}$	14.080	2.50	1.50	8.00	22.50	16HA14 = 24.63
		113	N_{min}	69.114	$M_{x\ corr}$	13.032	$M_{y\ corr}$	37.032	2.50	1.50	8.00		
		240	N	702.208	$M_{x\ max}$	74.899	$M_{y\ max}$	7.475	2.50	1.50	8.00		
7+8 +9étage	45x45	1265	N_{max}	595.168	$M_{x\ corr}$	1.881	$M_{y\ corr}$	16.223	2.25	1.35	7.20	18.22	4HA14 +12HA 12 = 19.73
		1225	N_{min}	74.097	$M_{x\ corr}$	14.246	$M_{y\ corr}$	37.221	2.25	1.35	7.20		
		1191	N	328.224	$M_{x\ max}$	-0.998	$M_{y\ max}$	106.859	2.25	1.35	7.20		

V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

$\overline{\sigma_b}$=15 MPa ; $\overline{\sigma_s}$ = 201.63 MPa

Tableau V.9Vérification des contraintes à l'ELS.

Etage	Section	N	Sollicitations						σ_s (MPa)		σ_b (MPa)	T.F	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
									$\sigma_s{}'$	σ_s			
2sous-sol+RDC	60x60	348	N_{max}	2093.214	$M_{x\ corr}$	0.574	$M_{y\ corr}$	1.678	76.32	0.00	5.11	P.j	Ok
		342	N_{min}	474.274	$M_{x\ corr}$	-11.786	$M_{y\ corr}$	-2.555	21.60	0.00	1.47	P.j	
		339	N	1851.256	$M_{x\ max}$	12.713	$M_{y\ max}$	-34.511	82.37	0.00	5.68	P.j	
1+2 +3 étage	55x55	130	N_{max}	1400.825	$M_{x\ corr}$	-2.160	$M_{y\ corr}$	6.579	62.71	0.00	4.22	P.j	Ok
		122	N_{min}	789.228	$M_{x\ corr}$	11.791	$M_{y\ corr}$	-23.666	47.33	0.00	3.35	P.j	
		238	N	1289.718	$M_{x\ max}$	35.440	$M_{y\ max}$	-9.127	72.44	0.00	5.08	P.j	
4+5	50x50	973	N_{max}	896.141	$M_{x\ corr}$	-0.176	$M_{y\ corr}$	10.200	52.36	0.00	3.58	P.j	Ok

+6étage		966	N_{min}	506.541	$M_{x\ corr}$	13.267	$M_{y\ corr}$	-25.335	45.38	0.00	3.34	P.j	
		240	N	815.395	$M_{x\ max}$	32.226	$M_{y\ max}$	-3.609	60.31	0.00	4.31	P.j	
7+8 +9étage	45x45	1265	N_{max}	434.904	$M_{x\ corr}$	1.371	$M_{y\ corr}$	11.765	36.98	0.00	2.64	P.j	Ok
		1258	N_{min}	231.883	$M_{x\ corr}$	14.018	$M_{y\ corr}$	-21.615	40.22	13.6	3.18	P.j	
		1209	N	394.513	$M_{x\ max}$	26.639	$M_{y\ max}$	-2.612	44.35	0.00	3.31	P.j	

V.3.2 Armatures transversales :

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

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

T_u : Effort tranchant.

ρ_a :Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :

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

Tableau V.10 La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	Section	Zone	t (cm)	$A_{t\,ch}(cm^2)$
Les 2 Sous-sol +RDC	60x60	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
		Courante	15	$4Ø8 = 2.01$
1eme+2eme+3eme Etage	55x55	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
		Courante	15	$4Ø8 = 2.01$
4eme+5eme+6eme Etage	50x50	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
		Courante	15	$4Ø8 = 2.01$
7eme+8eme+9eme Etage	45x45	Nodale	10	$4Ø8 = 2.01$
		Courante	15	$4Ø8 = 2.01$

V.4.1 Schèmas du ferraillage :

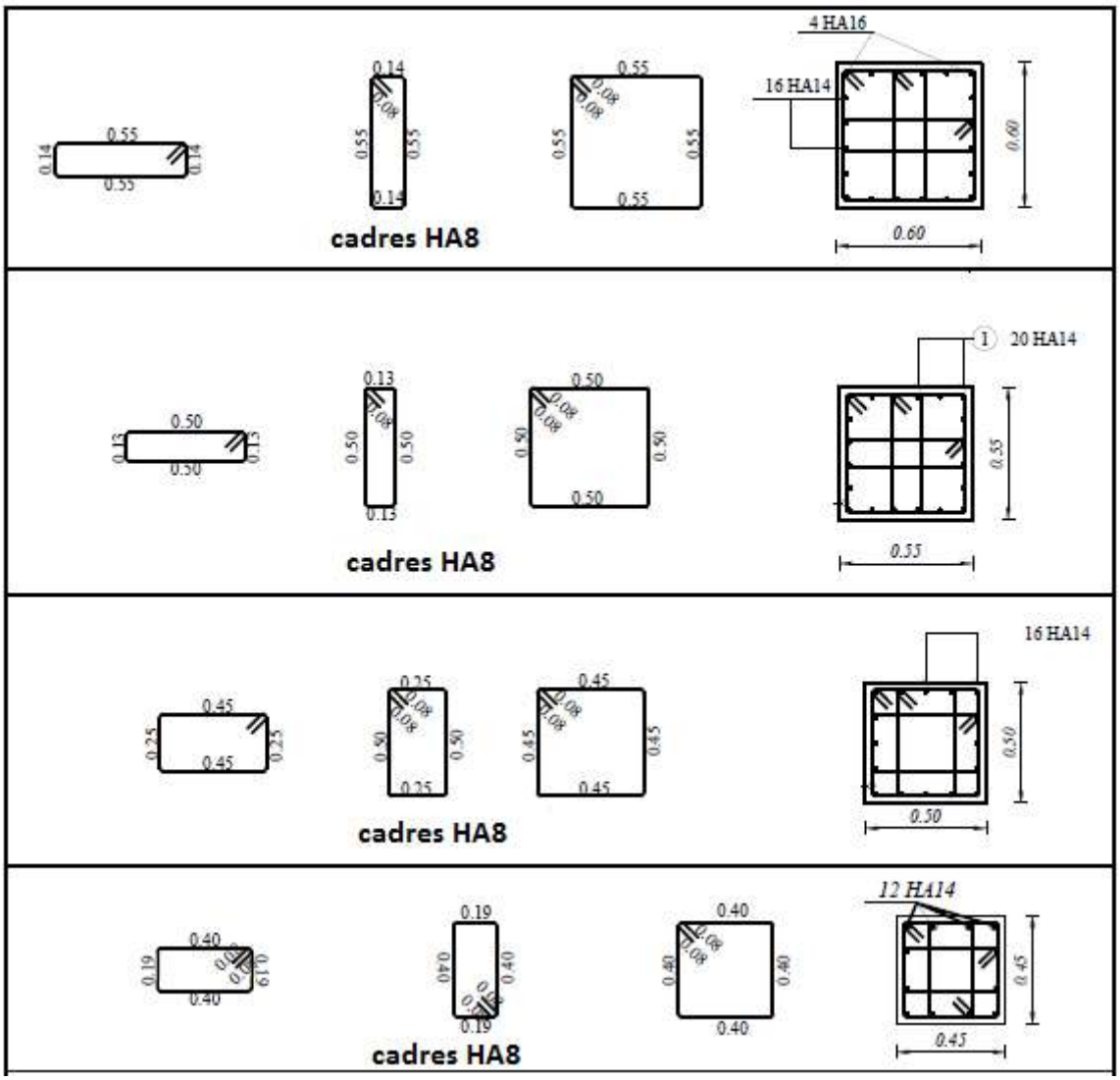


Figure V.3. Shèmas ferraillage des poteaux.

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir 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.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée(comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple.

V.4.1 Ferraillage des trumeaux :

V.4.1.1Calcul d'armatures verticales :

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivants :

Tableau V.11 La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Nodale (Suivant Y).

Image	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	Combinaison	$A_{calculer}$ (cm²)		$A_{choisie}$ (cm²)		S_t (cm)
						A_{s1}	A_{s2}	A_{s1}	A_{s2}	
	Voile 1	4.95	2671.559	3666.449	$G + Q + Ed_y$	23.80	23.80	4HA16+ 16HA14 = 32.47	4HA16+ 16HA14 = 32.47	10

Av(zone courant)=0.10%(e × L).

St(zone courant)=2 × St (zone nodale).

Tableau V.12. La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Courant (Suivant Y).

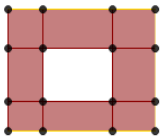
Image	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	Combinaison	$Av_{calculer}$ (cm²)	$Av_{choisie}$ (cm²)	S_t (cm)
	Voile 1	4.95	2671.559	3666.449	$G + Q + Ed_y$	9.90	36HA8= 18.10	20

$$Ah = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15.\%.a.h_e\}$$

Tableau V.13. La section calculée d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y).

Image	Voile	L (m)	he (m)	$\frac{2}{3} \times A_{vch}$	$0{,}15.\%.a.h_e$	$Ah_{calculer}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	S_t (cm)
	Voile 1	4.95	2.84	55.36	8.52	55.36	54HA12=61.07	10

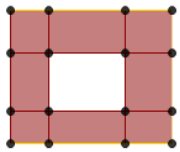
Tableau V.14 La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X).

Image	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	Combinaison	$A_{calculer}$ (cm²)		$A_{choisie}$ (cm²)		St (cm)
						A_{s1}	A_{s2}	A_{s1}	A_{s2}	
	Voile g	1.70	874.140	275.009	$G + Q + Ed_X$	11.20	11.20	20HA14 = 30.79	8HA14 = 12.32	10
	Voile d	2.15	1344.400	429.085	$G + Q + Ed_X$	9.40	9.40	8HA14 = 12.32	20HA14 = 30.79	10

Av(zone courant)=0.10%(e × L).

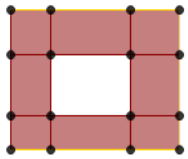
St(zone courant)=2 × St (zone nodale)

Tableau V.15 La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Courant (Suivant X).

Image	Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	Combinaison	$Av_{calculer}$ (cm^2)	$Av_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)
	Voile g	1.70	1344.400	429.085	$G + Q + Ed_X$	3.40	8HA8= 4.02	20
	Voile d	2.15	874.140	275.009	$G + Q + Ed_X$	4.30	12HA8= 6.03	20

$$Ah = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15.\%.a.h_e\}$$

Tableau V.16 La section calculée d'armatures horizontales des voiles Zone Courant (Suivant X).

Image	Voile	L (m)	he (m)	$\frac{2}{3} \times A_{vch}$	$0{,}15.\%.a.h_e$	$Ah_{calculer}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	St (cm)
	Voile g	1.70	2.79	31.42	8.37	31.42	52HA10= 40.84	10
	Voile d	2.15	2.79	32.76	8.37	32.76	52HA10= 40.84	10

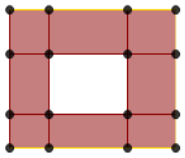
V.4.1.2Vérification des contraintes à l'ELS:

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé), donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton ($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$).

Tableau V.17.Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).

Image	L (m)	N (Kn)	M (Kn. m)	σ_b (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
	4.95	1675.958	-468.894	1.31	19.31	0.00	CV

Tableau V.18Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).

Image	L (m)	N (Kn)	M (Kn. m)	σ_b (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
	1.70	440.663	28.893	0.72	10.47	0.00	CV
	2.15	542.090	-44.345	0.76	11.22	0.00	CV

V.4.2 Ferraillage des linteaux :

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \text{Traction / compression}$$

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

V.4.2.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$):

On devra disposer :

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

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 :

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

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.

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4V_u$

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 $M_{ci}\ et M_{cj}$moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

V.4.2.2 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_Dà disposer obligatoirement.

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

$$\alpha = Arctg\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

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 :

Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$):

Tableau V.19 Choix de la méthode de calcul.

Linteau Niveau	L (m)	h (m)	T (kN)	M1 (kN)	τ (MPa)	$0.06f_{c28}$	$\tau \leq 0.06f_{c28}$	Choix de la méthode
R+1	0.80	1.34	577.018	240.934	3.35	1.5	Non	Traction/Compression

Tableau V.20. La section d'armatures des linteaux (Suivant X)

Linteau Niveau	Armatures diagonales		Armatures longitudinales		Armatures transversales		Armatures de peau	
	A_d (cm^2)	$A_{d\,ch}$ (cm^2)	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	A_t (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	A_p (cm^2)	$A_{p\,ch}$ (cm^2)
R+1	8.27	8HA12=9.04	4.02	4HA12=4.52	1	2HA8=1.01	5.36	8HA10=6.28

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

Tableau V.21 Choix de la méthode de calcul.

Linteau Niveau	L (m)	h (m)	T (kN)	M1 (kN)	τ (MPa)	$0.06f_{c28}$	$\tau \leq 0.06f_{c28}$	Choix de la méthode
R+6	0.80	1.34	262.439	103.922	1.31	1.5	Oui	flexion simple

Tableau V.22 La section d'armatures des linteaux (Suivant X)

Linteau / Niveau	Armatures longitudinales		Armatures transversales				Armatures de peau	
	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	λ	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	St (cm)	St_{ch} (cm)	A_p (cm^2)	A_p (cm^2)
R+6	2.32	4HA10=3.14	0.60	2HA8=1.01	17.9	15	5.36	8HA10=6.28

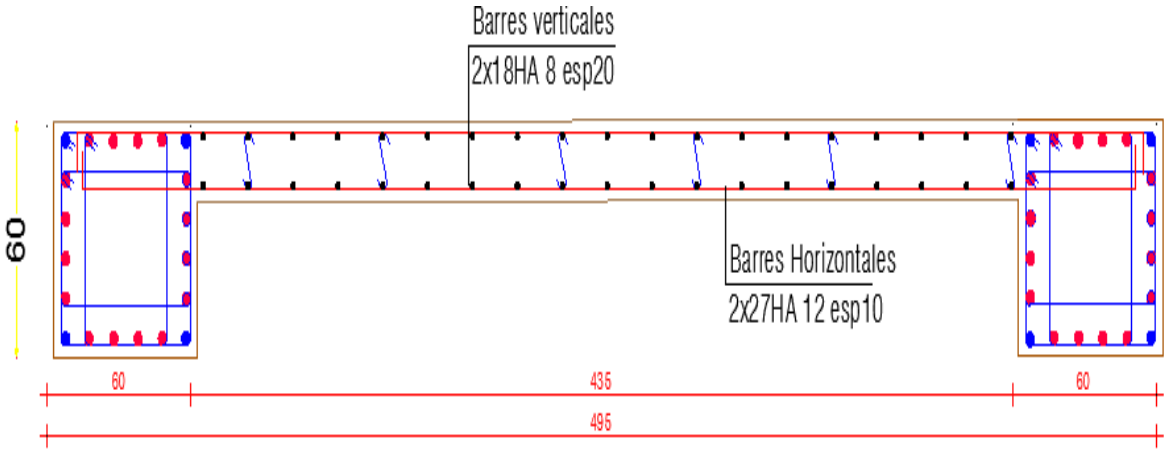


Figure V.4. Schéma ferraillage des voiles.

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.Introduction :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2 .Types de fondations :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3. Caractéristiques du sol :

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

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « Laboratoire de Ben Abdi Ahmed ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2.5\ bar$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous exige de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 2m$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$\gamma_s = 16.5\, kN/m^3$, $\varphi = 20°$, $C = 0.30\, bar\ cg$

$Cg = 0.028$, $\Delta H = 2.30\, cm$, pH = 7.84

Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (TVO + ciment + eau).

VI.4. Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend de :

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

VI.4.1 Semelle isolée sous poteau :

Méthode de calcul :

Les effort normal a la base (ELS) :

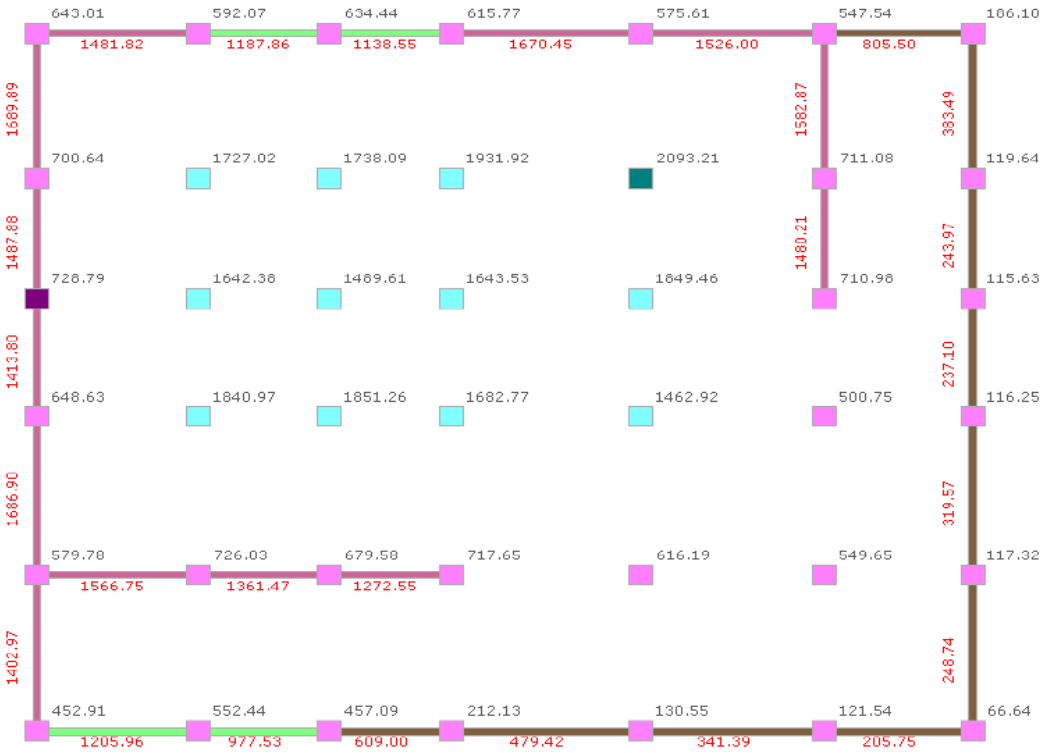


Figure VI.1*Les effort normal a la base.*

VI.4.1 .1.Dimensionnement initiales des semelles isolées :

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

	A (cm)	B (cm)	N (kn)	Mx (kn.m)	My (kn.m)	Ai initial (m)	Bi initial (m)	A ch (m)	B ch (m)	H (cm)
S1	60	60	616.19	2.23	-0.43	1.57	1.57	1.60	1.60	30
S2	60	60	2093.21	0.57	1.68	2.89	2.89	3.00	3.00	60

VI.4.1 .2Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

Suivant B : $l \geq \frac{1.5}{2}(B + B')$

Suivant A : $l \geq \frac{1.5}{2}(A + A')$

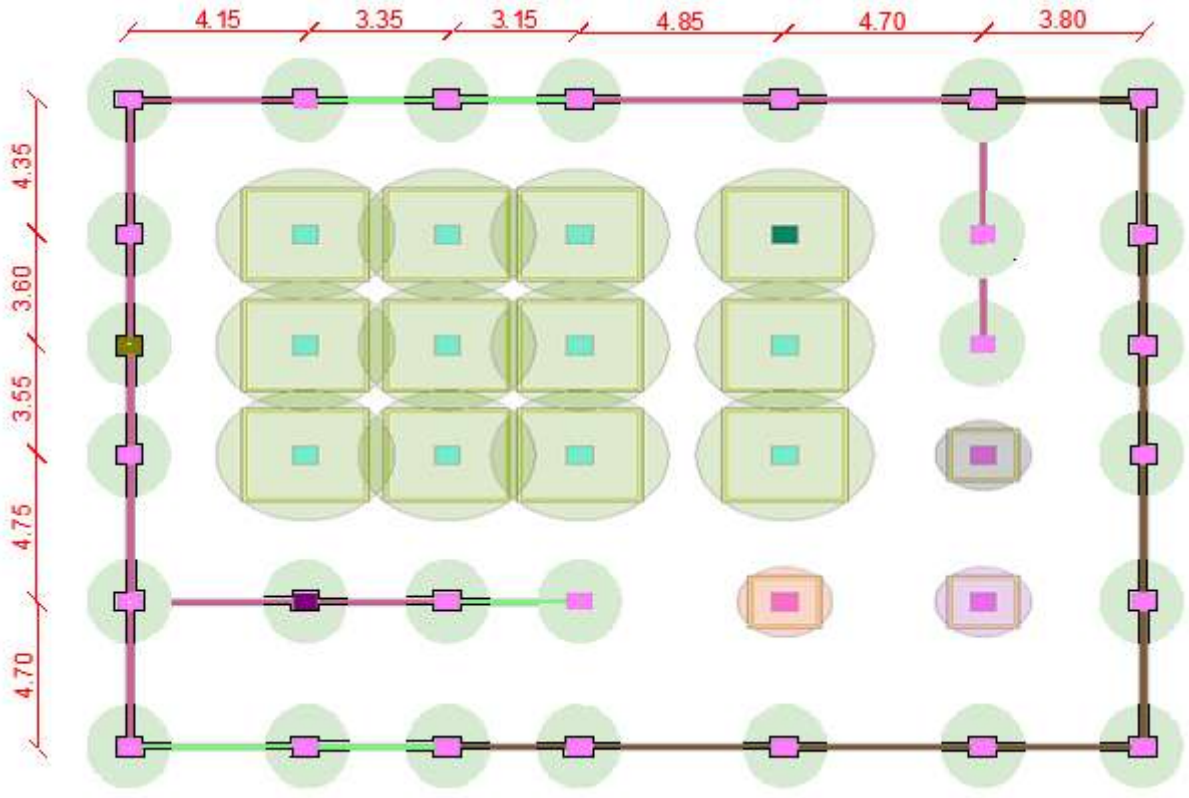


Figure VI.2 *Dessin des bulles de pression.*

On remarque qu'il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivantles deux directions, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

VI.4.1.3 dimension finales des semelles isolèes :

Tableau VI.2 Dimensionnement finales des semelles isolées à l'ELS

Semelle	Nser (KN)	σ_{sol} (bar)	A_cal (m)	B_cal (m)	A_ch (m)	B_ch (m)	H_cal (m)	h_ch (m)
S1	616.19	2.50	1.57	1.57	1.60	1.60	0.26	0.30

VI.4.1.4Vèrification des contraintes sous la semelles

$$\sigma = \frac{N_{ser}+P_{semelle}+P_{am.pot}+P_{remblai}}{A_{ch} x\, B_{ch}} \leq \sigma_{sol}$$

Tableau VI.3.Vèrification des contraintes sous la semelles .

Semelle	Nser (KN)	P semelle (KN)	σ_{cal}(bars)	σ_{sol}(bars)
S1	616.19	19.20	2.41	2.50

VI.4.1.5 Vérification de la stabilité au renversement .

Tableau VI.4.Vérification de la stabilité au renversement .

Sens A	$e_a = \frac{Ma}{Nser} = 0.36 < \frac{A}{4} = 0.40$
Sens B	$e_b = \frac{Mb}{Nser} = 0.87 < \frac{B}{4} = 0.40$

Commentaire : La fondation est stables vis-à-vis au risque de renversement.

VI.4.1.6 Vérification de poinçonnement :

$$N_{u \leq} F_{limite} = \frac{0.0045.h.u_c.\ F_{c28}}{\gamma_b}$$

$$u_c = 2[(a+b+2h)]$$

616.19≤810.20→ pas de risque de poinçonnement .

VI.4.1.7 ferraillage des semelles isolèès :

Tableau VI.5.ferraillage des semelles isolèès

N_u(KN)	860.71	A_a(cm²)	8.44
e_a(cm)	0.36	A_b(cm²)	8.94
diagramme	trapézoïdale	A_{a_ch}(cm²)	10HA12=11.31
e_b(cm)	0.87	A_{b_ch}(cm²)	10HA12=11.31
diagramme	trapézoïdale	S_t(cm)	15

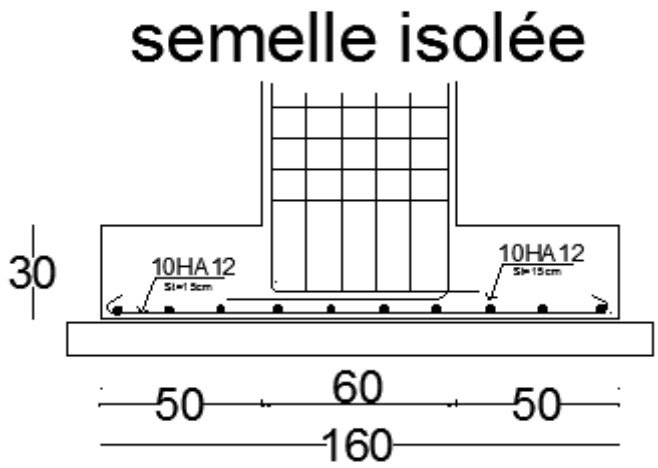


Figure VI.3ferrallaige des semelles isolèes.

VI.4.2 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi-travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- La semelle continue.
- La poutre de libage.

Les calculs de dimensionnement et de détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle, et longitudinalement pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

VI.4.2.1 Les hypothèses de calcul:

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

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

VI.4.2.2.Dimensionnement des semelles filantes :

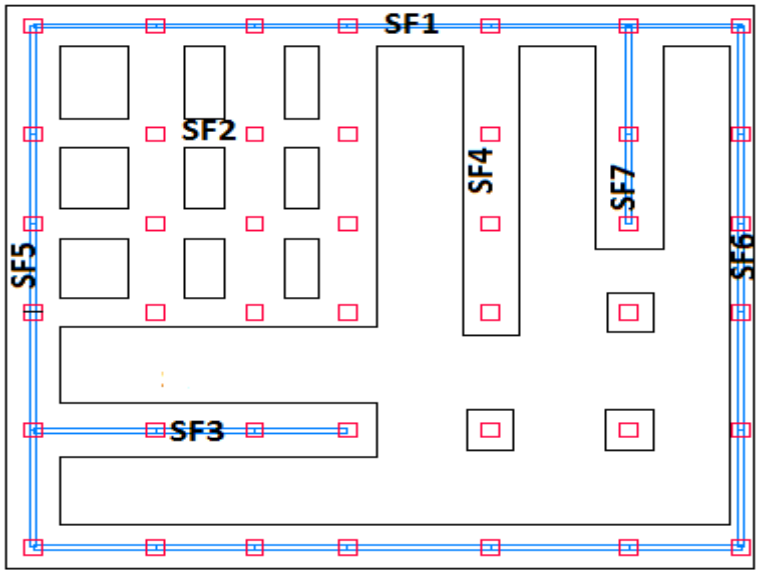


Figure VI.4 Dimensionnement des semelles filante.

Tableau VI.6. Dimensionnement des semelles Filantes à l'ELS.

Direction	Semelle	$\sum N_{max}$ (kN)	L(m)	B(m)	B_{ch}(m)	h_{ch}(m)	σ_b(MPa)
Suivant X	Semelle Filante 1	10013.47	25.20	1.52	1.60	0.30	2.45
	Semelle Filante 2	4248.45	17.00	0.96	1.20	0.30	2.08
	Semelle Filante 3	6555.81	12.15	2.06	2.20	0.45	2.45
Suivant Y	Semelle Filante4	5981.20	13.10	1.84	2.00	0.40	2.38
	Semelle Filante 5	9919.93	22.45	1.70	1.80	0.35	2.45
	Semelle Filante 6	216278	22.45	0.36	0.80	0.30	1.21
	Semelle Filante 7	5304	9.45	2.13	2.30	0.50	2.44

VI.4.2.2 Ferraillage de la semelle filante :

Tableau VI.7. Vérification de l'excentricité.

Semelle	e_o	B/6 (m)	Diagramme	Méthode
Semelle Sous Poteaux (SF4)	-0.06	0.33	trapézoïdale	Bielles
Semelle Sous Voile	0.12	0.37	trapézoïdale	Bielles

Tableau VI.8. Ferraillage parallèle.

semelle	Nu(kn)	AB(cm²)	AB choisi (cm²)	ST
Semelle Sous Poteaux (SF4)	2881.64	34.93	26HA14=40.02	15
Semelle Sous Voile	484.73	5.02	6HA12=6.79	15

Tableau VI.9. Parallèlement à l'axe de longitudinal.

semelle	Arèp(cm²/ml)	Arèpchoisi(cm²/ml)	ST(cm)
Semelle Sous Poteaux (SF4)	5.19	8HA12=9.02	20
Semelle Sous Voile	3.564	9HA10=7.07	20

VI.4.2.3.Pré dimensionnement de Poutre de Libage :

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5k.l_{max}{}^4}{E}}$$

Tableau VI.11. Pré dimensionnement de Poutre de Libage

Lmax (cm)	K (kg/cm^3)	Fc28 (MPA)	E (MPa)	hp (cm)	hp choisi (cm)	B choisi (cm)
4.85	4.00	25	32164.2	70.07	80	55

Tableau VI.12.vérification de poinçonnement .

A (m)	B (m)	H (m)	U (m)	ɣb	Fc28 (MPA)	F limite (kn)	Nu max (kn)	vérification
0.6	0.6	0.80	5.60	1.5	25	3360.00	2881.64	C.V

Remarque :pas de Risque de poinçonnement de poutre de libage.

Tableau VI.13. Sollicitations des forces .

σu	σser	F ELU	F ELS
2.83	2.08	481.10	353.60

VI.4.2.3.1Détermination des moments de la poutre de libage:

Tableau VI.14. Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a(kN.m)	M_t(kN.m)	T(kN)	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)
-847.23	711.07	-1258.29	-622.58	522.624

a-Calcul des armatures longitudinales:

Tableau VI.15. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

P.libag	M_u(kN.m)	A cal (cm^2)	A'cal (cm^2)	A ch (cm^2)	A'ch (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Travée	711.07	22.11	0,00	24.13	0,00	5HA16+7ChHA16=24.13
Appuis	-847.23	25.60	0,00	28.15	0,00	5HA16+8ChHA16=26.14

b-Vérification des contraintes à l'ELS:

- Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau VI.16. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

P.libage	M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	522.62	24.13	10.05	6.24	201.63	83.21	Vérifiée	Vérifiée
Appuis	-622.58	10.05	28.15	7.06	201,63	94.82		

c-Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2:

On doit vérifier**:** $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{1258.29 \times 1000}{600 \times 1000} = 2.16\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

d-Armatures transversales:

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.17. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

Poutre de libage	T (kN)	τ (MPa)	$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
			S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
Poutre	-1258.29	2.16	10	20	6HA8=3.02

e-Armatures de peau selon CBA93 A.7.3:

Puisque la poutre de libage a une hauteur de CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinales, des armateurs de peau d'au moins de 3cm^2/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 1{,}2 = 3{,}6\ cm^2, \text{donc on adopte } 6HA12 = 6.79 cm^2.$$

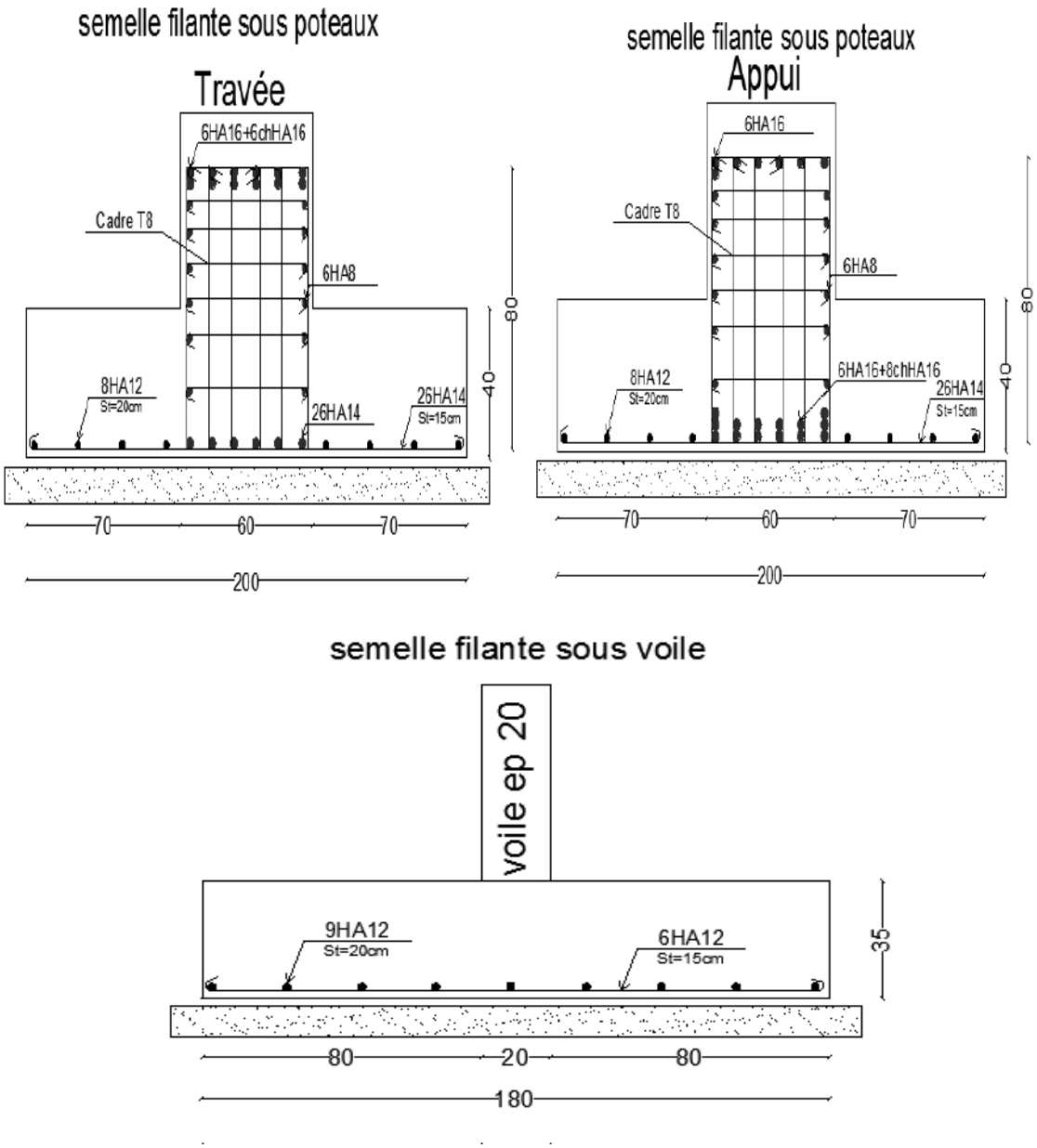


Figure VI.5.ferraillaege dela semelle filante « SF.4 »et sa poutre de libage .

VI.4.3.calcule le ferraillage de Longrine:

VI.4.3.1.Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC :

Les longrines doivent calculés pour résister à la **traction** sous l'action d'une force égale à :

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20\ KN$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

a : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de la site considérée.

Tableau VI.18 coefficient α .

Site	Zone 1	Zone Iia	Zone IIb ,III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	**10**
S4	12	10	08

Etant donné que le béton tendue est néglige, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de la **tractionF** : N max=2881.64 KN (compression)

$A = \frac{F_u}{\sigma_s} = \frac{F_u}{F_e/\gamma_s} = 690\ mm^2$ A= 6.90 cm²

Choix des Armatures :

A_{ch} = 6 HA14 = 9.24 cm²

Section minimale :

Amin = 0.6%.b x h (cm²) = 5.40 cm²

VI.4.3.2.Vérification des contraintes normal à l'état limite de service:

Combinaison : G+Q

Type de fissuration : Préjudiciable

Tableau VI.19 Vérification des contraintes normal

Longrines	Sollicitation à L'ELS		Contraintes normales		Contraintes admissibles		Vérification
N°	N_{ser} [KN]	α	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	Oui / Non
	2050.40	12	/	188.78	/	201.63	**C.V**

VI.4.3.3.Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement :

Combinaison : G+Q

Tableau VI.20 Vérification des contraintes tangentielle

Longrines et Sollicitation à L'ELU ou L'ACC				Vérification			Espacements et armatures			
N°	h [cm]	b [cm]	T [KN]	Tu [MPa]	Tu adm [MPa]	Oui /Non	ZN [cm]	ZC [cm]	Ø [mm]	At [cm²]
	30	30	28.87	0.35	2.05	C.V	10	15	08	1.51

Les cadres dont l'espacement est inférieur à la min[20 cm , 15 (Ø1)]

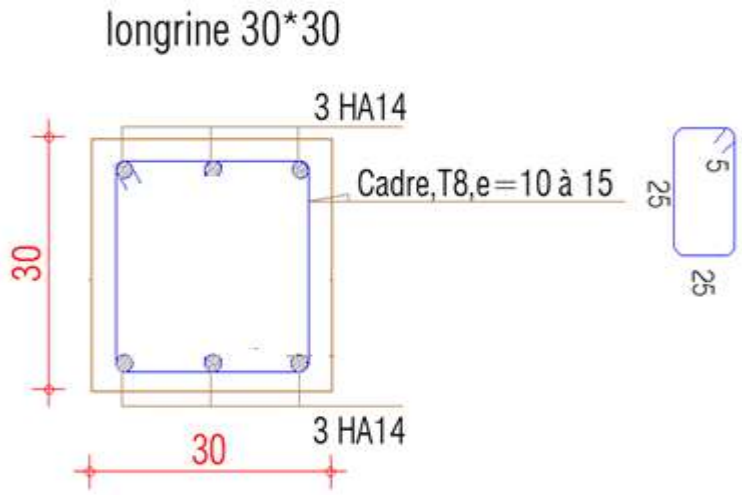


Figure VI.6.ferraillage de Longrine.

VI.4.4 Calcul de voile périphérique :

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumise à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

Selon le RPA2003, l'épaisseur minimale des voiles est : e ≥ 15 cm, dans notre cas on adoptera une épaisseur de 20 cm.

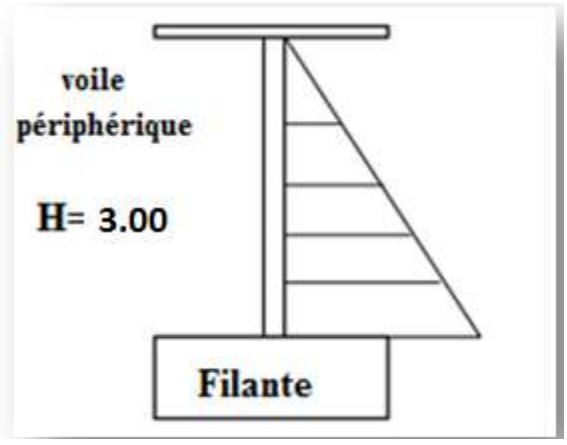


Figure VI.7.*Schéma statique du voile périphérique.*

VI.4.4.1Calcul de la poussée des terres :

$$P = (1/2)\,\rho_{remblai} * K_p * h^2$$

Avec :

$K_p = tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$\rho_d = 16.5kN \quad , \quad h = 2.64\,m \quad , \quad \varphi = 20° \Rightarrow K_p = 0.49$

$P = (0.5) * 16.5 * 0.49 * (3.23)^2 = \ 42.17\ kN/m^2$

Le voile est donc soumis à une charge rectangulaire qu'on assimilera en charge uniformément repartie, le calcul se fera par la méthode forfaitaire pour une bande de 1m.

$$P = 42.17/2 = \ 21.08\ kN$$

$$P_u = 1.35 * P = 28.45\ kN \quad , \quad P_{ser} = P = 21.08\ kN$$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $l_y = 4.75\ m$ et comme hauteur $l_x = 3.23m$;ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres).

$$\rho = \frac{l_{ix}}{l_{iy}} = \frac{3.23}{4.75} = 0.68$$

Tant que le rapport $0.4 \leq \rho \leq 1$ donc, la dalle travaille suivant les deux directions.

$$M_x = \mu_x * q * l_x^2 \quad , \quad M_y = \mu_y * M_x$$

$$M_{tx} = 0.85 * M_x \quad , \quad M_{ty} = 0.75 * M_y$$

$$M_{sx} = 0.3 * M_x \ , \quad M_{nx} = 0.3 * M_x \quad , \quad M_{ey} = M_{wy} = 0.5 * M_y$$

Tableau VI.21 La section d'armatures du voile périphérique.

	μ	*Armatures en travées*				*Armatures aux appuis*			
		M_t $(kN.m)$	A_{tcal} (cm^2)	A_{tch} (cm^2)	S_t (cm)	M_a $(kN.m)$	A_{acal} (cm^2)	A_{ach} (cm^2)	S_t (cm)
Suivant X	0.1073	16.38	2.83	7HA8 =3.52	15	5.8	2	7HA8 =3.52	15
Suivant Y	0.4050	1.52	2	7HA8 =3.52	15	2	2	7HA8 =3.52	15

VI.4.4.2Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\overline{\sigma_b} = 15MPa \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63MPa$$

Tableau VI.22 Vérification des contraintes à l'ELS.

μ	*Contraintes en travées*					*Contraintes aux appuis*				
	M_t $(kN.m)$	A_{ch} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	M_a $(kN.m)$	A_{acal} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)
0.1073	12.13	3.52	1.69	17.73	17.73	4.28	3.52	0.60	6.26	6.26
0.1050	1.12	3.52	0.16	1.64	1.64	0.75	3.52	0.10	1.10	1.10

VI.4.4.3Vérification au cisaillement à l'ELU :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$\tau_{max} = 0.166\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ MPa$Condition vérifée.

VI.5. Schèmas de voile périphérique :

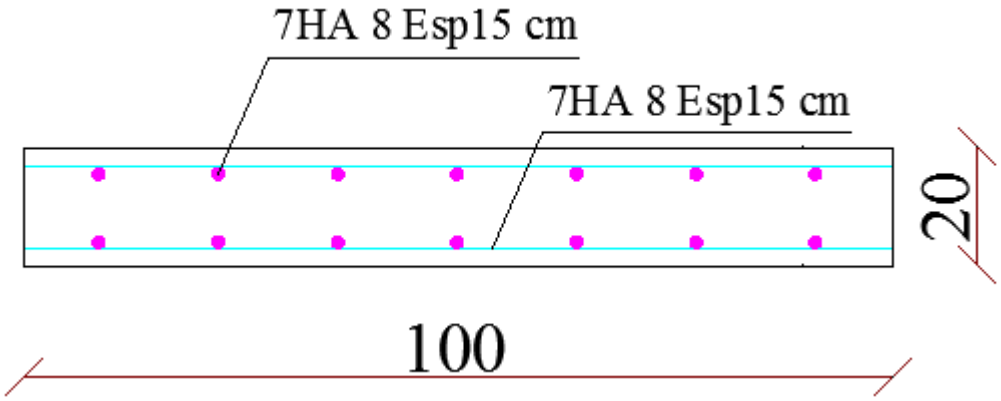


Figure VI.8.ferraillage de voile périphérique.

Conclusion générale

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.

Références bibliographique

- **Documents reglementaire :**

[1] : Régle de conception et de la calcul des structures en béton armé C.B.A 93.

[2] : Regles parasismique algerienne RPA 99 version 2003 .

[3] : Document technique reglementaire D.T.R-B.C.2.48 .

[4] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé
suivant la méthode des états limites « BAEL91 révisées 99 ».

Logiciels

- SAP2000 v20
- Autocad 2016
- Expert BA 2010
- BIM vision