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

Thème

Etude d'un bâtiment en SOUS-S+ RDC+07 étages à usage multiple (Habitation + Commerce + Dépôt)

Présenté par

CHIKH Meriem

BENAOUDA Zahra

Proposé et Dirigé par

Mr. KHELLADI Mohamed

Promotion 2021

Remerciement 

*Tout d'abord, nous tenons à remercier notre **DIEU** miséricordieux qui nous a donné la volonté, la force et la patience à achever ce travail.*

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements Pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager.

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

*Nos remerciements s'adressent également à **Mr.OULDTURKI Benaissa** Pour les diverses discussions et conseils enrichissants.*

Nous tenons à remercier le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce mémoire durant cette difficile période

Dédicaces 

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange « Allah » qui nous a donné la force et la patience pour achever cette réalisation.

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

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

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

A mes frères Mohamed ,zakaria, khaled

A mes sœurs fatma ,wissal, .

Et toutes ma famille Chikh.

A mes cheres amis, Meriem guemana ,welha ,Houda ,chahra ,

Anfel,Romaissa

A mon cher ami Lakhder.GR

A mon binôme ZAHRA

Et toute Mes collègues et mes amis sans exception surtout de la

promotion ***Génie Civil 2021***.

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

MERIEM CHIKH

Dédicaces 

Enfin le jour tant attendu par ceux qui m'ont donné la vie est arrivé. C'est avec honneur et fierté que je dédie ce labeur, je le nomme labeur car Dieu ainsi que mes parents savent combien je me suis investie depuis ma maternelle jusqu'à ce jour merci bon Dieu.

A « Mes parents »

Grâce à leurs tendres encouragements et leurs grands sacrifices, Ils ont pu Créer le climat affectueux et propice à la poursuite de mes études.

Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma

Considération et Mes profonds sentiments envers eux.

A mes sœurs: Fatima,Dalila,sarah

et mes frères :Mohammd,sohieb.

Et mon marie : Sidali

A à toute ma famille ferhat et benaouda

A mon meilleur binôme Meriem

Mes collègues et mes amis sans exception surtout de la promotion ***Génie Civil 2021****.*

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

BENAOUDA ZAHRA

ملخص

يتكون هذا المشروع من مبنى دراسي متعدد الاستخدامات مكون من(طابق تحت ا رضي + طابق ارضي+سبعة طوابق)

-يتم بناؤه في بلدية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم***III*** حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل ***(RPA99 version 2003)***

-مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات ,الأعمدة والجد ان المشكلة من الخرسانة المسلحة.

- قياسا لأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة للبناية تم طبق المعاييروالقوانين المعمول بها في الجزائر (القواعد الجزائرية المضادة للزلازل وقانون الخرسانة المسلحة)

- تم الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج***(SAP2000 version23.1.0))***

- وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet consiste à une étude et de bâtiment à usage multiple (sous-sol+RDC+7 étages), implanté dans la commune d'***Alger,*** cette région est classée comme zone ***III*** selon le **(*RPA99 version 2003).***

-La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

-Le dimensionnement et le calcul de ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueur ***(CBA93, RPA99 version 2003).***

-L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel ***« SAP2000 version23.1.0 »***.

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

Abstract

This project is a study of a multipurpose building (basement +ground floor+7floors), will be implanted in ***Algiers,*** this area is classified in area ***III*** according to ***(RPA99 version 2003).***

-The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system (frames + shell walls).

-The dimensioning and the calculation of reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian standards into force ***(CBA93, RPA99 v 2003).***

-The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element method with the help of the software ***"SAP2000 version23.1.0."***

-Lastly, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

Sommaire

Remerciement…….....
Résumé…….....
Sommaire……..…….....
Liste des Tableaux……..…….....
Liste des Figure…….. .....
Notation …….....
Introduction Générale…….....

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction 1
I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment 1
I.2.1. Dimensions en élévation.....1
I.2.2. Dimensions en plan 1
I.3. CLASSIFICATION de l'ouvrage.....2
I.3.1. Classification des zones sismiques 2
I.3.2. Classification des sols 2
I.3.3. Classification des systèmes de contreventement 2
I.4. Conception structurelle.....2
I.4.1. Planchers.....2
I.4.2. Les escaliers.....2
I.4.3. Maçonnerie 2
I.4.4. Revêtement 3
I.4.5. L'acrotère.....3
I.4.6. L'infrastructure.....3
I.4.7. Ascenseur 3

I.5. Caractéristique des matériaux....3
I.5.1. Béton....3
I.5.2. Acier....4
I.6. Conclusion....5

CHAPITRE II : Prédimensionnement

II.1. Introduction....6
II.2. Les planchers....6
II.2.1. Plancher à corps creux....6
II.2.2. Plancher à dalle pleine....7
II.2.3. Evaluation des charges....8
II.2.3.1. Plancher terrasse inaccessible....8
II.2.3.2. Plancher étage courant et RDC....9
II.2.3.3. Plancher en dalle pleine (palier d'escalier)....9
II.2.4. Charges d'exploitation....10
II.3. Maçonnerie....10
II.3.1. Murs extérieurs (Double cloison)....10
II.3.2. Murs intérieurs (simples cloisons)....10
II.4. Pré dimensionnement des poutres....11
II.5. Prédimensionnement des poteaux....12
II.5.1. Décente des charges....12
II.5.2. Détermination des charges permanente....13
II.5.3. Charge d'exploitation....14
II.5.4. Détermination de l'effort normal ultime....15
II.6. Prédimensionnement des voiles....16

CHAPITRE III : Les éléments secondaires

III.1. Introduction....20
III.2. L'Acrotère....20

III.2.1. Dimensions 20
III.2.2. Evaluation des charges 20
III.2.3. Détermination des efforts 20
III.2.4. Calcul de ferraillage à l'ELU 21
III.2.5. La vérification des contraintes à l'ELS 21
III.2.6. Vérification des contraintes de cisaillement 21
III.2.7. Détails de ferraillage de l'acrotère 22
III.3. L'ESCALIERS 22
III.3.1.1 Etude d'escalier d' etage courant 22
III.3.1.2. Etude d'escalier d' etage RDC 23
III.3.2. Efforts tranchants et moments fléchissant 25
III.3.3. Calcul de ferraillage 26
III.3.3.1. Ferraillage longitudinal 26
III.3.3.2. Armatures de répartition 26
III.3.4. Vérification des contraintes normales a ELS 27
III.3.5. Vérification de cisaillements normales l'ELU 27
III.3.6. Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui 28
III.3.7. Condition de la flèche 28
III.3.8. La poutre palière 29
III.3.8.1. Pré dimensionnement 29
III.3.8.2. Calcul des Charges 30
III.3.8.3. Calcul de ferraillage à L'ELU 30
III.3.8.4. Vérification des contraintes à L'ELS 30
III.3.8.5. Vérification des contraintes à L'ELU 30
III.3.8.6. Condition de la flèche 31
III.4. Calcul des Planchers 32
III.4.1. Plancher à corps creux 32
III.4.2. Les Poutrelles 32
III.4.3.Disposition des Poutrelles 32

III.4.3.1. Avant coulage 33
III.4.3.2. Après coulage 34
III.4.3.2.1. Calcul des charges et surcharges 34
III.4.3.2.2. Sollicitations de calcul 34
III.4.3.2.3. Ferraillage des poutrelles 38
III.5. Dalle pleine 42
III.5.1. Méthode de calcul 43
III.5.2. Dalle pleine rectangulaire encastrée sur 2 cotés 43
.III.5.2.1.Dimension géometrique 43
III.5.2.2Prédimensionnement. 43
III.5.2.2.1. Calcul de la charge totale 43
III.5.2.2.2. Calcul des moments 44
III.5.2.3. Calcul du ferraillage L'ELU 45
III.5.2.4. Vérification des contraintes L'ELS 45
III.5.2.5. Vérification de contraintes de cisaillement à L'ELU 46
III.5.2.6. Condition de la flèche L'ELS 46
III.5.3. Dalle pleine rectangulaire encastrée sur 4 cotés 47
III.5.3.1. Calcul des moments 48
III.5.3.2. Calcul du ferraillage L'ELU 48
III.5.3.3. Vérification des contraintes L'ELS 49
III.5.3.4. Vérification de contraintes de cisaillement L'ELU 50
III.5.3.5. Condition de la flèche L'ELS 50
III.6. Dalle machine 51
III.6.1. Introduction 51
III.6.2. Pré dimensionnement 51
III.6.3. Calcul du ferraillage àl'ELU 52
III.6.4. Vérification des contraintes à l'E.L.S 52
III.6.5. Vérification de l'efforttranchant 52
III.6.6. Condition de la flèche 53

III.6.7. Vérification de non poinçonnement 53

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction 53
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 53
IV.2.1. Centre de masse 54
IV.2.2. Centre de torsion 55
IV.2.3. Autou stable 56
IV.3. Disposition des voiles 56
IV.3.1. Voile périphérique (niveau sous-sol) 56
IV.3.2. Les propositions des dispositions des voiles de contreventement 57
IV.4. Calcul d'excentricité 59
IV.4.1. Dimensions du bâtiment 59
IV.4.2. Excentricité admissible 59
IV.4.3. Centre de Rigidité & Centre deMasse 59
IV.4.4. Excentricité totale 60
IV.5. Calcul dynamique du bâtiment 60
IV.5.1. Choix de la méthode de calcul 60
IV.5.2. La Méthode dynamique modale spectrale 60
IV.5.2.1. Principe 60
IV.5.2.2. Modélisation 60
IV.5.2.3. Spectre de réponse de calcul 60
IV.5.3. Résultats des vérifications de la structure 62
IV.5.3.1. Vérification de comportement modal 63
IV.5.3.2. Vérification de participation massique 63
IV.5.3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 64
IV.5.3.4. Vérification de la stabilité au renversement 66
IV.5.3.5. Vérification du déplacement en tête du bâtiment 66
IV.5.3.6. Vérification des déplacements inter-étages 67
IV.5.3.7. Vérification de cisaillement des éléments 69

IV.5.3.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 71
IV.5.3.9. Vérification de l'effort normal réduit à la base 72
IV.6. étude comparative sur la résistance caractéristique du béton 74

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. INTRODUCTION 75
V.2. Ferraillage des poutres 75
V.2.1. Ferraillage des poutres principales et secondaires 76
V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS 76
V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions.....77
V.2.4. Vérification de la flèche à l'ELS.....78
V.3. Ferraillage des poteaux 81
V.3.1. Détermination des armatures longitudinales 81
V.3.2. Calcul les armatures longitudinales à l'ELU ou ACC 82
V.3.3. Armatures transversales 82
V.3.4. Coupe de ferraillage des poteaux 83
V.4. Ferraillage des voiles 83
V.4.1. Ferraillage des voiles pleins.....85
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales 85
V.4.1.2. Vérification des armatures à l'ELS.....86
V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 87
V.4.1.4. Calcul des armatures horizontales.....87
V.4.2. Ferraillage des voiles avec ouvertures 88
V.4.2.1. Ferraillage des trumeaux.....88
V.4.2.1.1. Calcul d'armatures verticales.....88
V.4.2.1.2. Vérification des armatures à l'ELS 89
V.4.2.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 90
V.4.2.1.4. Calcul des armatures horizontales.....90
V.4.2.1.5. Calcul des armatures transversales 90
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux 91

V.4.2.2.1. Méthode de calcul 91
V.4.2.2.2. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$) 91
V.4.2.2.3. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau b \geq 0.06 fc28$) 92
V.4.2.2. 4. Coupe de ferraillage de voiles 93

CHAPITRE VI : ETUDE DE l'infrastructure

VI.1. Introduction 95
VI.1.1. Reconnaissances du sol 95
VI.2. Choix de la fondation 95
VI.2.1. Semelle isolé 96
VI.2.1.1. Méthode de calcul 96
VI.2.1.2. Vérification de l'interférence entre deux semelles 96
VI.2.2. Semelle Filante 97
VI.2.2.1. Dimensionnement des semelles filantes 98
VI.2.2.2. Vérification des contrainte sous le semell à l' ELS 98
VI.2.2.3.Vérification da la stabilité 99
VI.2.2.4 Vérification du chevauchement 99
VI.2.2.5 Dimensionnement de la poutre libage pour la semelle sous plusieurs poteaux 99
VI.2.2.6 Calcul de ferraillge 99
VI.2.2.6. 1 Sous un voile 99
VI.2.2..6.2. Sous plusieurs poteaux 100
VI.3 Longrines 100
VI.3.1.Ferraillage de longrines 100
VI.3.1.1. Ferraillage longitudinal 100
VI.3 .1.2.Vérification de contraintes l'ELS 101
VI. 3.1.3. Ferraillage transversale 103

Liste des tableaux

CHAPITRE 1

Tableau I. 1. Caractéristiques mécanique de béton.....3
Tableau I. 2. Caractéristiques mécanique d'acier. 4

CHAPITRE 2

Tableau II. 1. Charge de la terrasse pour un plancher à corps creux 9
Tableau II. 2. Charge de l'étage courant et RDC (planchers à corps creux) 10
Tableau II. 3. Charge de l'étage courant et RDC (planchers à dalle pleine) 11
Tableau II. 4. Charges du mur double cloison 12
Tableau II. 5. Charges du mur simple cloison 12
Tableau II. 6. Pré dimensionnement des poutres 13
Tableau II. 7. Calcul de l'effort N 14
Tableau II. 8. L'effort Normal ultime de chaque niveau 12
Tableau II. 9. Détermination des charges d'exploitation 14
Tableau II. 10. Vérification de 1.1Nu≤ Nadm 16
Tableau II.11. Vérification des section selo le RPA99 17
Tableau II.11. Vérification des dimensions selo le RPA99 17

CHAPITRE 3

Tableau III. 1. Détermination des efforts à **L'ELU** et **L'ELS** 20
Tableau III. 2.les ferraillge adobté 21
Tableau III. 3. le paramter de calcul 24
Tableau III. 4. determination da cherge d'escalier 25
Tableau III. 5. Efforts tranchant et moment fléchissant 25
Tableau III. 6. sollicitation à L'ELS 26
Tableau III. 7. calcul de ferraillage 27
Tableau III. 8. Résultat de ferraillage à **L'ELU** 27
Tableau III. 9. condition d' espacement 27
Tableau III. 10. Vérification des contraintes à **L'ELS** 27

Tableau III. 11. vérification de l'effort tranchant 28
Tableau III. 12. calcule de ferraillage de la section partiellement comprimées 28
Tableau III. 13. condition de la fléche 29
Tableau III. 14. sollicitation 30
Tableau III. 15.verification des contrante à L'ELS 31
Tableau III. 16. Efforts tranchant 31
Tableau III. 17. Condition de la flèche 31
Tableau III. 18. Charge et surcharge 34
Tableau III. 19. Calcul des moments 34
Tableau III. 20 Vérification de la flèche 34
Tableau III. 21. Charges et surcharges [1] 35
Tableau III. 22. Les poutrelles les plus défavorables 35
Tableau III. 23. Résultat final des poutrelles 38
Tableau III. 24. calcul ferraillage a l'ELU de RDC 39
Tableau III. 25. calcule de ferraillage a l'ELU des étages courant 39
Tableau III. 26. Vérification des contraintes à l'état limite de service de RDC 39
Tableau III. 27. Vérification des contraintes à l'état limite de service des étages courant 40
Tableau III. 28. Vérification de cisaillement à l'état limite de ultime de RDC+1ér étage 40
Tableau III. 29. Vérification de cisaillement à l'état limite de ultime d'étage courant 40
Tableau III. 30.Vérification de la flèche pour RDC 41
Tableau III. 31 Vérification de la flèche pour étages courant 41
Tableau III. 32. .les sollicitation de dalle pleine 44
Tableau III. 32 Les résultats du ferraillage de la dalle pleine L'ELU sens(X,Y) 45
Tableau III. 33 Vérification des contraintes à l'ELS sens X 46
Tableau III. 34 Vérification des contraintes à L'ELS sens Y 46
Tableau III. 35. Vérification de l'effort tranchant 46
Tableau III. 36. Vérifications de la flèche 46
Tableau III. 37 Les résultats du ferraillage de la dalle pleine L'ELU sens(X,Y) 48
Tableau III. 38 Vérification des contraintes à L'ELS sens X 48
Tableau III. 39 Vérification des contraintes à L'ELS sens Y 48
Tableau III. 40 Vérification de l'effort tranchant 49

Tableau III. 41Vérifications de la flèche 49

Tableau III. 42.sollicitation..... 52
Tableau III. 43. feraillge 52
Tableau III. 44. Ferraillage à **L'ELU** [2]..... 53
Tableau III. 45. Vérification à **l'E.L.S** [2]..... 53
Tableau III. 46 Vérification des contraintes à L'ELS sens X..... 54
Tableau III. 47 Vérification des contraintes à L'ELS sens Y..... 54
Tableau III. 48 Vérification de l'effort tranchant [2]..... 54

CHAPITRE 4

Tableau IV. 1. Centre de masse et centre d'inertie [3].....54
Tableau IV. 2. Calcul de l'excentricité totale 55
Tableau IV. 3. Coefficient de comportement R.....58
Tableau IV. 4. Justification du coefficient de comportement R suivant X.....58
Tableau IV. 5. Justification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage 59
Tableau IV. 6. Justification du coefficient de comportement R suivant Y (KN) 60
Tableau IV. 7. Justification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage 61
Tableau IV. 8. Facteur de qualité Q.....62
Tableau IV. 9. Vérification de comportement 63
Tableau IV. 10. Participation massique [3] 63
Tableau IV. 11. Calcul de la force sismique totale.....64
Tableau IV. 12. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....65
Tableau IV. 13. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base 65
Tableau IV. 14. Vérification de stabilité au renversement 65
Tableau IV. 15. Déplacement sous la force Ed.....66
Tableau IV. 16. Déplacement et déformation inter-étages sous Edx [3].....67
Tableau IV. 17. Déplacement et déformatin inter-étages sous Edy [3].....68
Tableau IV. 18. Vérification de cisaillement des poutres.....69
Tableau IV. 19. Vérification de cisaillement des poteaux.....69

Tableau IV. 20. Vérification de cisaillement des voiles sens X 70
Tableau IV. 21. Vérification de cisaillement des voiles sens Y 70
Tableau IV. 22. Vérification de cisaillement des voiles sens X 70
Tableau IV. 23. Vérification de cisaillement des voiles sens Y 70
Tableau IV. 24. Vérification de l'effet P-Δ suivant X,Y.....71
Tableau IV. 25. Vérification l'effort normal réduit à la base 72
Tableau IV. 26. Vérification de l'effort normal réduit à la base 72
Tableau IV. 27. Vérification de l'effort normal réduit à la base 73
Tableau IV. 28. Dimensionnement des différents éléments avec des résistances variables 74

CHAPITRE 5

Tableau V. 1. Les données du calcul 75
Tableau V. 2.ferraillage des poutres (principales et secondaires) 76
Tableau V. 3.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres 76
Tableau V. 4. Vérification des poutres selon les conditions [CBA et RPA] 77
Tableau V. 5. Calcul des armatures transversales.....78
Tableau V. 6. Vérification de la flèche 78
Tableau V. 7. calcul les armatures longitudinales 80
Tableau V. 8. Vérification des contraintes à l'ELS [2].....81
Tableau V. 9. Vérification de cisaillement 82
Tableau V. 10. Calcul des armatures transversales et leurs espacements.....83
Tableau V. 11 les sollicitations des voiles pleins (Suivant X).....85
Tableau V. 12 les sollicitations des voiles pleins (Suivant Y).....86
Tableau V. 13 La section calculée d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant X). 86
Tableau V. 14 La section calculée d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant Y). 86
Tableau V. 15 vérification des armatures à ELS (sens x).....87
Tableau V. 16 vérification des armatures à ELS (sens y).....87
Tableau V. 17 vérification des contraintes de cisaillement à ELU.....88
Tableau V. 18 La section d'armatures horizontal et transversale des voiles pleins (Suivant X).....88

Tableau V. 19 La section d'armatures horizontal et transversale des voiles pleins (Suivant Y).....89
Tableau V. 20 les sollicitations des trumeaux (Suivant X).....89
Tableau V. 21 La section calculée d'armatures verticales des trumeaux (Suivant X). 89
Tableau V. 22 vérification des armatures à ELS (sens x).....89
Tableau V. 23 vérification des contraintes de cisaillement à ELU.....90
Tableau V. 24 La section d'armatures horizontal et transversale des trumeaux (Suivant X) 90
Tableau V. 25. Diamètre des armatures transversaux.....90
Tableau V. 26 les sollicitations de linteau (X1).....92
Tableau V. 27 les sections des armatures de linteau (X1). 90
Tableau V. 28 les sections choisie d' armatures des linteaux 91

CHAPITER 6

Tableau VI. 1. Dimensionnement des semelles isolées à ELS 94
Tableau VI. 2. Vérification du chevauchement 95
Tableau VI. 3. Dimensionnement des semelles filantes 98
Tableau VI. 4. Vérification des contraintes 98
Tableau VI. 5. Vérification des la stabilité 98
Tableau VI. 6. Vérification du chevauchement 98
Tableau VI. 7. Vérification l'éxcentricité.....99
Tableau VI. 8. Ferraillages de semelles filantes sous un voile 99
Tableau VI. 9. Ferraillages de semelles filantes sous un poteau 99
Tableau VI. 10. Férraillage des armatures 99
Tableau VI. 11.Détermination des collicitation de la poutre de libage 100
Tableau VI. 12. Calcul des armatures longitudinale de la poutre de libage a l' ELU.....100
Tableau VI. 13. Vérification des armatures longitudinale de la poutre de libage a l'ELS.....101
Tableau VI. 14. Calcul des armature transversales de la poutre de libage 101
Tableau VI. 15 Férraillage longitudinal des longrines.....102
Tableau VI. 16. Vérification de contrainte à L'ELS des longrie.....103
Tableau VI. 17. Calcul des armatures transversales des longrines.....103

Liste des figures

CHAPITRE 1

Figure I. 1. Dimensions en plan 1

CHAPITRE 2

Figure.II. 1 Surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité en RDC 11
Figure.II. 2 Surface de plancher supporté par le poteau le plus sollicité en étages 11

CHAPITRE 3

Figure III. 1 Dimensions de l'acrotère 19
Figure III. 2Détails de ferraillage de l'acrotère 19
Figure III. 3 Shéma statique d'une volée d escalier 22
Figure III. 4 Shéma statique d'une volée d escalier RDC et etage 22
Figure III. 5 Détermination de charge d escalier 22
Figure III. 6 Diagramme des moments et efforts tranchants retenus à l'ELU 25
Figure III. 7 Distribution des charges à l'ELS 26
Figure III. 8 Diagramme des moments et effort tranchants retenus A l'ELS 28
Figure III. 9 Poutre palière encastrée à deux cotés 30
Figure III. 10 Ferraillage da la Poutre palière 33
Figure III. 11 Poutrelle à un seul travée 32
Figure III. 12 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU 34
Figure III. 13 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS 34
Figure III. 14 Poutrelle à un trois travée 32
Figure III. 15 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU 34
Figure III. 16 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS 34
Figure III. 17 Poutrelle à un seul travée RDC 32
Figure III. 18Diagramme du moment fléchissant à l'ELU 34
Figure III. 19 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS 34
Figure III. 20 Détail de ferraillage de poutrelle pour RDC 35

Figure III. 21 Détail de ferraillage de poutrelle pour les étages courant et terrasse 42
Figure III. 22Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine..... 43
Figure III. 23 Les encastrements et les dimensions de la deux dalle pleine 47
Figure III. 24 Schéma de la vérification du non poinçonnement..... 52

CHAPITRE 4

Figure IV. 1. Auto-stable 55
Figure IV. 2. la disposition des voiles périphérique (partie Sous-Sol) 56
Figure IV. 3. 1ére disposition des voiles.....57
Figure IV. 4. 2éme disposition des voiles.....57
Figure IV. 5. 3éme disposition des voiles.....58
Figure IV. 6. 4éme disposition des voiles (disposition finale) 58
Figure IV. 7. Spectre de réponse X et Y 62

CHAPITRE 5

Figure V. 1. Sens des poutres.....75
Figure V. 2. Ferraillage des poutres principales 78
Figure V. 3. Ferraillage des poutres secondaires 79
Figure V. 4. Ferraillage des poteaux 55x55.....83
Figure V. 5. Ferraillage des poteaux 50x50.....83
Figure V. 6. Ferraillage des poteaux 45x45.....83
Figure V. 7. Disposition des voiles pleint et des voiles avec ouvertures.....85
Figure V. 8. Ferraillage des voiles avec ouvertures.....93

CHAPITRE 6

Figure VI. 1. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à ELS.....97
Figure VI.2 .Les bulles de pression sous la semelle 97
Figure VI. 3. Schéma des chevauchements entre les semelles isolées 98
Figure VI. 4. Les dimensions finales des semelles fillantes 98
Figure VI. 5. Disposition des semelles filante sous poteau 98

Figure VI.6 . Ferraillage de semelles filante sous voile.....101
Figure VI. 7. Ferraillage de la longrine.....104

Notation

❖ *Majuscules romaines*

A : Section d'aciers tendus.

A' : Section d'acier comprimé.

Amax, Amin : Section d'acier maximale et minimale

At : section d'armature transversale.

Aver : Section d'armatures verticales.

Ah : Section d'armatures horizontales.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

I : Moment d'inertie.

Ii : moment d'inertie des trumeaux.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S.

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

R : force résultante.

S : surface de la poutre

E ; module de YOUNG

❖ *Minuscules romaines*

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv : Espacement des armatures verticales.

❖ *Majuscules grecques*

Σ: sommation.

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

W : poids.

❖ *Minuscules grecques*

α: Angle.

γ: Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ρ: poids volumique du béton.

σ: Contrainte normale.

τ: Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

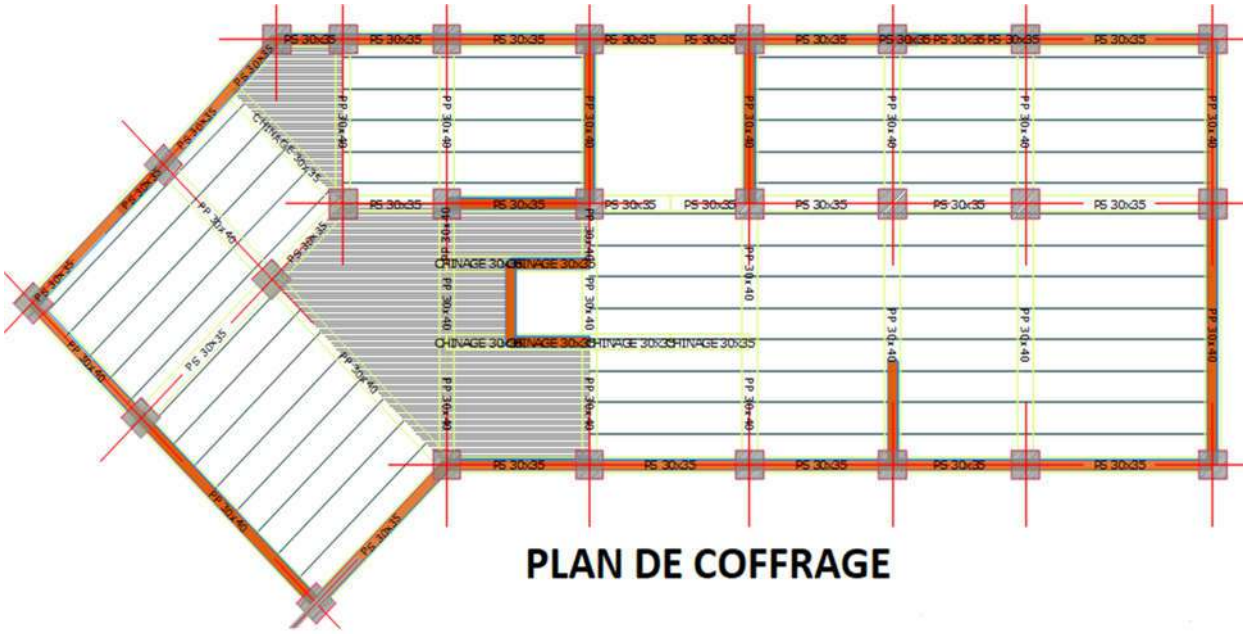
Introduction

Un bâtiment au sens commun est une construction immobilière, réalisée par intervention humaine, destinée d'une part à servir d'abri, à protéger des intempéries des personnes, des biens et des activités, d'autre part à manifester leur permanence comme fonction sociale, politique ou culturelle. Un bâtiment est un ouvrage d'un seul tenant composé de corps de bâtiments couvrant des espaces habitables lorsqu'il est d'une taille importante. Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions en génie civile. Les ingénieurs s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société.

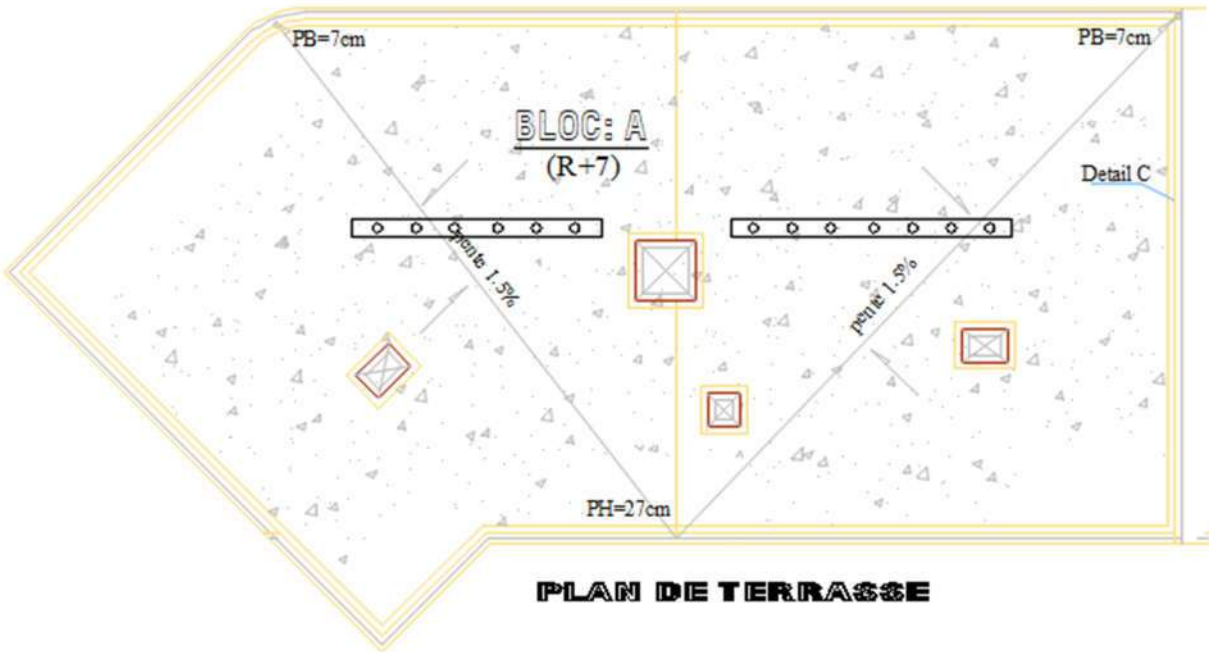
La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance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

L'étude sera menée sur un bloc en ***Sous-sol+RDC+7étages*** constitué par des portiques poteaux-poutres et contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- ✓ La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ La deuxième étape sera la détermination des charges verticales affectant la structure et pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- ✓ La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et les dalles pleines).
- ✓ La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (charges horizontales). L'étude de notre projet sera menée par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ***SAP2000 V23.1.0***
- ✓ La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; poteaux et voiles), par le programme ***ROBOT EXPET.***
- ✓ La sixième étape sera le calcul des fondations ***(type ; dimensions et ferraillages).***



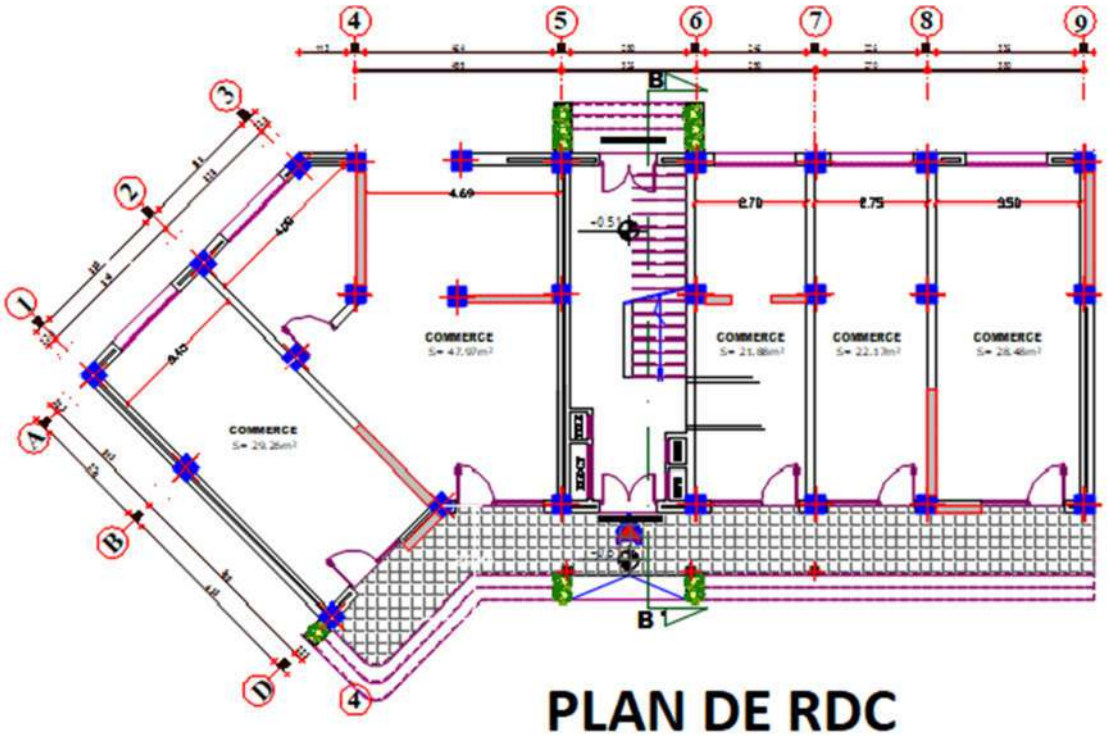
PLAN DE COFFRAGE



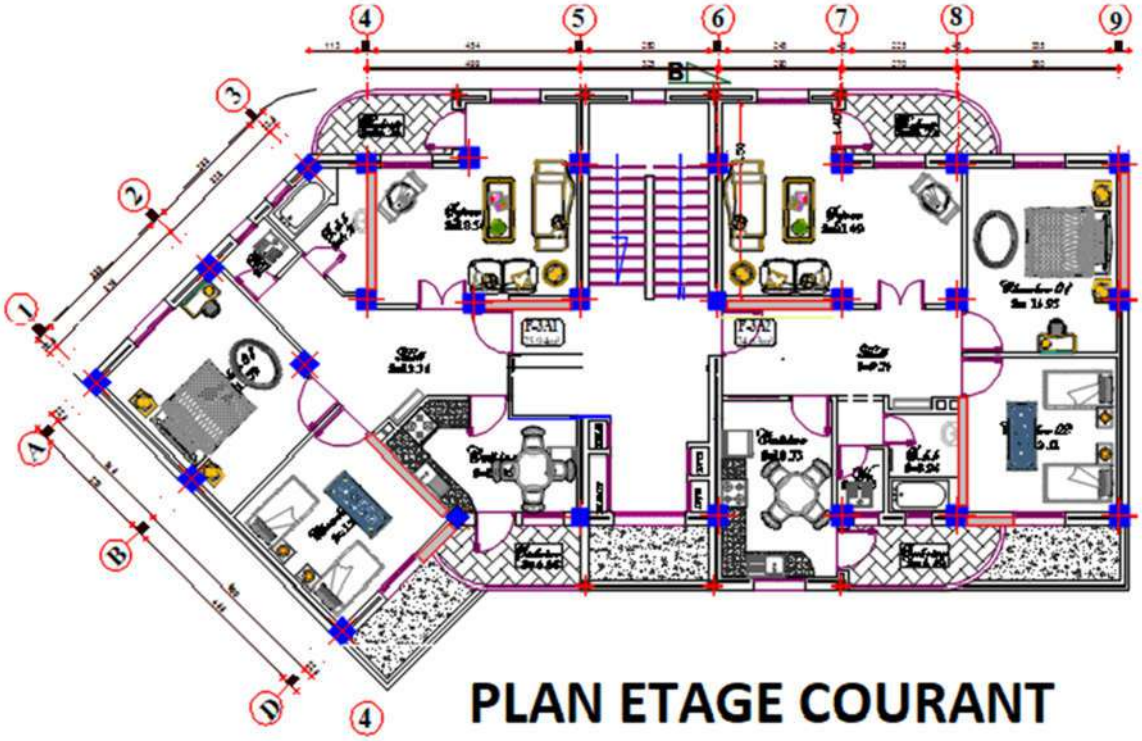
PLAN DE TERRASSE



FACADE PRINCIPALE



PLAN DE RDC



PLAN ETAGE COURANT

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1. INTRODUCTION

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier les éléments résistants de la structure d'un bâtiment en (Sous-Sol+RDC+07étages) avec locaux commerciaux en RDC, implanté à la commune d'Alger bab el oued zone de forte sismicité classée en (zone III) selon le RPA99 version 2003. Ouvrage de moyenne importance, le groupe d'usage est le (2).

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements Algériens de calcul et de vérification en béton armé suivant :

-Règles parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

-Document Technique Réglementaire « DTR.B.C.2.2 » (charges permanentes et surcharges d'exploitation)

-Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93 ».(Caractéristiques géométriques du bâtiment).

I.2. Les Caractéristiques géométriques du bâtiment:

I.2.1. Dimensions en élévation

- ✓ Hauteur totale du bâtiment : 28.9 m
- ✓ Hauteur de l'acrotère : 0.60 m
- ✓ Hauteur d'étage courant : 3.23 m
- ✓ Hauteur du RDC : 3.57m
- ✓ Hauteur du sous-sol : 2.72m

I.2.2. Dimensions en plan

- ✓ Longueur total du bâtiment : 24.51 m
- ✓ Largeur total du bâtiment : 11.36 m

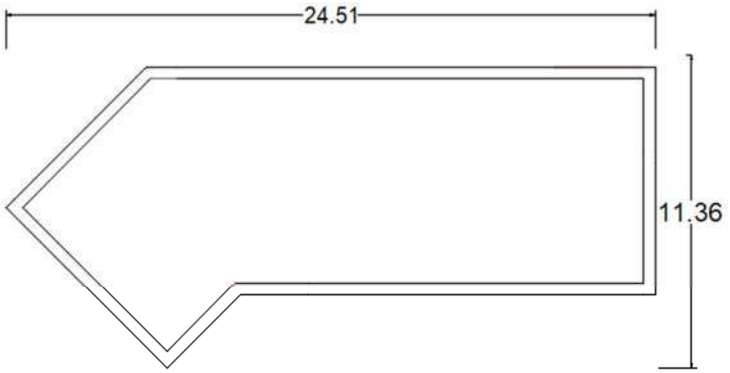


Figure I. 1. Dimensions en plan

I.3.CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE

I.3.1. Classification des zones sismiques.

Le bâtiment sera implanté à la commune d'Alger, la zone classée par le règlement parasismique Algérien [RPA99V2003] comme une zone de forte sismicité Zone III Classifications des ouvrages selon leur importance : [Art 3.2 RPA99 v2003]
Le bâtiment est un ouvrage de moyenne importance appartenant au groupe d'usage 2.

I.3.2. Classification des sols

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

I.3.3. Classification des systèmes de contreventement

Notre bâtiment de 28.90 de hauteur totale comporte neuf niveaux y compris le sous-sol.
Le RPA99 Version 2003 exige huit metres de hauteur minimum comme limite pour préconiser le système de contreventement qui est le suivant :

- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé [Art. 3.4. A.2 RPA99 version 2003].
- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles [Art. 3.4. A.4-a RPA99 version 2003].
- Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé [Art. 3.4. A.4-b RPA99 version 2003]

I.4. CONCEPTION STRUCTURELLE

I.4.1. Planchers

Le plancher est un diaphragme qui à pour rôle de supporter les charges verticales (permanentes et secondaires) qui les transmet aux poutres et ces dernières les transmettent aux éléments verticaux (poteaux) de la structure.

Nous avons utilisé deux types de planchers le

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

I.4.2. Les escaliers

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers droits à deux volés.

I.4.3. Maçonnerie

Le remplissage en maçonnerie du bâtiment sera assuré par la brique creuse.

a)Murs extérieurs

Ils sont constitués de deux parois:

-deux briques creuses de 10cm d'épaisseur.

-l'âme d'aire de 10cm d'épaisseur pour assurer l'isolation thermique entre le milieu extérieur et l'intérieur du bâtiment.

b)Murs intérieurs

Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.4.4. Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

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

I.4.5. L'acrotère

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

I.4.6. L'infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol, pour notre projet les fondations sont calculées conformément au rapport du sol de contrainte $\boldsymbol{\sigma sol}$=**2.00**$\boldsymbol{bar}$s.

I.4.7. Ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical par des accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de machines

I.5.CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

I.5.1.Béton

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII 42,5 de 350Kg/m³ ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à $fc28 = 25\ MPa$

Tableau I. 1. Caractéristiques mécanique de béton

			Valeur	Source
La masse volumique « ρ »			2,5 t/m^3	ART A.3.1.2.1 CBA93
La résistance Min à la compression « f_{c28} »			25 MPa	ART A.2.1.1.2 CBA93
La résistance à la traction « f_{t28} »			2,1 MPa	ART A.2.1.1.2 CBA93
La contrainte limite à la compression « σ_b »	ELU	durable	14,17 MPa	ART A.2.1.1.2 CBA93
	ELA	accidentelle	18,87 MPa	ART A.2.1.1.2 CBA93
	ELS		15 MPa	ART A.2.1.1.2 CBA93
La contrainte limite de cisaillement « τ »	Fiss. non Préj		3,33 MPa	ART A.2.1.1.2 CBA93
	Fiss. Préj ou Fiss. Très Préj		2,5 MPa	ART A.2.1.1.2 CBA93
Le module d'élasticité « E »	Instantanée		32164,20 MPa	ART A.2.1.2 CBA93
	Différée		10818,86 MPa	
Coefficient de Poisson « υ »	Sollicitations		0	ART A.2.1.2 CBA93
	Déformations		0,2	
Coefficient de dilatation « θ »			10^{-5}	ART A.3.1.3.3. CBA93
Module de cisaillement « G »			E/[2(1+υ)]	ART A.2.1.3 CBA93

I.5.2.Acier

Les différents types d'aciers utilisés sont :

Nature	Utilisation	Nuance	Diamèter(mm)	Fe(Mpa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE235	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à HA	Armatures longitudinales	FeE400	T ≥ 10	400
Treillis soudé	Table de compression	FeE500	$0 \leq \phi \leq 6$	520

Tableau I.3.Caractéristiques mécanique d'acier.

			Valeur	Source
La masse volumique « ρ »			7,85 t/m^3	
La limite d'élasticité « f_e »			400 MPa	ART A.2.2.1 CBA93
La contrainte limite « σ_s »	ELU	durable	347,83 MPa	/
	ELA	accidentelle	400 MPa	/
	ELS	Fiss. non Préj	0	/
		Fiss. Préj	201,63 MPa	/
		Fiss. Très Préj	164,97 MPa	/
Le module d'élasticité « E »			200000MPa	[ART A.2.2.1 CBA93

CONCLUSION

Pour notre projet, les valeurs utilisées des caractéristiques mécaniques des matériaux sont :

fc28 = 25MPa Réf :DTR.BE-2-1-Art 2.1.1.1

ft28 = 0,6+0,06 fc28 = 2,1MPa

Ei28 = 32164.2MPa

Ev28 = 1/3 Ei28 = 10721.4Mpa

σbc = 15 MPa

feE400, fe = 400MPa Pour les armatures longitudinales.

feE235, fe = 235MPa Pour les armatures transversales.

σs = 201.63MPa Fissuration préjudiciable pour les HA.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments résistant

II .1.INTRODUCTION

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

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure conformément au (**RPA99version 2003**, **DTR.B.C.2.2**,**C.B.A 93)**.

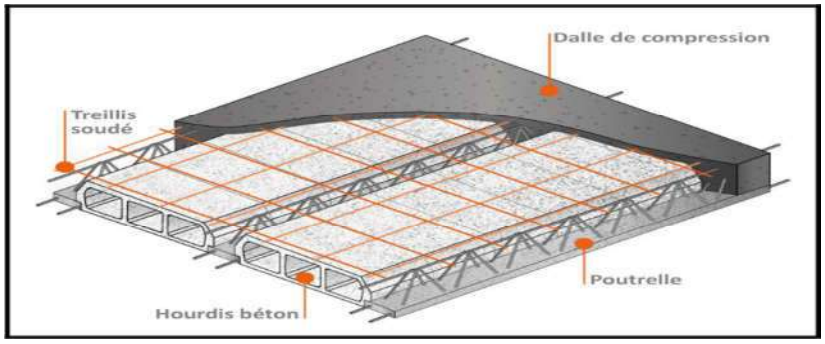
II .2. LES PLANCHERS

Les planchers sont des éléments horizontaux séparant les étages d'un bâtiment, ils ont pour rôle de :

- ✓ Supporter les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs
- ✓ Assurer la transmission des charges horizontales aux éléments de contreventement (Diaphragme rigide).
- ✓ Remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1.Plancher à corps creux

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux,



L'épaisseur du plancher est calculée à l'aide des deux formules suivantes :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \rightarrow \quad \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

L : la portée maximale dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

L= 500 cm.

Alors :

$$\frac{500}{25} \leq \text{ht} \leq \frac{500}{20} \rightarrow 20 \leq \text{ ht } \leq 25 \rightarrow \text{ } h_t \geq \frac{500}{22.5} = 22.22\text{cm}$$

On adopte : ht= 25 cm

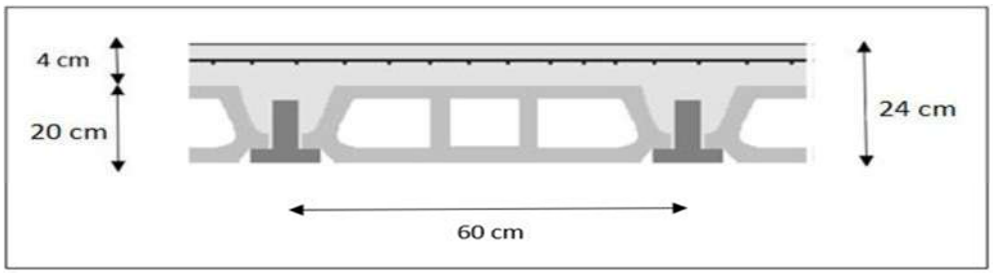
$ht = d + e \Rightarrow ht$= (20+4) cm

d : l'épaisseur du corps creux.

e: l'épaisseur de la dalle de compression.

On prend : **e= (20+4) cm** pour les étages d'habitation**.**

Et on prend : **e = (20+4)cm** pour les étages commerciaux



II.2.2Plancher à dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3ou 4 appuis. ces éléments sont sollicites en flexion.

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{h_t}{45} \leq e \leq \frac{h_t}{40}$

Avec *:* ***Lx*** : la plus grande portée mesurée entre axe. Lx=500 cm

e : épaisseur de la dalle.

$$\frac{500}{45} \leq e \leq \frac{500}{40} \rightarrow 11.11 \leq e \leq 12.5$$

On adopte **e = 15cm**

II.2.3.Evaluation des charges (DTR B.C 2.2)

II.2.3.1.Plancher terrasse inaccessible

Tableau II. 1. Charge de la terrasse pour un plancher à corps creux

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de reference*
1	*Gravillon roulé*	0.04	20	0.80	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
2	*Etanchéité multicouche*	0 .02	6	0.12	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
3	*Papier Kraft*	/	/	0.05	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
4	*Forme de pente*	0.10	22	2.20	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
5	*Film polyane*	/	/	0.01	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
6	*Plaque de liege*	0.04	/	0.16	DTR B.C 2.POIDS VOLUMIQUE
7	*Pare vapeur*	**0.01**	**6**	0.06	DTR B.C. 2.2 C.5-TOITURES
8	*Plancher corps creux*	0.2+0.05	/	2.80	DTR B.C. 2.2 C.3-PLANCHERS
9	*Enduit en plâtre*	0.02	10	0.20	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
TOTAL				**6.40**	

II.2.3.2.Plancher étage courant et RDC

Tableau II.2. Charge de l'étage courant et RDC (planchers à corps creux)

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4-Revetement du plancher
2	Mortier de pos	0.02	/	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4-Revetement du plancher
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C. 2.2 ANNEXE VI-A
4	Plancher corps creux	0.20+0.05	/	2.80	DTR B.C. 2.2 C.3-PLANCHERS
5	Enduit en Plâtre	0.02	10	0.20	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
6	Cloison simple	0.01	/	1.62	DTR B.C. 2.2 C.1-MACONNERIE
	TOTAL			**5.96**	

II.2.3.3. Charge de l'étage courant et RDC (Plancher en dalle pleine)

Tableau II.3. Charge de l'étage courant et RDC (planchers à dalle pleine)

N°	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4-Revêtement duplancher
2	Mortier de pose	0.02	/	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4- Revêtement du plancher
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C. 2.2 ANNEXE VI-A
4	Dalle pleine	0.15	/	3.75	DTR B.C. 2.C.3-PLANCHERS
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20	DTR B.C. 2.2C.2-ENDUITS
6	Cloison simple	0.10	/	1.62	DTR B.C. 2.2C.1-MACONNERIE
TOTAL				**6.91**	

II.2.4.Charges d'exploitation

- **Terrasse** (Terrasse inaccessible) : Q=1 kN/m²
- **Etages courants** (Habitation) : Q=1.5kN/m²
- **RDC** (commerce) : Q=5 kN/m²
- **Sous- sol** (Dépôt): Q=2.5 kN/m²

II.3Maçonnerie

II.3.1. Murs extérieurs (Double cloison)

Tableau II.4. Charges du mur double cloison

	Composants	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2- Enduits
2	*Brique creuse*	0.10	90	0.90	DTR B.C. 2.2 C.1 maçonnerie
3	*Lame d'air*	0.05	/	/	/
4	*Brique creuse*	0.10	90	0.90	DTR B.C. 2.2 C.1 maçonnerie
5	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2- Enduits
TOTAL				**2.52**	

II.3.2. Murs intérieurs (simples cloisons)

Tableau II.5. Charges du mur simple cloison

/	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique(kN/m³)*	*Poid surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	*Enduit en ciment*	0.02	0.18	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2-Enduits
2	*Brique creuse*	0.10	9	0.90	DTR B.C. 2.2 C.1 maçonnerie
3	*Enduit en ciment*	0.02	0.18	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2- Enduits
TOTAL				**1.62**	

II.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargées de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

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

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.27\,h < b < 0.36h \end{cases}$$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire la condition du **[3]** :

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

Tableau II.6. Pré dimensionnement des poutre

Elément	Poutre principale	Poutre Secondaire
Longueur	L=5m	L=5m
Pré dimensionnement	$33.33 \leq h \leq 50$ h =40cm $10.8 \leq b \leq 14.4$ b =30cm	$33.33 \leq h \leq 50$ h =35cm $9.45 \leq b \leq 12.6$ b =30cm
Section choisie	30cm x 40cm	30cm x 35cm
Vérification [RPA99v2003]	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{40}{30} = 1.33$	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{35}{30} = 1.16$
Conclusion	**30cm x 40cm**	**30cm x 35cm**

Conclusion

Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = 30×40 cm².

Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = 30×35 cm².

I .5. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges verticales aux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en compression simple, on choisit le poteau le plus sollicité qui est basé sur la décente des charges permanentes et des surcharges d'exploitations avec la combinaison (1.35G+1.5Q), dans notre cas la charge est majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires (bâtiments comportant au moins trois travées). Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions de [RPA.99v2003] :

- ✓ Min (a, b) ≥30 (**zone III**).
- ✓ Min (a, b) ≥h/20 cm
- ✓ $1/4 \leq a/b \leq 4$

D'après l'article dans L'effort normal ultime agissant N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

Réf : [CBA93 [Art B8.1.1]

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

II.5.1. Décente des charges

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux.

Tableau II.7. Calcul de l'effort N

	(a*a)	Lf (m)	i (m)	λ	$\mathbf{f_{c28}}$ (Mpa)	B (m2)	Br (m²)	AS (m²)	A	N_{adm} (kN)
7	(35x35)	2.28	0.101	22.61	25	0.1225	0.1089	0.000123	0.785	1615.597
6	(35x35)	2.28	0.101	22.61	25	0.1225	0.1089	0.000123	0.785	1615.597
5	(35x35)	2.28	0.101	22.61	25	0.1225	0.1089	0.000123	0.785	1615.597
4	(40x40)	2.28	0.115	19.78	25	0.1600	0.1444	0.000160	0.799	2180.959
3	(40x40)	2.28	0.115	19.78	25	0.1600	0.1444	0.000160	0.799	2180.959
2	(40x40)	2.28	0.115	19.78	25	0.1600	0.1444	0.000160	0.799	2180.959
1	(45x45)	2.28	0.130	17.58	25	0.2025	0.1849	0.000203	0.809	2827.625
RDC	(45x45)	2.52	0.130	19.43	25	0.2025	0.1849	0.000203	0.801	2797.837
SS	(45x45)	1.91	0.130	14.81	25	0.2025	0.1849	0.000203	0.821	2867.698

*** le poteau le plus sollicité :**

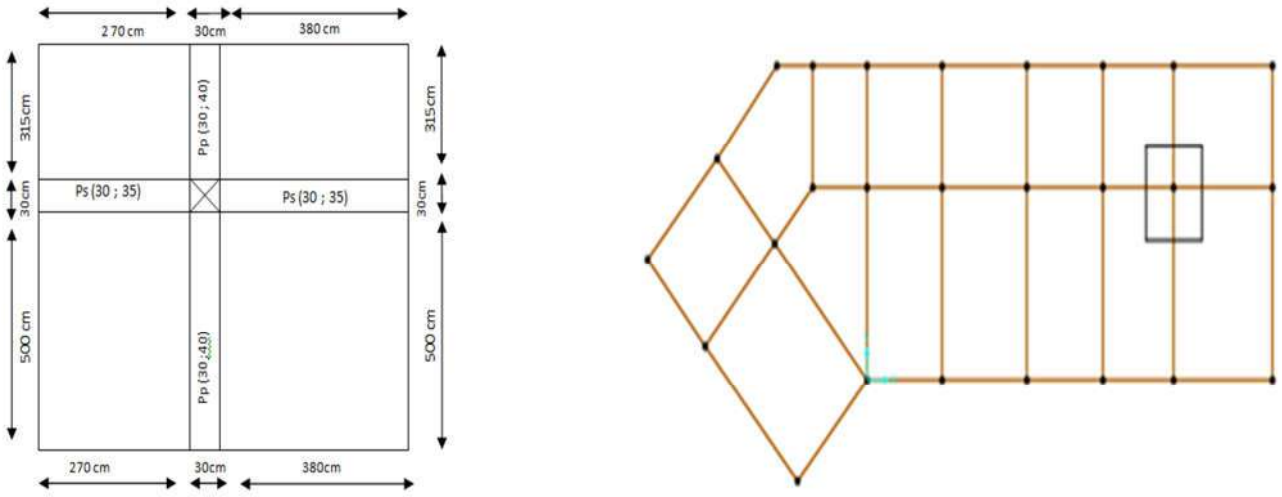


Figure II. 1 Surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité

Calcul de la surface reprise par le poteau

$Stotale$=(1.9+1.35)∗(2.5+1.57)⇒$Stotale$=13.22m^2

$Splancher$ = [(1.9 + 1.35)-0.30] ∗ [(2.5+ 1.57)-0.30]⇒$Splancher$ = 11.12m^2

II.5.2.Détermination des charges permanente

G $_{\text{plancher t ou c}}$ = poids de plancher x S $_{\text{plancher partielle}}$

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

G $_{\text{(poteau)}}$= b x h x h_ex poids volumique du béton armé.

Tableau II.8. L'effort Normal ultime de chaque niveau

étage	G plancher(KN)	G pot(KN)	G pp (KN)	G ps (KN)	G(KN)	G cum(KN)
7	71.16	9.89	11.16	7.61	99.83	99.83
6	66.27	9.89	11.16	7.61	94.93	194.76
5	66.27	9.89	11.16	7.61	94.93	289.69
4	66.22	12.92	11.01	7.48	97.64	387.33
3	66.22	12.92	11.01	7.48	97.64	484.96
2	66.22	12.92	11.01	7.48	97.64	582.60
1	66.15	16.35	10.86	7.35	100.71	683.31
RDC	66.15	18.07	10.86	7.35	102.43	785.75
SS	66.15	13.77	10.86	7.35	98.13	883.88

II.5.3.Charge d'exploitation

Tableau II.9. Détermination des charges d'exploitation

Etage		Q (KN)	n	$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum}(KN)
7	Q_0	13.228	0	0	13.228
6	Q_1	19.841	1	1	33.069
5	Q_2	19.841	2	0.95	50.926
4	Q_3	19.841	3	0.9	66.799
3	Q_4	19.841	4	0.85	80.688
2	Q_5	19.841	5	0.8	92.593
1	Q_6	19.841	6	0.75	102.513
RDC	Q_7	19.841	7	0.714	112.434
SS	Q_8	19.841	8	0.688	122.354

II.5.4.Détermination de l'effort normal ultime

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

N ultime=1.35G+1.5Q

Nu= Nu+ 10% Nu =1.1Nu

Tableau II.4. Vérification de 1.1Nu≤ N adm

étages	Gcum [KN]	Qcum [KN]	NU	1,1*NU	N_{adm} [KN]	vérification
7	99.83	13.23	154.61	170.07	1615.60	**CV**
6	194.76	33.07	312.53	343.78	1615.60	**CV**
5	289.69	50.93	467.47	514.22	1615.60	**CV**
4	387.33	66.80	623.09	685.40	2180.96	**CV**
3	484.96	80.69	775.73	853.31	2180.96	**CV**
2	582.60	92.59	925.40	1017.94	2180.96	**CV**
1	683.31	102.51	1076.24	1183.87	2827.62	**CV**
RDC	785.75	112.43	1229.41	1352.35	2797.84	**CV**
SS	883.88	122.35	1376.76	1514.44	2867.70	**CV**

Vérification selon le (RPA99 v2003)

a) Vérification des sections :(RPA99 v2003 Art.7.4.1)

Tableau II.11: *Vérification des sections selon le RPA99 version2003*

Condition à vérifier	*Application de condition*	*Vérification*
Zone III ***Min (b, h) ≥ 30 cm*** ***Min (b, h) ≥ h_e /20*** ***0.25 ≤ (b/h) ≤ 4***	Min (b, h) = 30cm h_e /20 = (323-0.35) /20 = 16cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	Oui

b) Vérification aux zones nodales (RPA 99 v 2003 Art.7.5.1)

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$
- $d \leq \text{Max}\left(\frac{b1}{2}; \frac{h1}{2}\right)$

Tableau II.12 : *Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003*

Section des poteaux (cm)	$b_{max}(cm)$	$h_1(cm)$	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$	$d\ (cm)$	$Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$	$d \leq Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$
35*35	30	35	35	Oui	2.5	17.5	Oui
40*40	30	40	40	Oui	5	20	Oui
45*45	30	45	45	Oui	7.5	22.5	Oui

II.6.PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils assurent le contreventement et le support des charges horizontales et verticales.

Le RPA99 v2003 exige des conditions sur les dimensions des voiles : [Art 7.7.1 RPA99 v2003].

L'épaisseur minimale est : a=15 cm

La longueur du voile doit être : L ≥ 4a

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des

Conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure suivante :

$a \geq Max$ [15cm, he /22]

- ✓ **Sous-sol : voile périphérique**

he= 272−35=237 cm a = a+5cm = $\frac{h_e}{22}$ +5cm = 15.77 c on adopte a = 20 cm

- ✓ **Niveau RDC :**

he=357−35=322cm $a = \frac{h_e}{22}$ = 14.64 cm on adopte a = 15 cm

- ✓ **Pour les autres étages :**

he=323−35=288cm $a = \frac{h_e}{22}$ =13.1 cm on adopte a = 15 cm

On peut adopter une épaisseur de 20cm pour le Sous-sol en raison de l'impact de la poussée des terres et l'épaisseur des voiles pour les autres étages sera selon le système de contreventement (zone III, bâtiment en 9 niveaux)

CONCLUSION

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes (due aux charges statiques), et satisfaites aux conditions du RPA99 version 2003

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

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement de la structure. Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme celles dont l'étude est indépendante de l'action sismique mais dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2 L'ACROTERE

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé situé au niveau du plancher terrasse, il a un rôle de Servant comme un garde-corps et protéger les façades des débordements des eaux pluviales (protection de l'étanchéité).

Il est soumis à la flexion composée due à :

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

III.2.1 Dimensions

- h=60 cm
- h'=50 cm
- a=10 cm
- e= 12 cm

Paramètre de calcul :

- Béton : fc28= 25 MPa
- Acier Fe=400 MPa

III.2.2.Evaluation des charges et surcharges

G= 1.82KN/ml

Q=1kN/ml

III.2.3.Détermination des efforts

Tableau III.1 : les efforts à l'ELU et l'ELS

	ELU	ELS
Effort normal	$N_u=1.35G=2.46kN$	$N_{ser}=G=1.82kN$
Moment d'encastrement	$M_u=1.5Q.h=0.9kN.m$	$M_{ser}=Q.h=0.6kN.m$
Effort trenchant	$T_u=1.5Q=1.5\ kN$	$T_{ser}=Q=1kN$

III.2.4.Calcul de ferraillage à l'ELU

Le calcul de ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion compose et en situation durable àl'état limite ultime.

Tableau III.2 : le ferraillage adopté.

Section (cm²)	A_1 (cm²)	A_2 (cm²)	A_1Choisie (cm²)	A_2choisie (cm²)	$A_{rép}$ (cm²)	St (cm)	Strép (cm)
100x10	4.40	4.40	7HA10 = 5.5	7HA10 = 5.5	4HA8 = 2.01	15	15

III.2.5. Vérification à l'état limite de service (ELS)

Fissuration préjudiciable ,donc:

$\bar{\sigma s}=Mi[⅔f\ ;110\sqrt{\eta.ftj}]=201.63$Mpa **Réf** :"CBA 93 –Art.A.4.5.3.3"

$\bar{\sigma b}=0.6fc28=15$Mpa **Réf :** "CBA 93 –Art.A.4.5.3.3"

On doit vérifier ces trois conditions:

$\sigma_b = 0.34$ Mpa $\leq \bar{\sigma}_b=15$ Mpa $\Rightarrow$ *condition vérifiée*

$\sigma s = 2.16$ Mpa $\leq \bar{\sigma s}\ 201.63$ Mpa $\Rightarrow$ *condition vérifiée*

$\sigma s' = 2.64$ Mpa $\leq \bar{\sigma s}'=201.63$ Mpa $\Rightarrow$ *condition vérifiée*

III.2.6. Vérification des contraintes tengentielles de cisaillement à l'ELU

$\tau_{adm} =$ Min$[\frac{0.07fc28}{\gamma b}\ ;4\text{Mpa}\ ]=1.16$ Mpa **Réf :** " CBA 93 –Art. A.3.2.2"

$\tau u=\frac{Tu}{b*d}=0.02$Mpa **Réf :** "CBA93 –Art.A.5.1.1"

$\tau u \leq \tau_{adm} \Rightarrow conditionvérifiée$

III.2.7 Détaille deferraillage

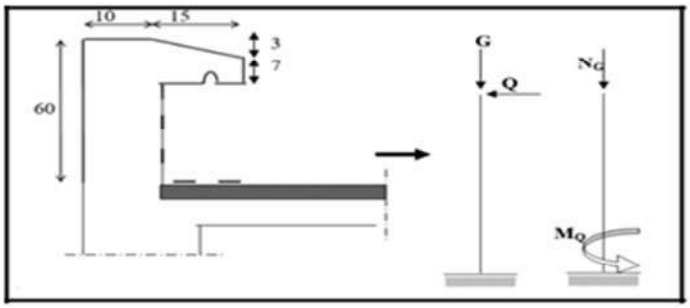


Figure III. 1. Dimensions et schéma statique d'acrotère

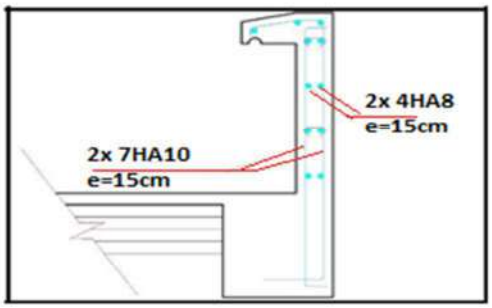


Figure III. 2. Ferraillage de l'acrotère

III.3 L'ESCALIERS

L'escalier est un élément de jonction entre plusieurs niveaux, constitue d'une suite de plan horizontal permettant de passer d'un niveau à un autre d'une construction. Il doit donc être économique avec le maximum de confort, de sécurité et d'efficacité, l'aspect sécurité et stabilité est prioritaire sur l'aspect esthétique.

III.3.1..1Etude d'escalier d'étage courant

a)Pré dimensionnement :

Calcul d'épaisseur de la paillasse

h=17cm , g=30cm, α=29.54°

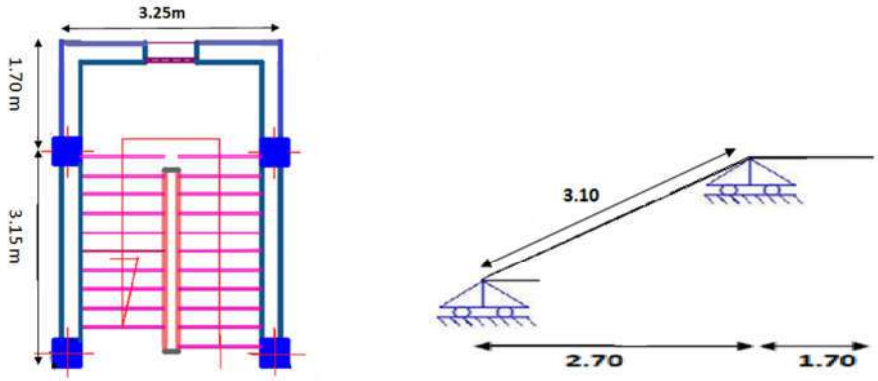


Figure III.3 Schéma statique d'une volée d'escalier

$\frac{310}{35} \leq e \leq \frac{310}{30}$

$8.85 \leq e \leq 10.33$ on adopte e=15 cm

III.3.1.2. Etude d'escalier de RDC

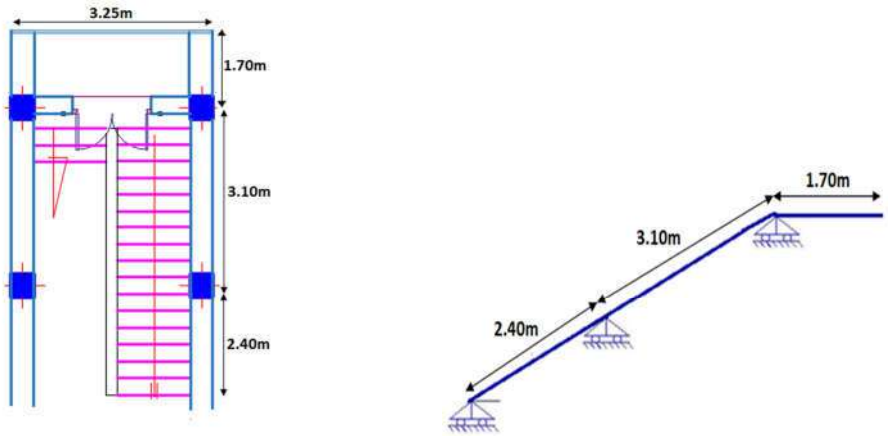


Figure III.4 Schéma statique d'une volée d'escalier de RDC.

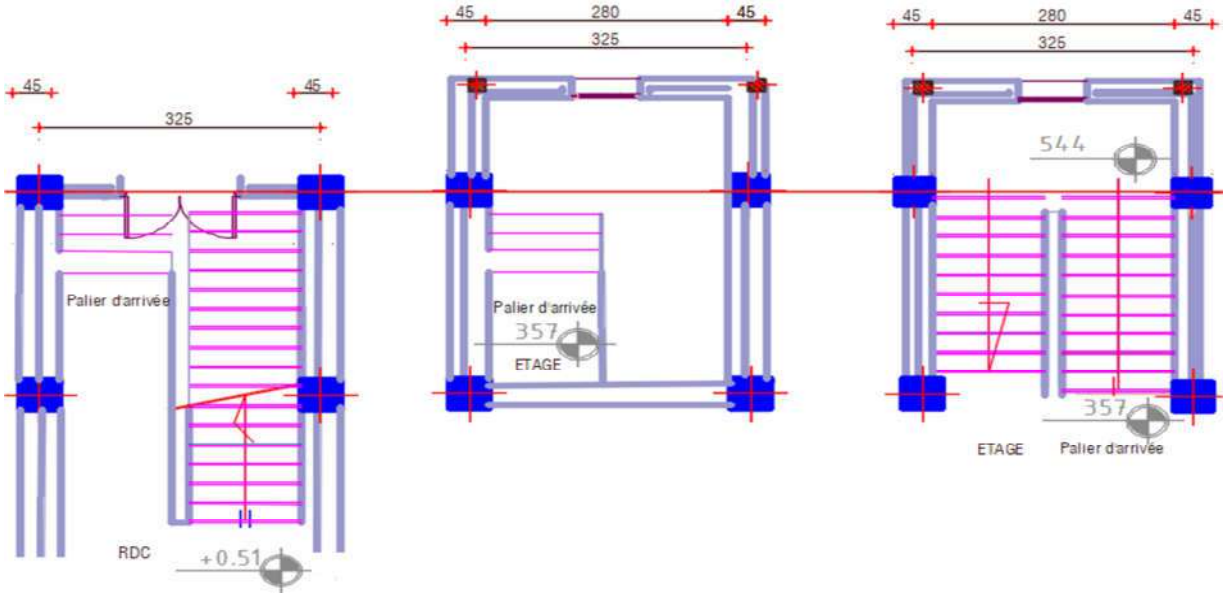


Figure III.5 Schéma réelle d'une volée d'escalier de RDC et de l'étage courant

Longueur totale de la volée $L_{tot\ d'escalier}$ =5.50m

$\frac{240}{35} \leq e \leq \frac{240}{30}$ 3.85 ≤e ≤ 8 on adopte e=15 cm

$\frac{310}{35} \leq e \leq \frac{310}{30}$ 8.85 ≤e ≤ 10.33 on adopte e=15 cm

La dernière marche de l'escalier doit buter sur une console au niveau du plancher haut du RDC (Niv : +357) Donc l'épaisseur d'escalier e=15 cm

Alors on va généraliser le ferraillage pour les deux escaliers

b/Evaluation des charges et surcharges de l'escalier :

Tableau III.2 :Charge permanente de la paillasse

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m3)*	*Poids surfacique (kN/m2)*	*Article de référence*
1	*Carrelage*	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4- Revêtement du plancher
2	*Mortier de pose*	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
3	*Lit de sable*	0.03	18	0.54	DTR B.C. 2.2 ANEXES VI -A
4	*Poids propre du palier*	0.15	25	3.75	DTR B.C. 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
5	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
TOTAL				5.45	

Tableau III.3: Charge permanente du palier de ropos

N°	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique(kN/m2)	Article de référence
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.4- Revêtement du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR B.C. 2.2 ANEXES VI -A
4	Poids propre de la paillasse	0.15/cos α	25	4.30	DTR B.C. 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
5	Poids proper de la marche	0.17/2	25	2.13	DTR B.C. 2.2 B-POIDS VOLUMIQUE
6	Enduit en ciment	0.02	1 8	0.36	DTR B.C. 2.2 C.2-ENDUITS
TOTALE				8.13	

Charges d'exploitation

*Pour le palier de repos et la paillasse : Q=2.5 kN/m2

Remarque : Le calculus de ferraillage des espaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur.

III.3.3.Détermination des sollicitation

À l'ELU : Pu=1.35G+1.5Q

À l'ELS : Pser=G+Q

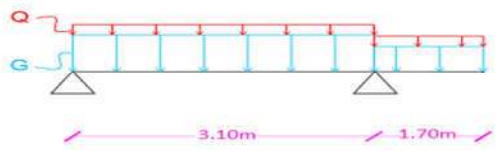


Figure III.6 Schéma statique

Tableau III.4: Détermination des charges d'escalier

	G (KN/m²)	Q (KN/m2)	Pu (KN/m2)	Pser (KN/m2)
paillasse	8.13	2.5	14.73	10.63
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95

III.3.2.Efforts tranchants et moments fléchissant :

- ✓ **ELU**

Tableau III.5: Efforts tranchant et moments fléchissant

	Mt (KN.m)	M_a(KN.m)	T_{max} KN
ELU	10.12	-6.33	27.42

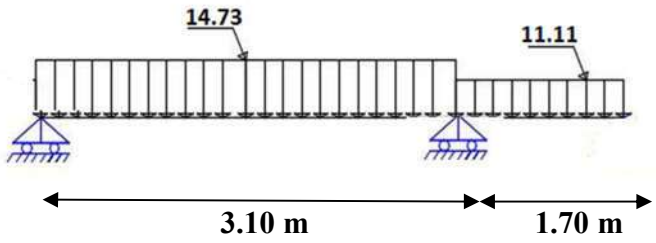


Figure III 6.1.. Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier ELU

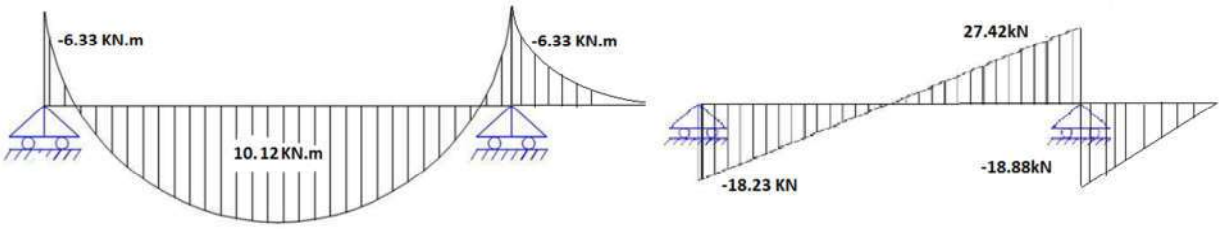


Figure III.6.2 Diagramme des moments et efforts tranchants retenus à l'ELU

- ✓ **ELS**

Tableau III.6 : Sollicitations à **L'ELS**

	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Tmax KN
ELS	7.52	-4.59	19.76

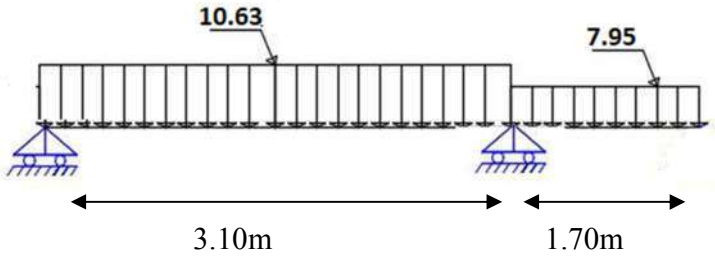


Figure III.7 .Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier ELS

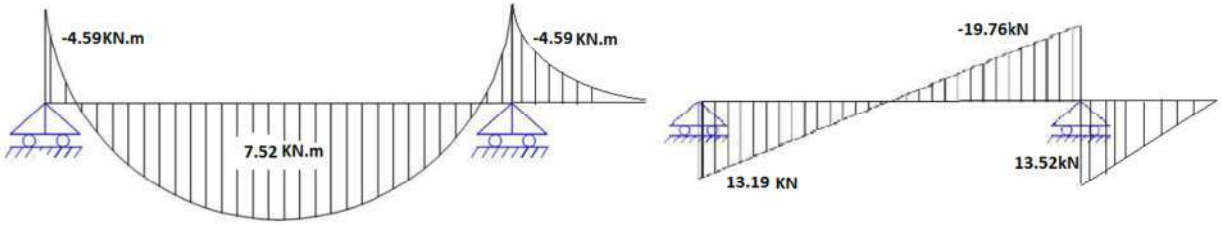


Figure III.8 Diagramme des moments et effort tranchants retenus A l'ELS

III.3.3.Calcul de ferraillage

III.3.3.1. calcul des armatures longitudinal

Tableau III.7 : Calcul de ferraillage

Béton	f_{c28} = 25 MPA	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 15 MPA	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPA	b =100 cm	h= 15cm	d=12.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400 MPA	γ_s = 1.15	σ_s = 400MPA

Tableau III.8 : Résultats du ferraillage longitudinal

	M(KN.m)	d (cm)	A_{cal} (cm²/ml)	Achoisir (cm²)
En travée	10.12	2.5	2.4	7HA12 = **7.92**
En appuis	-6.33	2.5	1.7	7HA12= **7.92**

III.3.3.2. Armatures de répartition

$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98$ A_{choisi}= 7HA 8= 3.52 cm^2

$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98$ A_{choisi} = 7HA 8= 3.52cm^2

Condition de non fragilité : [ART .B.6.4 CBA93]

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 1.5\ cm^2 \boldsymbol{Donc}:\ A_{choisir} > A_{min}$$

- **Condition d'espacement :**

Tableau III.9 Condition d'espacement

	Les armatures longitudinal	Les armatures de repartition
En travée	S_t=15cm ≤ Min [3h=45 ; 33cm]=33cm	S_t =15cm ≤ Min [4h=60 ; 45cm]=45cm
En Appuis	S_t=15cm ≤ Min [3h=45; 33cm]=33cm	S_t =15cm ≤ Min [4h=60 ; 45cm]=45cm

III.3.4.Vérification des contraintes normales à L'ELS

Tableau III.10 Vérification des contraintes

Position	A(cm²)	M_{ser}(KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\ adm}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \sigma_{b\ adm}$
En Travée	7.92	7.52	1.9	15	oui
En Appuis	7.92	-4.29	1	15	oui

III.3.5.Vérification des contraintes de cisaillements à L'ELU

Tableau III.11 Vérification de l'effort tranchant

T(KN)	$\boldsymbol{\tau}$ (MPA)	$\boldsymbol{\tau}$	$\boldsymbol{\tau \leq \bar{\tau}}$
27.42	0.21	1.16	Vérifié

III.3.6.Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui

Section de non fragilité :

$$\boldsymbol{A_{min}} = \min\left[\frac{0.26 * b * f_{t28} * d}{f_e}\ ; 0.0013 * b * d\right] = 1.62 cm^2$$

Tableau III.12.Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui

Type d'armature	A_{cal} (cm²/ml)	Achoisir (cm²)	Escapement cm)
Armatures longitudinales de section comprimée	1.62	7HA8 =3.52cm²	15
Armatures de repartition	0.88	7HA8=3.52cm²	15
Armatures de la poussée au vide	/	7HA8 = 3.52 cm²	15

III.3.7.Condition de la flèche

[CBA 93 Art.B 6.5.3]**:**

- ✓ $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m .
- ✓ $f_{adm} = \frac{L}{500}$ pour L ≤5m

D'après(**le ROBOT expert) BA 2010**. Il donne :

Tableau III.13. Condition de la flèche

Poutres			Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	Flèche		Vérification
Section	L (m)	e (cm)	M t (KN.m)	A_{1t} (cm²)	FCalculé (mm)	F_{adm} (mm)	
Escalier	3.10	15	7.52	7.92	0.6	6.2	verifiée

III.3.3.7.Vérification de la flèche de consol L' ELS

F≤ F=L /25

G=(p.p+2R)l

Tableau III. Condition de la flèche

Poutres			Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	Flèche		Vérification
Section	L (m)	e (cm)	M t (KN.m)	A_{1t} (cm²)	FCalculé (mm)	F_{adm} (mm)	
console	1.7	15	11.49	7.92	2.5	6.8	verifiée

III.3.8.La poutre palière

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

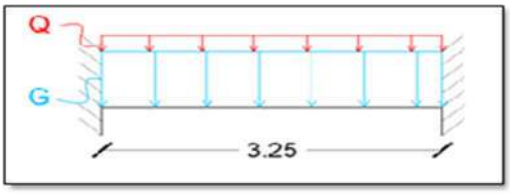


Figure III.9 Poutre palière encastrée à deux cotés

III.3.8.1.Pré dimensionnement de la poutre palière

La travée est L = 3.25m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

On adopte (b x h) = **(30 x 35) Cm²**

Vérification des prescriptions du RPA 99 :

- ✓ b = 30cm ≥ 20cm. (cv)
- ✓ h = 35 cm ≥ 30 cm (cv)
- ✓ h / b = 1.16 cm <4 cm. (cv)

III.3.8.2.Calcul des Charges

Les charges sont les suivantes :
charges permanentes dues au poids propre : du palier de repos , poids propre de la poutre palière et leurs réactions, charges permanentes et charges d'exploitatations.

- ✓ ELU [RA ELU*2]/L=16.81 KN/ml
- ✓ ELS [RA ELS*2]/L=6.02 KN/m

III.3.8.3.Calcul de ferraillage à L'ELU

L=3.25m , b=30Cm , h=35Cm

Tableau III.14 Sollicitation

ELU	ELS
Mt= 21.75 KN.m	Mt= 9.64 KN.m
Ma= 12.79 KN.m	Ma= -5.67KN.m

D'après le LOGITIEL ROBOT (Expert BA 2010). On obtient les sections suivantes :

As1=2Cm² A's2=1.1Cm²

Section minimal : **Amin= 0.5% b*h**=5.25Cm^2 [RpA2003 Art.7.5.2.]

Section tendu : $\mathbf{Atmin = 0.1\% b * h} = 1.05\ Cm^2$ [CBA93 Art.B.6.4]

Selon les sections calculées on adopte: As1 $_{choisir}$ =3HA12Cm² A's1 $_{choisir}$ =3HA12Cm²

As2 $_{choisir}$ =3HA12Cm² A's2 $_{choisir}$ =3HA12Cm²

3HA12=3.39Cm²

III.3.8.4.Vérification des contraintes à L'ELS combinaison G+Q

[CBA93 ArtA.4.5.3]

Type de fissuration : **peu nuisible**

Tableau III.15 Vérification des contraintes à **L'ELS**

Position	A(cm²)	M_{ser}(KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\ adm}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc\ adm}$
En Travée	3.39	9.64	1.3	15	verifiée
En Appuis	3.39	-5.67	0.8	15	verifiée

III.3.8.5.Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU

Tableau III.16 Vérification de l'effort tranchant

Poutre et sollicitation à L'ELU				Verification			Espacement et armatures			
Section	h (cm)	B (cm)	T (KN)	τ (MPa)	τadm(MPa)	Verif	ZN (cm)	ZC (cm)	∅ (mm)	A_t " (cm)
Poutrelle	35	30	31.5	0.32	2.50	oui	10	15	8	3HA8= 1.51

III.3.8.6 Condition de la flèche

- ✓ $\bar{f}_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m…… [CBA93 Art.6.5.3]
- ✓ $\bar{f}_{adm} = \frac{L}{500}$ pour L ≤5

Tableau III.17 Condition de la flèche

Pouters			Solicitation à l'ELS	Armatures principals	Fleche		Verification
Section	L (m)	e (cm)	M t (KN.m)	A_{1t} (cm²)	FCalculé (mm)	F_{adm} (mm)	
Escalier	3.25	35	9.64	3.39	0.2	6.5	verifiée

Remarque :

D'après le (ROBOT expert) BA 2010, Il donne :

La flèche est vérifiée par la condition F calculée est inférieure à F admissible (0.2<6.5).

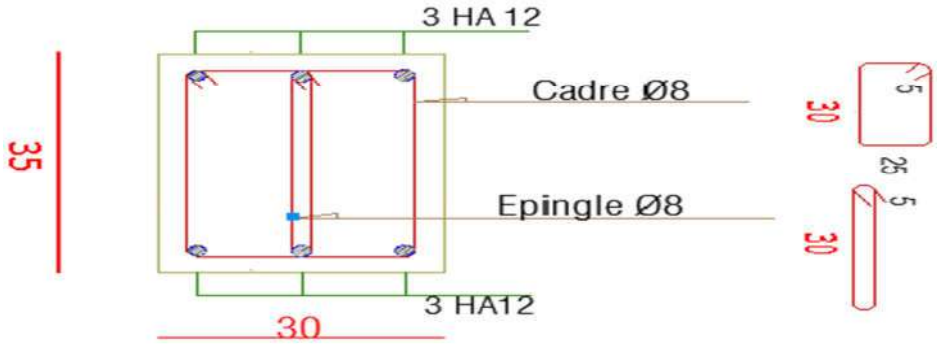


Figure III.10: Ferraillage de la poutre palière

III.4.CALCUL DES PLANCHERS

III.4.1.Plancher à corps creux

Les planchers à corps creux sont considérés comme des ouvrages horizontaux constituant de :

- ✓ Poutrelles préfabriquées (ce sont les éléments en béton armé, qui transmettre les charges aux poutres porteuses, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement).
- ✓ Entrevous (corps creux en béton de forme adaptée aux poutrelles).
- ✓ Une dalle de compression (en béton légèrement armée de 4 cm d'épaisseur).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales.

III.4.2.Les Poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré dans les poutres.

Elles sont calculées sous les sollicitations (G ; Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S= (0.60L), on dispose des poutrelles dans le sens de la petite portée.

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage

III.4.3. Disposition des poutrelles

Le sens des poutrelles est représenté comme suit :

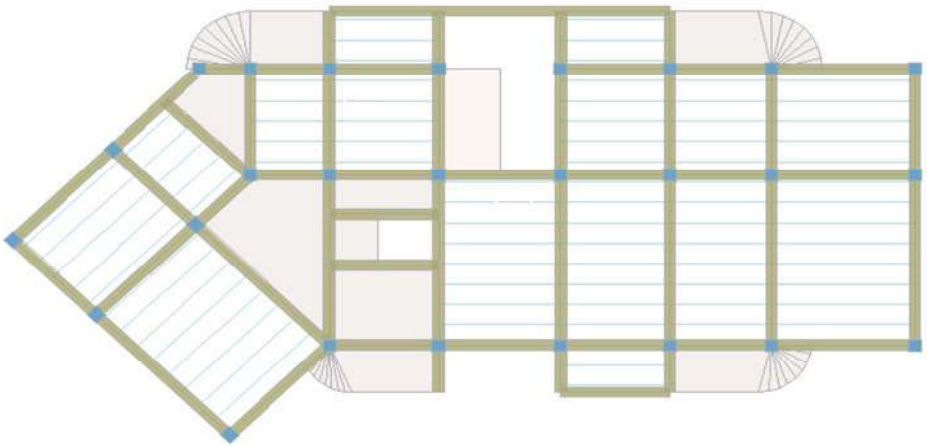
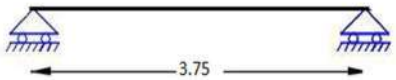


figure III.10.1 sens des poutrelles

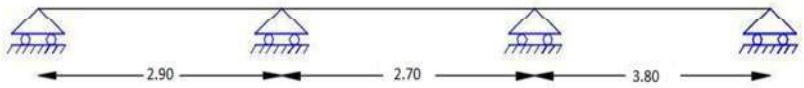
.Type des poutrelles

On a un plancher a corps creux usage habitation et commercial en RDC qui contient 3 types des poutrelles à étudier

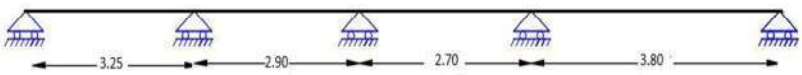
***Poutrelles à une seul travée**



***Poutrelles à 3 travées**



***Poutrelles à 4 travées**



III.4.3.1 Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée au milieu dont l'intensité est la plus grande de 1kN ou (0.5 L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier

Q = max [1kN ; 0.5L = 2.50] = 1.70 kN

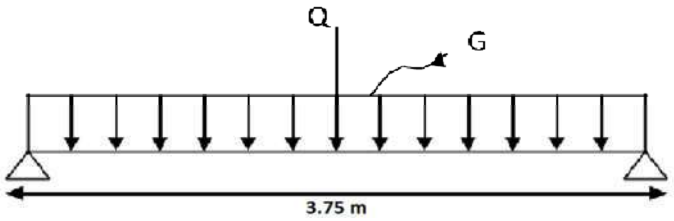


Figure III.12 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

Tableau III.18 Charge et surcharge

L(m)	Q(kN)	G (kN/ml)	
3.75	1.875	Poids du corps creux (16+4)	Poids de la poutrelle
		0.60*1=0.60	0.12*0.04*25=0.12
		0.72	

Calcul en flexion simple :

Tableau III.19 Calcul des moments

$\boldsymbol{MG(KN.m)}$	$\boldsymbol{MQ(KN.m)}$	$\boldsymbol{Mu(KN.m)}$
$\frac{GL^2}{8} = \frac{0.72*3.75^2}{8} = 1.26$	$\frac{QL}{4} = \frac{1.875*3.75}{4} = 1.75$	$1.35MG + 1.5MQ = 4.35$

Vérification de la flèche :

Tableau III.20 Vérification de la flèche

étaiement	L(m)	M ELU	σ	μ	μl	μ < μl
0	3.75	4.35	14.2	2.84	0.392	**CNV**
1	1.87	1.13	14.2	0.74	0.392	**CNV**
2	1.25	0.66	14.2	0.43	0.392	**CNV**
3	0.93	0.45	14.2	0.30	0.392	**CV**

Commentaire :

Donc il faut prévoir 3 étaiements de long de travée espace de 93cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression

III.4.3.2 Après coulage

La poutrelle est considérée comme une poutre continue après le coulage du béton, le calcul des moments aux appuis et en travées se fait par les méthodes des éléments finis (en utilisant un logiciel de calcul « **SAP2000** »). On a procédé au calcul de ferraillage des poutrelles moyennant le Logiciel (**Robot Expert**.**2010**

III.4.3.2.1.Calcul des charges et surcharges

Tableau III.21 Charges et surcharges

	G kN/m	Q kN/m	Pu kN/m	Pser kN/m
Plancher terrasse	6.40*0.6=3.84	1*0.6=0.6	6.084	4.44
Plancher courant	5.96*0.6=3.58	1.5*0.6=0.9	6.183	4.48
Plancher de RDC	6.46*0.6=3.88	5*0.6=3	9.73	6.88

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher ayant la plus grande sollicitation et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

Tableau III.22 Les poutrelles les plus défavorables

RDC	Plancher courant+terrasse
Poutrelles à une seul travée. Poutrelles a trois travées.	Poutrelles à une seul travée. Poutrelles a trois travées.

III.4.3.2.2.Sollicitations de calcul

✓ **Etages courant :**

- **Une seul travée :**



Figure III.12Poutrelle à une seul travée

Les diagrammes :

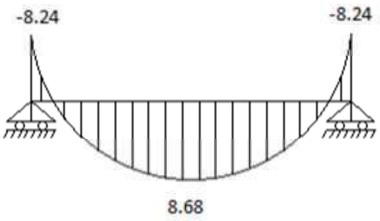


Figure III.12.1 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

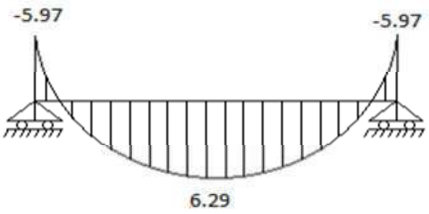


Figure III.13 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

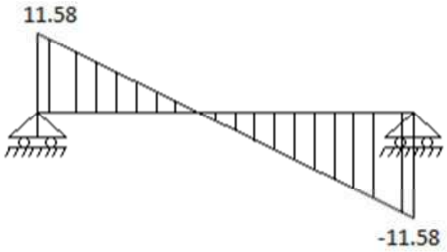


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

- **Trois travées :**

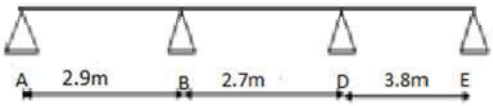


Figure III.14 poutrelle à trois travées

Les diagrammes :

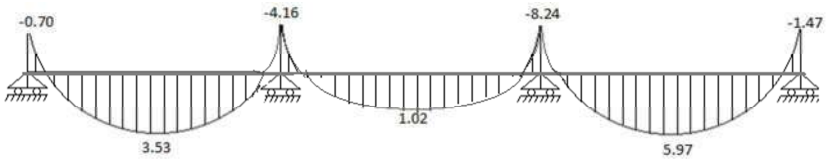


Figure III.15 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

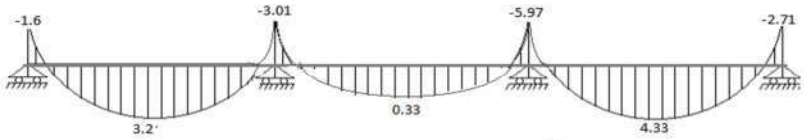
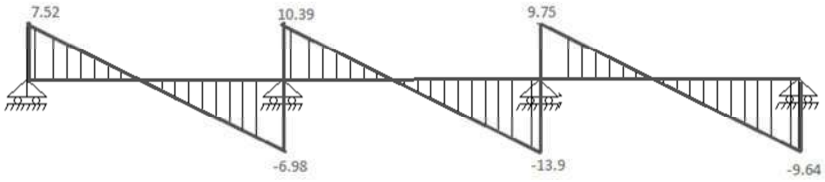


Figure III.16.Diagramme du moment fléchissant à l'ELS



Diagrammes de l'effort tranchant à L'ELU

- ✓ **RDC :**

- **Une travée :**



Figure III.17. Poutrelle à une seul travée

Les diagrammes :

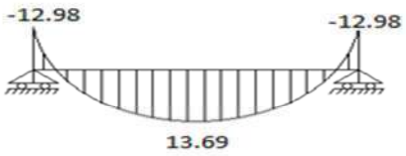


Figure III.18 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

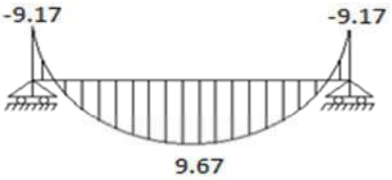


Figure III.19. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

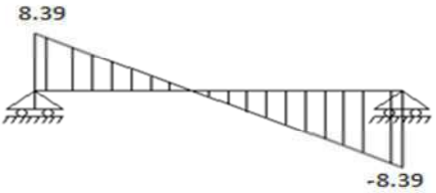


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

Résultat final :

Tableau III.23 Résultat final des poutrelles

Etage	ELU			ELS	
	Ma (max)	**Mt (max)**	**Tu (max)**	**Ma (max)**	**Mt (max)**
RDC	-12.98	13.96	21.9	-9.17	9.67
Courant	-8.24	8.68	13.9	-5.97	6.29

III.4.3.2.3. Ferraillage des poutrelles

a) Calcul ferraillage a l'ELU

RDC :

Tableau III.24 calcul ferraillage a l'ELU de RDC

Longueur du travée	Position	M (KN. m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	As1' (choisi)	As2' (choisi)
3.75	travée	13.96	3HA10 2.36	/	2HA10 1.57	/
	appui	-12.98	/	1HA10 0.79	/	1HA10+1ChpHA14 2.32

Remarque: On a fait le calcul avec une section d'armatures de «2HA10=1.57cm²» mais les vérifications ci-dessous ne sont pas vérifiées, donc on a augmenté la section d'armatures et refaire le calcul avec une section d'armatures de «3HA10=2.36cm²»

Etage courant :

Tableau III.25 calcule de ferraillage a l'ELU des étages courant

Longueur du travée	Position	M (KN.m)	As1 (cm²)	A (cm²)s2	As1' (choisi)	As2' (choisi)
(m)	travée	8.68	2HA10+1HA12 2.70	/	2HA10 1.57	/
3.75	appui	-8.24	/	1HA10 0.79	/	1HA10+1ChpHA12 1.92

Remarque: On a fait le calcul avec une section d'armatures de «2HA10=1.57cm²» mais les vérifications ci-dessous ne sont pas vérifiées, donc on a augmenté la section d'armatures et refaire le calcul avec une section d'armatures de «2HA10+1HA12=2.70cm²»

b) Vérification des contraintes normales à l'état limite de service

RDC :

Tableau III.26 Vérification des contraintes normales à l'état limite de service de RDC

Longueur du travée	Position	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	σ_{bc} (MPA)	$\sigma_{bc_{adm}}$ (MPA)	vérification
(m)	travée	9.67	2.26	0.79	3.3	15	Oui
3.75	appui	-9.17	2.26	3.08	8.8	15	Oui

Etage courant :

Tableau III.27 vérification des contraintes normales à l'état limite de service des étages :

Longueur du travée	Position	M (KN.m)	As1 (cm^2)	As2 (cm^2)	σ_{bc} (MPA)	$\sigma_{bc_{adm}}$ (MPA)	vérification
(m)	travée	6.29	2.70	0.79	2.9	15	Oui
3.75	appui	-5.97	1.57	1.92	8.5	15	Oui

C) Vérification de l'effort tranchant

RDC :

Tableau III.28 Vérification de cisaillement à l'état limite de ultime de RDC

Poutre et sollicitation à L'ELU				Vérification			Espacement et armatures			
Section	**d** (cm)	**B** (cm)	**T** (KN)	**T** (MPa)	**Tu** (MPa)	**Vérif**	**ZN** (cm)	**ZC** (cm)	**Ø** (mm)	**At** (cm)
Poutrelle	22	8	21.9	1.28	3.33	oui	20	20	4	2HA4 =0.25

Etage courant :

Tableau III.29 Vérification de cisaillement à l'état limite de ultime d'étage courant

Poutre et sollicitation à L'ELU				Vérification			Espacement et armatures			
Section	**d** (cm)	**B** (cm)	**T** (KN)	**T** (MPa)	**Tu** (MPa)	**Vérif**	**ZN** (cm)	**ZC** (cm)	**Ø** (mm)	**At** (cm)
Poutrelle	18	8	13.9	0.96	3.33	oui	20	20	4	2HA4= 0.25

D) Vérification de la flèche

RDC :

Tableau III.30 Vérification de la flèche pour RDC

Poutres				**Sollicitation à l'ELS**	**Armatures principales**	**flèche**		**Vérification**
Section	L (m)	h (cm)	b (cm)	M t (KN.m)	A_{1t} (cm^2)	FCalc (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Poutrelle	3.75	24	8	9.67	2.36	4.00	7.50	oui

Etage courant :

Tableau III.31 Vérification de la flèche pour étages courant

Poutres				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	L (m)	h (cm)	b (cm)	M t (KN.m)	A_{1t} (cm²)	FCal (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Poutrelle	3.75	20	8	6.29	2.7	3.3	7.50	oui

e/Détail de ferraillage

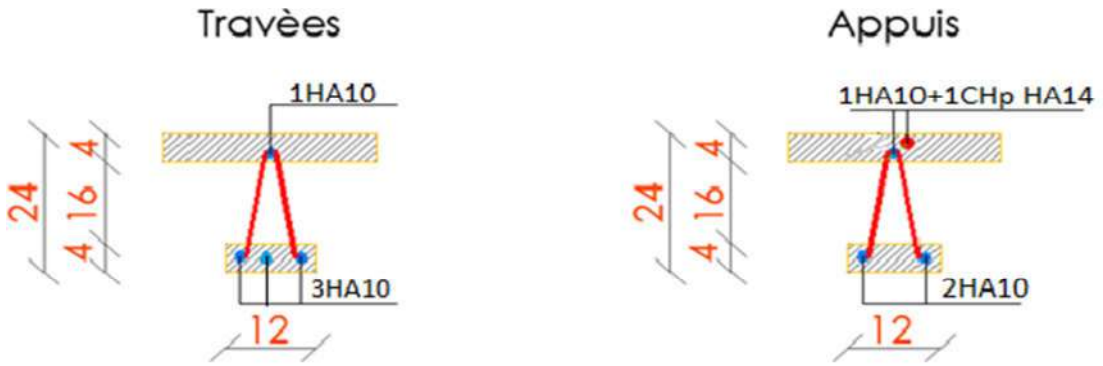


Figure III.20Détail de ferraillage de poutrelle pour RDC

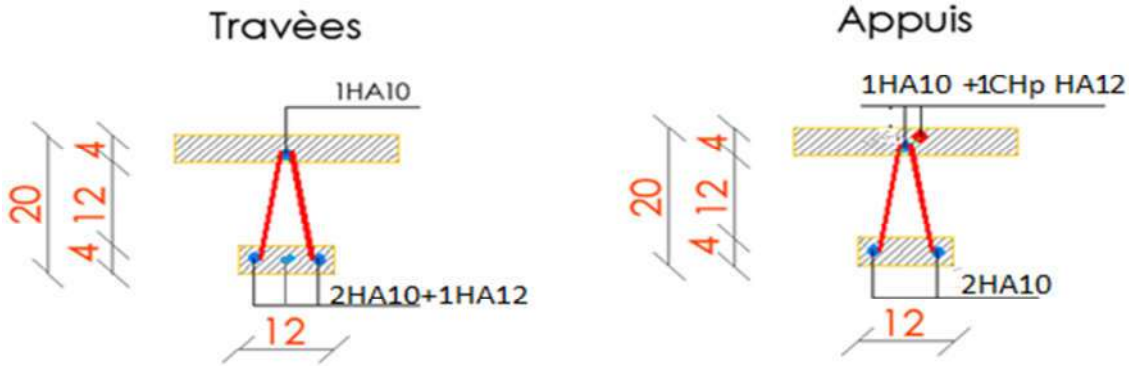


Figure III.21 Détail de ferraillage de poutrelle pour les étages d'habitations et terrasse

III.5 DALLE PLEINE

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul se fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures notamment pour les formes irrégulières.

III.5.1 Méthode de calcul

La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières basée sur le mécanisme des fissures.

La méthode forfaitaire utilisable aux formes géométriques simples et régulières sous chargement modéré.

On dispose de plusieurs types de dalles pleines a savoir triangulaire (forme irrégulière) et comme rectangulaire (forme régulière)

III.5.2 Dalle pleine rectangulaire encastrée sur 2 cotés

On a assimilé cette dalle pleine à une dalle rectangulaire .

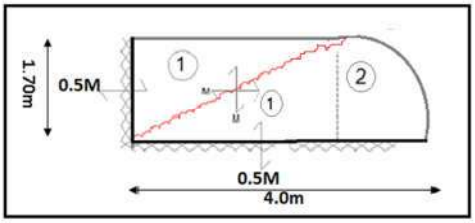


Figure III.22 Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine

III.5.2.1 dimensions géométriques :

lx= 1.70 m

ly = 4.00 m

Fissuration préjudiciable ,donc:

$\bar{\sigma s}=Min[⅔f\ ;110\sqrt{\eta.ftj}]=201.63$Mpa

$\bar{\sigma b}=0.6fc28=15$Mpa

III.5.2.2 Prédimensionnement :

$\frac{l}{45} \leq e \leq \frac{l}{40}$

4.66 $\leq e \leq$ 5.25 on prend : e=15cm

III.5.2.2.1 paramètre de calcul :

Matériaux :

Béton Fc28 = 25MPa **Réf** : DTR.BE-2-1Art 2.1.1.1

Acier Fe = 400MPa **Réf** : DTR.BE-2-1-Art 2.2

III.5.2.2.2 évaluation des charges :

Charge permanente : **G** = 5.96 [KN/ m²] **Réf** : DTR B.C 2.2-Art .lll.1

Charge d'exploitation : **Q** = 1.5 [KN/m] **Réf** : DTR B.C 2.2-Art .7.2.1

combinaison des charges :

Sollicitation :

1.35G + 1.5Q = 10.29 [KN/m²] **Réf** : CBA93-Art .a.3.3.2.1

G+ Q = 7.46 [KN/m²] **Réf** : CBA 93-Art .a.3.3.3

III.5.2.2.3.. Calcul des sollicitations moment **à L'ELU**

Tableau III.32 les sollicitations

Sens X	**Sens Y**
Moment fléchissant	
Mty= 8.88 [KN.m]	Mtx= 4.92 [KN.m]
May= -4.49 [KN.m]	Max= -0.77 [KN.m]

III.5.3. Calcul des armatures longitudinales :

Sens X :

calcul de ferraillages à l'ELU :

Tableau III.33 le ferraillage

DALLE		Sollicitation à L'ELU		Sections d'armatures longitudinales choisies			
b	e	M travée	M appui	As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[KN.m]	[KN.m]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
100	15	8.88	-4.49	2.1	0	0	1.7

Armatures longitidunales choisis en travées et en appui :

Tableau III.34 resultats du ferraillage

Dalle			Sections d'armatures longitudinales choisies			
b	e	Amin	As1choisi	As2choisi	A's1choisi	A's2choisi
[cm]	[cm]	[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre [cm²]
100	15	1.5	7HA8	7HA8	7 HA8	HA
			3.52	3.52	3.52	3.52
			Esp=15	15	15	15

Section tendu : Atmin=0.10%*b*h (cm²) [CBA93 Art.B.C.4]

Sens Y :

Tableau III . le ferraillage

DALLE		Sollicitation à L'ELU		Sections d'armatures longitudinales choisies			
b	e	M travée	M appui	As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[KN.m]	[KN.m]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
100	15	4.92	-0.7	1.7	0	0	1.7

Armatures longitudinales choisis en travées et en appui :

Tableau III.33 résultats du ferraillage

Dalle			Sections d'armatures longitudinales choisies			
b	e	Amin	As1choisi	As2choisi	A's1choisi	A's2choisi
[cm]	[cm]	[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre [cm²]
100	15	1.5	7HA8	7HA8	7HA8	7HA8
			3.52	3.52	3.52	3.52
			Esp=15	15	15	15

III.5.2.4. Vérification des contraintes normales à L'ELS

[CBA93 Art.A.4.5.3]

Tableau III.34 les moments fléchissant

Sens X	**Sens Y**
Moment fléchissant	
Mty= 6.13 [KN.m]	Mtx= 3.50 [KN.m]
May= -3.37 [KN.m]	Max=-0.53 [KN.m]

Sens X :

position	M (KN.m)	σb(Mpa)	σs(Mpa)	[σb]adm(Mpa)	[σs]adm(Mpa)	Vérification Oui/Non
travée	6.13	1.5	14.9	15	400	**Oui**
appui	-3.37	0.8	8.2	15	400	**Oui**

Sens Y :

position	M (KN.m)	σb(Mpa)	σs(Mpa)	[σb]adm(Mpa)	[σs]adm(Mpa)	Vérification Oui/Non
travée	3.5	0.9	8.5	15	400	**Oui**
appui	-0.53	0.1	1.3	15	400	**Oui**

III.5.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU

[CBA93 Art.A.5.1.2.1.1]

Effort tranchant : **Tx** = 26.90 KN

Ty = 6.76 KN

τadm = $\frac{0.07\ Ft28}{\gamma b}$ _ [CBA93 Art.A3.2.2]

Tu=$\frac{Tmax}{b*d}$

Tableau III.35. Vérification de l'effort tranchant

DALLE		Vérification à L'ELU			
b	e	Tu max	Tu	[Tu] adm	Vérification
[cm]	[cm]	[KN]	[Mpa]	[Mpa]	Oui/Non
100	15	26.90	0.21	1.16	**Oui**

III.5.2.6. Vérification de la flèche à L'ELS

- ✓ $\bar{f}_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m …… [CBA93 Art.6.5.3]
- ✓ $\bar{f}_{adm} = \frac{L}{500}$ pour L ≤5m

Tableau III.36. Vérification de la fléche

Dalle			Sollicitation à l'ELS			Armatures principales		flèche		Vérification
b	e	L	M a.g	Mtravée x(KN.m	M a.d	As1 (cm²)	As1 (cm²)	FCalc (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
100	15	2.1	-3.37	6.13	-1.01	3.52	3.52	0.20	4.2	**Oui**

III.5.3. Dalle pleine triangulaire encastrée sur 4 cotés

Deux types de dalles pleines triangulaires, l'une des dimensions plus grande que la deuxiéme



Figure III.23 Les encastrements et les dimensions de les deux dalles pleines

* On adopte la plus grande dimension point de vue ferraillage et epaisseur aux autres dalles et à tous les niveaux.

Fissuration non préjudiciable ,donc:

$\bar{\sigma s}=f_e= 400$ Mpa

$\bar{\sigma b}=0.6fc28= 15$ Mpa

III.5.3.1. Calcul des sollicitations à L'ELU

Tableau III.37 les sollicitations

Sens X	**Sens Y**
Moment fléchissant	
Mty= 0.02 [KN.m]	Mtx= 2.09 [KN.m]
May= -8.31 [KN.m]	Max= -7.89 [KN.m]

III.5.3.2. Calcul des armatures longitudinales :

Sens X :

calcul de ferraillages à l'ELU :

Tableau III.37 le ferraillage

DALLE		Sollicitation à L'ELU		Sections d'armatures longitudinales choisies			
b	e	M travée	M appui	As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[KN.m]	[KN.m]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
100	15	0.02	-8.31	1.7	0	0	1.9

Armatures longitidunales choisis en travées et en appui :

Tableau III. les armatures longitudinales

Dalle			Sections d'armatures longitudinales choisies			
b	E	Amin	As1choisi	As2choisi	A's1choisi	A's2choisi
[cm]	[cm]	[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre [cm²]
100	15	1.5	7HA8	7HA8	7HA8	7HA8
			3.52	3.52	3.52	3.52
			Esp=15	15	15	15

Section tendu : Atmin=0.10%*b*h (cm²) [CBA93 Art.B.C.4]

Sens Y :

Calcul de ferraillage à L'ELU :

Tableau III. ferraillage

DALLE		Sollicitation à L'ELU		Sections d'armatures longitudinales choisies			
b	e	M travée	M appui	As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[KN.m]	[KN.m]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
100	15	2.09	-7.89	1.7	0	0	1.8

Armatures longitidunales choisis en travées et en appui :

Tableau III.37 resultats du ferraillage

Dalle			Sections d'armatures longitudinales choisies			
b	E	Amin	As1choisi	As2choisi	A's1choisi	A's2choisi
[cm]	[cm]	[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre [cm²]
100	15	1.5	7HA8	7HA8	7HA8	7HA8
			3.52	3.52	3.52	3.52
			Esp=15	10	15	10

III.5.3.3. Vérification des contraintes normales à L'ELS

[CBA93 Art.A.4.5.3]

Tableau III.38 Vérification des contraintes normales à L'ELS

Sens X	**Sens Y**
Moment fléchissant	
Mty= 0.01 [KN.m]	Mtx= 1.48 [KN.m]
May= -5.96 [KN.m]	Max= -5.69 [KN.m]

Sens X :

position	M (KN.m)	σb(Mpa)	σs(Mpa)	[σb]adm(Mpa)	[σs]adm(Mpa)	Vérification Oui/Non
travée	0.01	0.1	0.1	15	201	**Oui**
appui	-5.96	1.5	14.5	15	201	**Oui**

Sens Y :

position	M (KN.m)	σb(Mpa)	σs(Mpa)	[σb]adm(Mpa)	[σs]adm(Mpa)	Vérification Oui/Non
travée	1.48	0.4	3.6	15	201	**Oui**
appui	-5.69	1.4	13.9	15	201	**Oui**

III.5.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU

[CBA93 Art.A.5.1.2.1.1]

Effort tranchant : **Tx**= -6.89 KN

Ty= 31.4 KN

τadm = $\frac{0.07\ Ft28}{\gamma b}$ _ [CBA93 Art.A3.2.2]

Tu=$\frac{Tmax}{b*d}$

Tableau III.40. Vérification de l'effort tranchant

DALLE		Vérification à L'ELU			
b	e	Tu max	Tu	[Tu] adm	Vérification
[cm]	[cm]	[KN]	[Mpa]	[Mpa]	Oui/Non
100	15	31.4	0.25	1.16	**Oui**

III.5.3.5 Vérification de la flèche à L'ELS

- ✓ $\bar{f}_{adm}$= $\frac{L}{1000}$ + 0.5 cm pour L >5m…… [CBA93 Art.6.5.3]
- ✓ $\bar{f}_{adm}$ = $\frac{L}{500}$ pour L ≤5m

Tableau III.41. Vérification de la fléche

Dalle			**Sollicitation à l'ELS**	**Armatures principales**		**flèche**		**Vérification**
b	e	L	Mtravée x (kN.m)	As1 (cm²)	As1 (cm²)	FCalc (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
100	15	1.70	8.31	3.52	3.52	1.2	6.8	**Oui**

II.6.DALLE MACHINE

III.6.1. Introduction

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

- ✓ Le moteur (machine)
- ✓ Dalle supportant la machine
- ✓ Cabine d'ascenseur.

III.6.2. Pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine
Nous avons deux conditions à vérifier :

- **Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :**

$$\frac{L_{max}}{45} \leq e \leq \frac{L_{max}}{40} \qquad \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \rightarrow 3.33 \leq e \leq 3.75$$

- **Condition de l'E.N. A :**

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la Dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : **e = 25 cm**

Lx=1.60m Ly =1.50 m

Fissuration préjudiciable ,donc:

$\bar{\sigma s}=Mi[⅔f\ ;110\sqrt{ɲ.ftj}]=201.63$Mpa

$\bar{\sigma b}=0.6fc28=15$Mpa

III.6.3. Calcul des solicitations à L'ELU

Tableau III.42 les sollicitations

Sens X	Sens Y
Moment fléchissant	
Mty= 3.38 [KN.m]	Mtx= 3.88[KN.m]
May= -6.89 [KN.m]	Max= -6.01[KN.m]

Calcul des armatures longitudinales :

Sens X :

calcul de ferraillages à l'ELU :

Tableau III.43 le ferraillage

DALLE		Sollicitation à L'ELU		Sections d'armatures longitudinales choisies			
b	E	M travée	M appui	As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[KN.m]	[KN.m]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
100	25	3.38	-6.89	2.7	0	0	2.7

Armatures longitidunales choisis en travées et en appui :

Tableau III.37 les armatures longitudinales

Dalle			Sections d'armatures longitudinales choisies			
b	e	Amin	As1choisi	As2choisi	A's1choisi	A's2choisi
[cm]	[cm]	[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre [cm²]
100	25	2.5	7HA8	7HA8	7HA8	7HA8
			3.52	3.52	3.52	3.52
			Esp=15	15	15	15

Section tendu : Atmin=0.10%*b*h (cm²) [CBA93 Art.B.C.4

Sens Y :

Calcul de ferraillage à L'ELU :

Tableau III.44 Calcul de ferraillage à L'ELU

DALLE		Sollicitation à L'ELU		Sections d'armatures longitudinales choisies			
b	E	M travée	M appui	As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[KN.m]	[KN.m]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
100	15	3.88	-6.01	2.7	0	0	2.7

Armatures longitidunales choisis en travées et en appui :

Dalle			Sections d'armatures longitudinales choisies			
b	e	Amin	As1choisi	As2choisi	A's1choisi	A's2choisi
[cm]	[cm]	[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre[cm²]	Ø+Nbre [cm²]
100	25	2.5	7HA8	7HA8	7HA8	7HA8
			3.52	3.52	3.52	3.52
			Esp=15	15	15	15

III.6.4 Vérification des contraintes normales à L'ELS

[CBA93 Art.A.4.5.3]

Tableau III.45. Vérification des contraintes normales à L'ELS

Sens X	**Sens Y**
Moment fléchissant	
Mty= 2.52 [KN.m]	Mtx= 2.88 [KN.m]
May= -5.07 [KN.m]	Max= -4.40 [KN.m]

Sens X :

Position	M (KN.m)	σb(Mpa)	σs(Mpa)	[σb]adm(Mpa)	[σs]adm(Mpa)	Vérification Oui/Non
Travée	2.52	0.2	2.7	15	201	**Oui**
Appui	-5.07	0.5	5.4	15	201	**Oui**

Sens Y :

Position	M (KN.m)	σb(Mpa)	σs(Mpa)	[σb]adm(Mpa)	[σs]adm(Mpa)	Vérification Oui/Non
Travée	2.88	0.3	3.1	15	201	**Oui**
Appui	-4.40	0.4	4.7	15	201	**Oui**

III.6.5.Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU

[CBA93 Art.A.5.1.2.1.1]

Effort tranchant : **Tx**= 28.69 KN

Ty= 25.91 KN

τadm = $\frac{0.07\ Ft28}{\gamma b}$ _ [CBA93 Art.A3.2.2]

Tu=$\frac{Tmax}{b*d}$

Tableau III.48.Vérification de l' effort tranchant

DALLE		Vérification à L'ELU			
b	E	Tu max	Tu	[Tu] adm	Vérification
[cm]	[cm]	[KN]	[Mpa]	[Mpa]	Oui/Non
100	15	28.69	0.22	1.16	**Oui**

Vérification de la flèche à L'ELS

- ✓ $\bar{f}_{adm}$= $\frac{L}{1000}$ + 0.5 cm pour L >5m…… [CBA93 Art.6.5.3]
- ✓ $\bar{f}_{adm}$ = $\frac{L}{500}$ pour L ≤5m

Tableau III. 49. Vérification des contraintes normales à L'ELS

Dalle			**Sollicitation à l'ELS**			**Armatures principales**		**flèche**		**Vérification**
B (cm)	e (cm)	L (m)	M a.g	Mtravée x(KN.m	M a.d	As1 (cm²)	As1 (cm²)	FCalc (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
100	25	1.5	-4.6	2.47	-5.2	3.52	3.52	0.11	3	**Oui**

III.6.6. Vérification de la flèche à L'ELS

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites

$\frac{h}{lx} \geq \frac{Mt}{20Mx}$ => **0.16 ≥ 0.023 c .v**

$\frac{A}{bXd} \leq \frac{2}{fe}$ => **0.00156 ≤ 0.005 c. v**

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire **(annexe A).**

III.6.7. Vérification de non poinçonnement (C.B. A93)

C'est l'étude de la dalle soumise à des charges localisée (charge de la machine de l'ascenseur) au niveau de la dalle machine.

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q=6KN

G=30KN

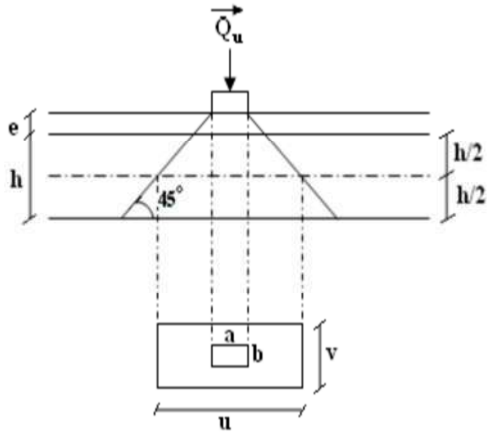
qu= Max (p1, p2, p3, p4, p5, p6, p7) =84

Uc = 2(U+V) , Uc = 2a+2b+4h+8e ; (a=b=e=0)

Uc =4h = 100cm

84 ≤ 187.5 cv

La condition de non poinçonnement est vérifiée.



Figue III.24.Vérification de non poinçonnement

CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1.INTRODUCTION

En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du Nord du pays est soumis à l'activité sismique. Vu que cette activité peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

L'étude sismique est la phase la plus importante pour la stabilité de la structure. Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux de comportement réel de l'ouvrage.

Dans le cas des ouvrages qui relèvent du présent règlement, il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique. Il est fait alors recours à des méthodes de calcul linéaire équivalent, utilisant un modèle élastique de la structure ou l'action sismique et introduite sous forme de spectre de réponse.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D moyennant le l'outil informatique le logiciel SAP2000 Version 22.Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

Avant d'entamer la modélisation de la structure, il faut s'assurer que la structure est équilibrée c'est-à-dire tout en essayant de ramener le centre des éléments porteurs au centre des éléments portés (centre de rigidité au centre de masse). Ainsi, il faut que les éléments porteurs et les éléments portés doivent chevaucher c'està dire le bras de levé entre les deux centres (masse et rigidité) doit être le minimum possible voir nul.

Les éléments porteurs sont des entités qui absorbent la force sismique par leurs inerties selon leurs orientations dans les deux directions X et Y. Si ces éléments ne suffisent pas, on se voit contraint d'agrandir les dimensions de ces éléments qui sont les poteaux, sinon on opte à des éléments plus grandsque les poteaux voireles voiles.

Les voiles doivent être disposés à égale distance par rapport aux axes de symétries X, Y et enfin malgré les dispositions adoptées, on doit vérifier encore l'équilibre de la structure. Pour que cet équilibre soit assuré, il faut que le centre de rigidité (ou de torsion) et le centre de masse chevauche pour que l'on puisse parler d'équilibre d'une structure.

Le centre de rigidité (torsion) concerne les éléments porteurs (poteaux, voiles).

Le centre de masse concerne les éléments portés (planchers d'une manière générale).

IV.2.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux surtout d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer à l'état auto stable de la structure pour nous permet de connaitre le sens de rotation sont :

- Le centre de Masse. (G)
- Le centre de Torsion. (T)

IV.2.1Centre 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.

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, maçonneries et balcons).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

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

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré ;
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global ;
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2.Centre de torsion

Le centre de torsion (T) est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation lorsque le centre de rigidité est orienté dans la direction du centre de masse. dans les deux directions.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation c'est lorsque le bras de levier du centre de torsion se trouve en diagonale avec le centre de masse.

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

$$X_T = \frac{\Sigma Iyi * Xi}{\Sigma Iyi} \quad et \quad Y_T = \frac{\Sigma Ixi * Yi}{\Sigma Ixi}$$

Avec :

- Ix et Iy : Les inerties suivants les axes x et y respectivement de chaque élément (poteaux, voiles) ;
- Xi et Yi : Coordonnées du centre de torsion des éléments (poteaux voiles) par rapport au repère global choisi ;
- XT et YT : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.2.3 Interprétation des résultats de la structure (Auto-stable)

- **Comportement modal**

Modes	Mode 1 / T1 =1.104s	Mode 2 / T2 = 1.018s	Mode 3 / T3 =0.878s
Suivant X	9.65%	5.63%	55.73%
Suivant Y	10.26%	56.89%	1.21%
Autour de Z	49.17%	6.04%	14.41%

Commentaire :

La structure présente un comportement très souple selon la période du mode fondamental et conformément au règlement en vigueur RPA

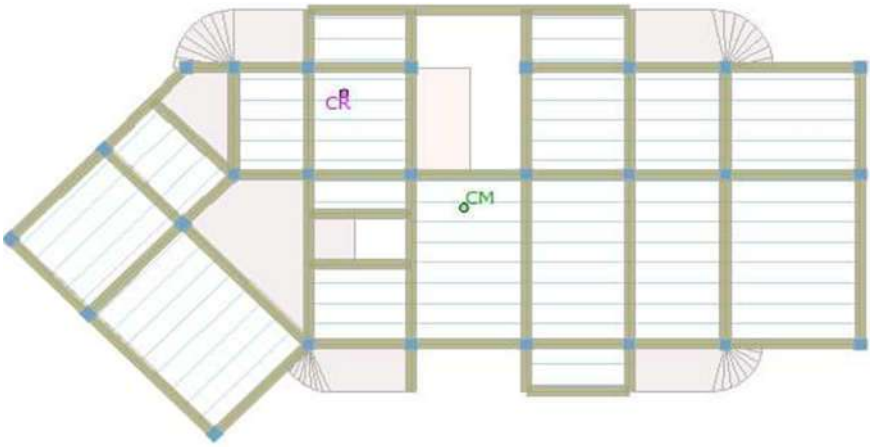


Figure IV.1. Comportement de la structure auto-stable

IV.3.DISPOSITION DES VOILES

La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique-voiles) à cause de son élévation dépassant les onze mètres de hauteur selon le RPA. Notre structure à un dépôt au niveau de l'entresol, de plus elle présente un aménagement architectural (vue en plan) différent d'un niveau à l'autre.

Tout cela complique le choix du positionnement des voiles qui doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Disposer les voiles d'une façon symétrique dans les deux directions ;
- Minimiser l'excentricité entre le Centre de Masse et le Centre de Rigidité ;
- Assurer la continuité des voiles verticalement ;
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable ;
- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles ;
- Minimiser le nombre d'ouvertures par voile ;
- Assurer une ductilité suffisante ;
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV.3.1Voile périphérique (niveau sous-sol)

Le modèle initial de la structure étudiée comporte uniquement les voiles de la cage d'escalier et la cage d'ascenseur.

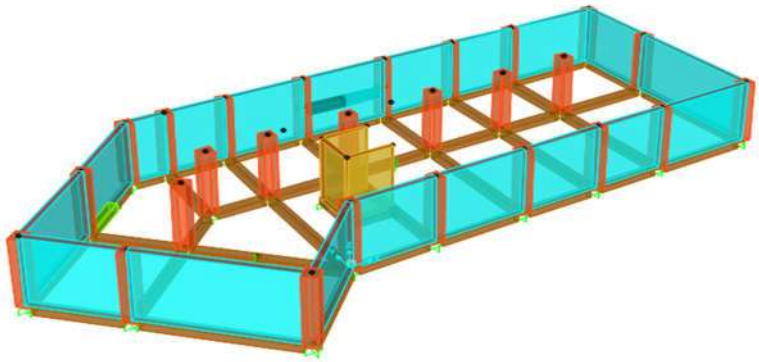


Figure IV.2. la disposition des voiles périphérique (partie Sous-Sol)

IV.3 .2.Les propositions des dispositions des voiles de contreventement

- **1ére disposition (voile de contreventement)**

Modes	Mode 1 / T1 =0.812s	Mode 2 / T2 = 0.485s	Mode 3 / T3 =0.343s
Suivant X	54.26%	10.51%	2.37%
Suivant Y	10.62%	52.26%	1.09%
Autour de Z	4.49%	0.08%	57.59%

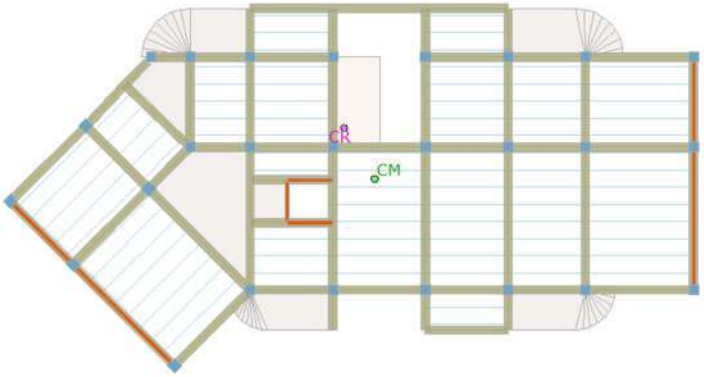


Figure IV.3. 1ére disposition des voiles

- **2éme disposition**

Modes	Mode 1 / T1 = 0.773s	Mode 2 / T2 = 0.677s	Mode 3 / T3 =0.661s
Suivant X	0.04%	62.80%	1.47%
Suivant Y	63.10%	0.05%	1.04%
Autour de Z	0.69%	1.14%	59.46%

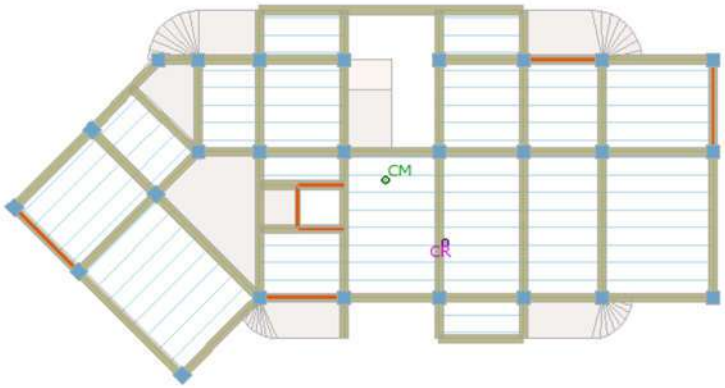


Figure IV.4. 2éme disposition des voiles

-

- **3éme disposition**

Modes	Mode 1 / T1 = 0.594s	Mode 2 / T2 = 0.442s	Mode 3 / T3 =0.263s
Suivant X	58.16%	2.00%	5.21%
Suivant Y	3.62%	57.30%	3.28%
Autour de Z	3.18%	4.06%	55.53%

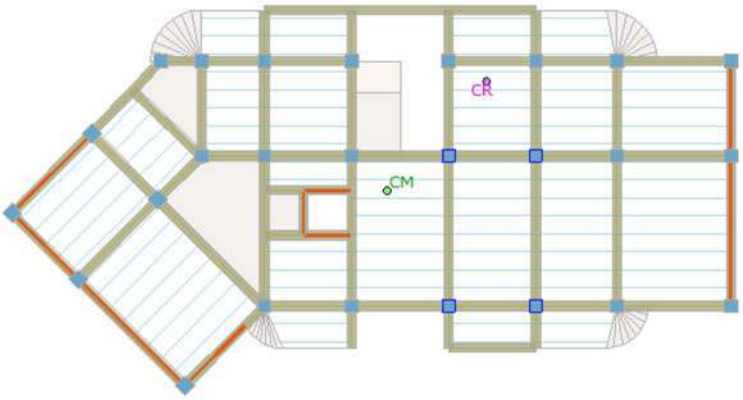


Figure IV.5. 3éme disposition des voiles

- **4éme disposition (disposition finale)**

Modes	Mode 1/T1=0.617s	Mode 2/T2=0.531s	Mode 3/T3=0.441s
Suivant X	59.94%	4.36%	0.66%
Suivant Y	4.44%	58.97%	2.29%
Autour de Z	0.02%	2.44%	59.68%

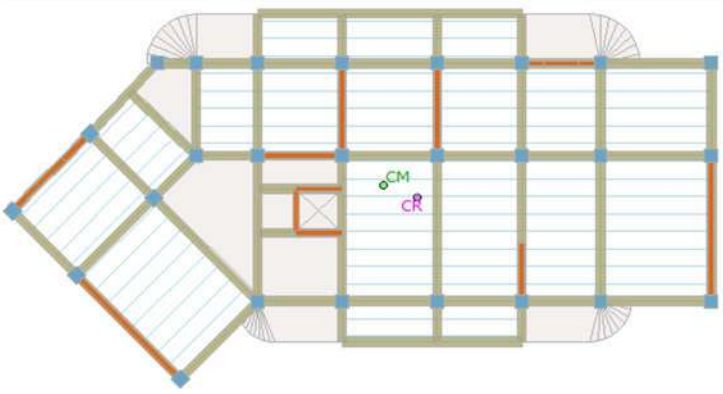


Figure IV.6. 4éme disposition des voiles (disposition finale)

RemarqueAprès plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule (SAP2000) on a choisi une variante (Figure IV.6.4^{éme} disposition des voiles) pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

IV.4.CALCUL D'EXCENTRICITE

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismiqueconsidérée.

IV.4.1.Dimensions du bâtiment

- Longueur du bâtiment = 24.51m
- Largeur du bâtiment = 11.36m
- Hauteur de RDC = 3.57m
- Hauteur d'étage = 3.23

IV.4.2.Excentricité admissible

- Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 3.67m
- Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 1.70 m

IV.4.3.Centre de Rigidité & Centre deMasse

Tableau IV.1.Centre de masse et centre d'inertie [3]

Diaphragme	Niveau	Masse et Centre de masse			Inertie et Centre d'inertie	
		W_i	X_G	Y_G	X_R	Y_R
Sous-sol	2.72	3286.081	4.221	3.706	7.054	2.130
RDC	6.29	3422.525	4.316	3.922	6.100	2.607
1er étage	9.52	3317.605	4.333	3.912	5.965	2.785
2eme étage	12.75	3271.771	4.333	3.913	5.856	2.960
3eme étage	15.98	3263.456	4.333	3.917	5.764	3.115
4eme étage	19.21	3220.275	4.332	3.916	5.682	3.251
5eme étage	22.44	3178.806	4.333	3.917	5.607	3.370
6eme étage	25.67	3177.531	4.326	3.943	5.537	3.471
7eme étage	28.90	2625.798	4.308	3.970	5.475	3.545

- **Excentricité théorique (statique)**

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

$$\boldsymbol{e_X} = |X_G - X_R| \quad , \quad \boldsymbol{e_Y} = |Y_G - Y_R|$$

IV.4.4.Excentricité totale

Tableau IV. 2. Calcul de l'excentricité totale

Excentricité				
Diaphragme	**Niveau (m)**	**$E_X = \|X_G-X_R\|$ (m)**	**$E_Y = \|Y_G-Y_R\|$ (m)**	**Obs**
Sous-sol	2.72	2.833	1.576	Vérifiée
RDC	6.29	1.784	1.315	Vérifiée
1er étage	9.52	1.632	1.127	Vérifiée
2eme étage	12.75	1.523	0.953	Vérifiée
3eme étage	15.98	1.431	0.802	Vérifiée
4eme étage	19.21	1.350	0.665	Vérifiée
5eme étage	22.44	1.274	0.547	Vérifiée
6eme étage	25.67	1.211	0.472	Vérifiée
7eme étage	28.90	1.167	0.425	Vérifiée

IV.5.CALCUL DYNAMIQUE DU BATIMENT

IV.5.1. Choix de la méthode de calcul

Pour analyser les efforts horizontaux qui sont appliqués au niveau des planchers, Le calcul peut être mené suivant trois méthodes :

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

Le bâtiment étudie présente une configuration régulière et dépasse 5 niveaux (17m) situé en **zone III** avec groupe d'usage **2**. Selon **RPA 99 version 2003 [ART 4.1.2].**

Pour notre structure, la hauteur (H = 28.9m), donc selon le RPA99V2003, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, doncen utilise la méthode dynamiquemodale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse **SAP2000 V23**.

IV.5.2.La Méthode dynamique modale spectrale :

IV.5.2.1. Principe

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

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

RPA 99 version 2003 [ART 4.3.1]

IV.5.2.2.Modélisation

Notre structure comporte des planchers rigides, ils sont représentés par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical)selon le déplacement de la structure. Le calcul se fait moyennant le logiciel d'analyse **"SAP2000.version 23.1.0"**

IV.5 .2.3.Spectre de réponse de calcul

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

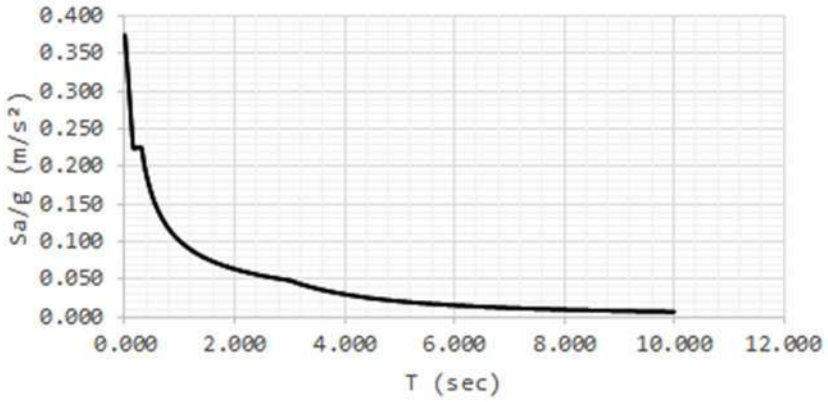


Figure IV. 7. Spectre de réponse X et Y

a) Coefficient d'accélération A

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

b) Facteur de correction d'amortissement η

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

ξ = 7 %

Avec : remplissage dense → η = 0.88

c) Coefficient de comportement R

- **Le choix de Coefficient de comportement R**

Tableau IV. 3. Coefficient de comportement R

Cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
2	**Voiles porteurs**	3.5

Donc : Système de contreventement :**R=3.5**

- **Justification du coefficient de comportement R**

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

Suivant X :

Tableau IV. 4. Justification du coefficient de comportement R suivant X(KN)

Diaphragme	Sollicitations dues aux charges verticales		
	Poids Nz	**Nz /Poteaux**	**Nz /Voiles**
7eme étage	2515.785	1779.786	735.999
6eme étage	5285.365	3768.133	1517.232
5eme étage	7852.447	5836.946	2015.501
4eme étage	10900.109	8357.713	2542.396
3eme étage	13784.973	10615.467	3169.506
2eme étage	16788.792	13039.615	3749.177
1er étage	20601.271	15978.792	4622.479
RDC	22919.497	18388.130	4531.367
Sous-sol	28292.934	12579.028	15713.906

Tableau IV. 5. Justification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage

Diaphragme	Sollicitations dues aux charges verticales		
	Poids Nz (%)	**Nz /Poteaux**	**Nz /Voiles (%)**
7eme étage	100	70.745	29.255
6eme étage	100	71.294	28.706
5eme étage	100	74.333	25.667
4eme étage	100	76.675	23.325
3eme étage	100	77.008	22.992
2eme étage	100	77.669	22.331
1er étage	100	77.562	22.438
RDC	100	80.229	19.771
Sous-sol	100	44.460	55.540

Tableau IV. 6. Justification du coefficient de comportement R suivant Y (KN)

Diaphragme	Sollicitations dues aux charges verticales		
	Poids Nz	**Nz /Poteaux**	**Nz /Voiles**
7eme étage	2744.488	1779.786	964.702
6eme étage	5794.342	3768.133	2026.209
5eme étage	8908.045	5836.946	3071.099
4eme étage	12241.062	8357.713	3883.349
3eme étage	15482.342	10615.467	4866.875
2eme étage	18808.133	13039.615	5768.518
1er étage	22401.021	15978.792	6422.229
RDC	25980.956	18388.130	7592.826
Sous-sol	22101.930	12579.028	9522.902

Tableau IV. 7. Justification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage

Diaphragme	Sollicitations dues aux charges verticales		
	Poids Nz (%)	**Nz /Poteaux**	**Nz /Voiles (%)**
7eme étage	100	64.849	35.151
6eme étage	100	65.031	34.969
5eme étage	100	65.524	34.476
4eme étage	100	68.276	31.724
3eme étage	100	68.565	31.435
2eme étage	100	69.330	30.670
1er étage	100	71.331	28.669
RDC	100	70.775	29.225
Sous-sol	100	56.914	43.086

d) facteur de qualité Q

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8. Facteur de qualité Q

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

En récapitulant les résultats on trouve :

$$\begin{cases} Q_x = 1 + 0.5 = 1.05 \\ Q_y = 1 + 0.15 = 1.15 \end{cases}$$

***e)* Périodes caractéristiques [3]**

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.30 \text{ s} \end{cases} \rightarrow \text{Site S3}$$

IV.5.3.Résultats des vérifications de la structure

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

Analyse modale :

- Comportement modale ;
- Participation massique.

Stabilité de la structure :

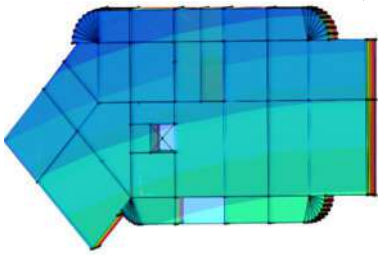
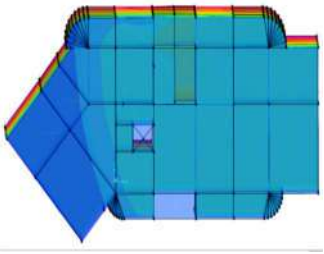
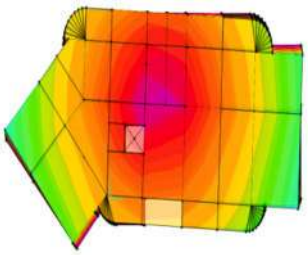
- Vérification de participation massique ;
- Vérification de la Force sismique à la base ;
- Vérification de la stabilité au renversement ;
- Vérification des déplacements (inter étage) ;
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ;

Résistance des éléments :

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

IV.5.3.1.Vérification de comportement modal

Tableau IV. 9. Vérification de comportement

			
	Mode 1/T1=0.617s	**Mode 2/T2=0.531s**	**Mode 3/T3=0.441s**
Suivant X	59.94%	4.36%	0.66%
Suivant Y	4.44%	58.97%	2.29%
Autour de Z	0.02%	2.44%	59.68%
Comportement	**Translation suivant l'axe (X)**	**Translation suivant l'axe (Y)**	**Rotation autour de l'axe (Z)**

IV.5.3.2.Vérification de participation massique

Tableau IV. 10. Participation massique

Mode	Période	UX%	UY%	RZ%
1	0.617	59.935	7.439	0.016
2	0.531	64.291	61.411	2.459
3	0.441	64.947	63.698	62.136
4	0.157	81.134	63.818	62.153
5	0.127	81.163	83.076	62.153
6	0.101	81.242	83.09	81.451
--	--	--	--	--
33	0.052	86.756	90.02	81.606
--	--	--	--	--
101	0.034	90.11	93.542	88.641
130	0.028	90.885	93.919	90.525

Résultats :

- La participation massique atteint plus de **90%** suivant x dans le $\mathbf{101^{eme}}$ **mode**
- La participation massique atteint de plus de **90%** suivant y au $\mathbf{33^{eme}}$ **mode**
- La participation massique atteint de plus de **90%** suivant Z au $\mathbf{130^{eme}}$ **mode**
- Le nombre des modes totales = 1181 modes.
- Le temps des modes totales = 13.83 s.
- Le nombre des modes retenus = 130 modes.
- Le temps des modes retenus = 7.31 s.

Remarque : le sens Y dissipé rapidement que le sens Xcar il est le sens de faible rigidité $\sum KX < \sum KY$ (Plus souple que l'autre sens).

IV.5.3.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

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

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

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

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

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

Tableau IV. 11. Calcul de la force sismique totale

A : coefficient d'accélération de zone	A = 0,25	**[TAB.4.1 RPA99V2003]**
D:facteur d'amplification dynamique	$Dx = 2.12\ ; D_y = 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} = 1.90$	**[Art 4.2.3. (4.2) RPA99v2003]**
η : facteur de correction d'amortissement :	η = 0.88	**[TAB.4.2 RPA99V2003].**
T : période fondamentale	Tx= 0.531 ; Ty = 0.623	**[Art 4.2.4 (4.6) RPA99v 2003]** **[Art 4.2.4 (4.7) RPA99v 2003]**
R:coefficient de comportement global	R = 3.5	**[Tab 4.3 RPA99v2003]**
Q : facteur de qualité	Qx=1.05 Qy=1.15	**[Tab.4.4 RPA99V2003] :**
Poids de la structure	W=28763.848 kN $\beta_1 = 0.2$ $\beta_2 = 0.6$	**[Art 4.2.3. (4.5)RPA99v2003]** **[Tableau 4.5 RPA99v2003]**

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

	Charge statique(KN)	**Charge dynamique(KN)**	**Ed/V**	**Obs**
Suivant x	4655.563	3684.383	0.791	**Non Vérifiée**
Suivant y	4567.722	3853.872	0.844	**Vérifiée**

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

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

$\frac{V_x}{E_{dx}} \times 0.8 = \mathbf{1.14}$ $\frac{V_y}{E_{dy}} \times 0.8 = \mathbf{1.00}$

Donc : $\begin{cases} E_{dx} = 3785.071 KN \\ E_{dy} = 3853.872 KN \end{cases}$

Vérification :

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

	Charge statique(KN)	**Charge dynamique(KN)**	**Ed/V**	**Obs**
Suivant x	4573.452	3785.071	0.807	**Vérifiée**
Suivant y	4567.722	3853.872	0.844	**Vérifiée**

IV.5.3.4.Vérification de la stabilité au renversement

- Moment de renversement : $\sum_{i=1}^{n} M_r = \sum_{i=1}^{n} h_i f_i$[Art.4.4.1]
- Moment de stabilité : $\sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} X_{Gi} W_i$

Tableau IV. 13. Vérification de stabilité au renversement

Moment de stabilité		Moment de renversement		Vérification		
M_{sx} kN.m	M_{sy} kN.m	M_{rx} kN.m	M_{ry} kN.m	$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} \geq 1.5$	$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} \geq 1.5$	**Vérifiée**
154379.405	159309.699	77761.313	75154.882	1.985	2.119	

Commentaire *:*

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directionsX, Y.

IV.5.3.5.Vérification du déplacement en tête du bâtiment

Déplacement réelle =R* Déplacement théorique (RpA version2003-Art 4.43)

Coefficient de comportement **R= 3.5**

Tableau IV. 14. Déplacement sous la force Ed

Niveau (m)	h etage (m)	δ_X(cm)	R. δ_X(cm)	Δx (cm)	0.01.h (cm)	Vérif	εx‰	εx‰	Obs
7eme étage	3.23	2.601	9.103	1.267	3.23	vérifier	3.11	3.5	vérifier
6eme étage	3.23	2.239	7.836	1.291	3.23	vérifier	3.19	3.5	vérifier
5eme étage	3.23	1.870	6.545	1.309	3.23	vérifier	3.18	3.5	vérifier
4eme étage	3.23	1.496	5.236	1.299	3.23	vérifier	3.06	3.5	vérifier
3eme étage	3.23	1.125	3.937	1.239	3.23	vérifier	2.82	3.5	vérifier
2eme étage	3.23	0.771	2.698	1.106	3.23	vérifier	2.42	3.5	vérifier
1er étage	3.23	0.455	1.592	0.910	3.23	vérifier	1.88	3.5	vérifier
RDC	3.57	0.195	0.682	0.633	3.57	vérifier	1.14	3.5	vérifier

Commentaire :

Les déplacements en tête du bâtiment sont inférieurs aux déplacements admissibles dans les deux directions X et Y.

IV.5.3.6.Vérification des déplacements inter-étages

Déplacement réel = R. Déplacement théorique [RPA version 2003 (Art 4.43)]

Coefficient de comportement **R= 3.5**

$\Delta_k = (\delta_k - \delta_{k-1}) \times \mathbf{R}$

$\Delta_k \leq h/100$

Suivant X :

Tableau IV. 15. Déplacement et déformation inter-étages sous la force sismique Edx

Niveau (m)	h etage (m)	δ_y(cm)	R. δ_y(cm)	Δy (cm)	0.01.h (cm)	Vérif	εy‰	[ε]‰	Obs
7eme étage	3.23	2.792	9.772	1.449	3.23	vérifier	3.14	3.5	vérifier
6eme étage	3.23	2.378	8.323	1.473	3.23	vérifier	3.19	3.5	vérifier
5eme étage	3.23	1.957	6.850	1.467	3.23	vérifier	3.18	3.5	vérifier
4eme étage	3.23	1.538	5.383	1.410	3.23	vérifier	3.06	3.5	vérifier
3eme étage	3.23	1.135	3.973	1.302	3.23	vérifier	2.82	3.5	vérifier
2eme étage	3.23	0.763	2.671	1.117	3.23	vérifier	2.42	3.5	vérifier
1er étage	3.23	0.444	1.554	0.868	3.23	vérifier	1.88	3.5	vérifier
RDC	3.57	0.196	0.686	0.581	3.57	vérifier	1.14	3.5	vérifier
Sous-sol	2.72	0.030	0.105	0.105	2.72	vérifier	0.27	3.5	vérifier

Commentaire :

Les déplacements inter étage et les déformations sont inférieurs aux déplacements admissibles et déformations admissibles à tous les étages et dans les deux directionsX et Y.

Déplacement suivant X sous la force Edx			**Déplacement suivant Y sous la force Edy**		
$\boldsymbol{\delta_r X}$ **[cm]**	$\boldsymbol{\delta_r X < \frac{H}{250}}$ **[cm]**	**Vérifiée**	$\boldsymbol{\delta_r Y}$ **[cm]**	$\boldsymbol{\delta_r Y < \frac{H}{250}}$ **[cm]**	**Vérifiée**
9.11	9.11< 11.92		9.71	9.71< 11.92	

IV.5.3.7.Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres :** On doit vérifier :

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

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$ **Fissuration peu nuisible [2]**

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right)$ **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable [2]**

Tableau IV. 16. Vérification de cisaillement des poutres

section	b(cm)	h(cm)	T(kN)	Comb	Situ	Ɣb	position	T(mpa)	τadm(mpa)	Obs
PP(30x40)	30	40	269.53	G+Q+ Q1+Edy	ACC	1.15	inter	2.39	3.26	**vérifier**
PS (30x45)	30	40	115.52	G+Q+ Q1+Edx	ACC	1.15	inter	1.18	4.35	**Vérifier**
P Palière	30	35	92.41	G+Q+ Q1+Edx	ACC	1.15	inter	0.93	3.26	**Vérifier**
Longrine	30	30	6.66	1.35G+1.5Q +1.5Q1	DUR	1.5	rive	0.08	2.5	Vérifier

Commentaire :

Toutes les sections des poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes tangentielles de cisaillement.

- **Les poteaux :**

Dans le système de contreventement voile porteur **R=3.5**, la force sismique est absorbé uniquement par les voiles (Tv=100%), l'effort tranchant dans les poteaux et nulle (théoriquement).

- **Lesvoile :**On doit vérifier cisaillement des voiles :

$$\tau = \frac{V}{b.d}$$

Avec : V=1.4Vu calculé.

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

Tableau IV. 17. Vérification de cisaillement des voiles sens X

Direction	Voile	b	L	$\|V_u\|$	Comb	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	Voile Périphérique	20	290	825.09	$G + Q + Q_1 - E_{dx}$	2.21	5	**Vérifiée**
	Voile de contreventement	20	380	901.23	$G + Q + Q_1 - E_{dx}$	1.84	5	**Vérifiée**
	Voile Périphérique incliné	20	375	877.59	$G + Q + Q_1 + E_{dx}$	1.82	5	**Vérifiée**

Tableau IV. 18. Vérification de cisaillement des voiles sens Y

Direction	Voile	b	L	$\|V_u\|$	Comb	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant Y	Voile Périphérique	20	315	1521.57	$G+Q+Q_1-E_{dy}$	3.74	5	**Vérifiée**
	Voile de contreventement	20	500	1518.31	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	2.36	5	**Vérifiée**
	Voile Périphérique incliné	20	315	1156.37	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	2.89	5	**Vérifiée**

Commentaire : l'épaisseur du voile (a= 20cm) suffisant pour équilibrer toutes les contraintes tangentielles du cisaillement dans les deux directions X, Y.

IV.5 .3.8.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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

$$\theta = \frac{(Pk \times \Delta k)}{(Vk \times hk)} \leq 0.1$$

Suivant X et Y :

Tableau IV. 19. Vérification de l'effet P-Δ suivant X,Y

Niv (m)	Pk (kN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	WIHI	Vkx (kN)	Vky (kN)	hk (cm)	θkx	θky	Vérification
28.9	2625.800	1.27	1.45	75885.620	625.14	652.15	323	0.017	0.018	Vérifiée
25.67	3177.530	1.30	1.47	81567.195	671.95	700.98	323	0.019	0.021	Vérifiée
22.44	3178.810	1.31	1.47	71332.496	587.63	613.03	323	0.022	0.024	Vérifiée
19.21	3220.270	1.30	1.41	61861.387	509.61	531.63	323	0.025	0.026	Vérifiée
15.98	3263.460	1.24	1.30	52150.091	429.61	448.17	323	0.029	0.029	Vérifiée
12.76	3271.770	1.10	1.12	41715.068	343.65	358.50	323	0.032	0.032	Vérifiée
9.52	3317.610	0.91	0.86	31583.647	260.18	271.43	323	0.036	0.033	Vérifiée
6.29	3422.530	0.64	0.58	21527.714	177.34	185.01	357	0.035	0.030	Vérifiée
2.72	3286.080	0.05	0.11	8938.138	73.63	75.81	272	0.008	0.017	Vérifiée

Conclusion :

L'effet P-Δ est négligeable dans les deux directions X, Y et pour tous les étages.

IV.5.3.9.Vérification de l'effort normal réduit à la base :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

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

Où :

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

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

fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Vérification :

La section (45*45) cm2 n'est pas capable pour résister au risque de la rupture fragile sous les sollicitations d'ensemble dues au séisme.

Donc il faut augmenter la section de poteau à (55*55) cm2

Tableau IV. 20. Vérification de l'effort normal réduit à la base

N	B(cm)	h (cm)	N (kN)	Bc(mm²)	Comb	fc28 (MPa)	υ (MPa)		Obs
247	55	55	1417.69	2809	G+Q+Q1-Edx	25	0.202	0.3	**vérifiée**
214	55	55	1250.76	2809	G+Q+Q1-Edy	25	0.178	0.3	**vérifiée**
343	55	55	1317.81	2809	G+Q+Q1-Edx	25	0.188	0.3	**vérifiée**
162	55	55	1769.60	2809	G+Q+Q1-Edy	25	0.252	0.3	**vérifiée**

Commentaire 2 : tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour éviter le risque de rupture fragile.

Conclusion

- La structure est stable.
- Tous les éléments de la structure sont des éléments résistants.

- .

CHAPITRE V

Le ferraillage des éléments résistants

V.1.INTRODUCTION

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur applicable en Algérie en L'occurrence le **[CBA93, RPA99v2003].**

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

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

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

  E.L.S : G + Q.

- Les combinaisons données par les règles du **[RPA99v2003]:**

  G +Q ± E.

  0,8 G ± E.

  On a : Q (habitation) et Q1 (commerce)

V.2.FERRAILLAGE DES POUTRES

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

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

Tableau V.1. Les données du calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$f_{c28} = 25$ MPa	FeE 400	$f_{c28} = 25$ MPa	$f_{c28} = 25$ MPa
$\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_{bc} = 18.48$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa.

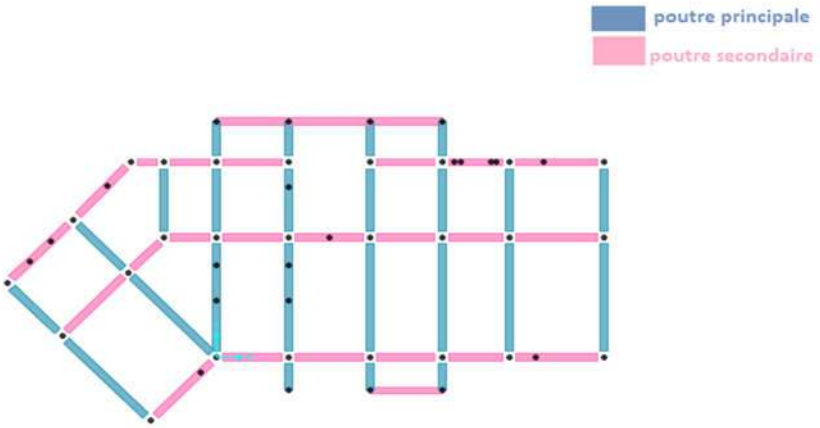


Figure V.1. Sens des poutres

V.2.1.Ferraillage des poutres principales et secondaires

Le calcul de la poutre principale se fera selon les combinaisons de calcul

- ELU
- G+Q+Q1+Edx

Tableau V.2.ferraillage des poutres (principales et secondaires)

Section	Positon	Mu (KN.m)	Comb	$A1_{clculeé}$ (cm^2)	$A1_{choisie}$ (cm^2)	$A2_{clculeé}$ (cm^2)	$A2_{choisie}$ (cm^2)
PP (30X40)	Travée	53.73	ELU	4.32	3HA14 = 4.62	0.0	3HA14= 4.62
	Appui	-89.16	ELU	0.00	3HA14 = 4.62	7.44	3HA14 +2ChpHA14 =7.70
PS (30X40)	Appui (+)	100.33	G+Q+Q1+Edx	8.52	3HA14 +3ChpHA14 =9.23	0.00	3HA14 =4.62
	Appui (-)	-103.01	G+Q+Q1+Edx	0.00	3HA14 =4.62	8.78	3HA14 +3ChpHA14 =9.23

V.2.2.Vérification des contraintes à l'ELS

$$\begin{cases} \text{Type de fissuration : peu nuisible} \\ \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \end{cases}$$

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

	Positon	Mser (KN.m)	Comb	$A1_{choisie}$ (cm^2)	$A2_{choisie}$ (cm^2)	$\boldsymbol{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_b}$	$\boldsymbol{\sigma_s}$	$\overline{\sigma_s}$	Vérif
PP (30X40)	Travée	38.06	ELS	3HA14 =4.62	3HA14 =4.62	5.60	15	239	400	vérifiée
	Appui	-65.10	ELS	3HA14 =4.62	3HA14 +2ChHA14 =7.70	8.08	15	250	400	vérifier
PS (30X35)	Travée	19.44	ELS	3HA14+ 3ChpHA14 =9.23	3HA14 =4.62	19.4	15	201	400	vérifier
	Appui	-25.72	ELS	3HA14 =4.62	3HA14 +3ChpHA14 =9.23	25.7	15	201	400	vérifier

Remarque :

Les vérifications sont faites selon le règlement parasismique RPA

Vérification des poutres selon les conditions

$$\begin{cases} \text{Amin RPA} = 0.5\%\ \text{b.h} & \text{RPA2003 Art. 7.5.2.1} \\ \text{Amin CBA} = 0.1\%\ \text{b.h} & \text{CBA93 Art. b. 6.4} \end{cases}$$

Tableau V.4. Vérification des poutres selon les conditions [CBA et RPA]

Section	Positon	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	vérification
PP (30X40)	Travée	4.62	4.62	1.2	6	Vérifier
	Appui	4.62	7.70	1.2	6	Vérifier
PS (30X35)	Travée	9.23	6.03	1.05	5.25	Vérifier
	Appui	6.03	9.23	1.05	5.25	Vérifier

V.2.3.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

- **Calcul des armatures transversales**

Les armatures transversales ainsi que leur espacement sont calcul à partir des formules suivent

$At_{min} \geq 0.003 \times b \times S_t$

$$S_{zn} \leq Min\left(\frac{h}{4}\ ;\ 12\phi\ ;\ 30cm\right) \quad Zone\ nodale$$

$$S_{zc} \leq \frac{h}{2} \qquad zone\ courante$$

Tableau V.5. Calcul des armatures transversales

Elément		τ_u(MPa)	$S_{calculée}$(cm)			$S_{adoptée}$(cm)		A_{tmin} (cm²)	$A_{t\ choisie}$ (cm²)
			CBA	RPA		S(ZN) (cm)	S′(ZC) (cm)		
				ZN	ZC				
Poutres principale	30x40	1.32	33.75	10	20	10	15	1.2	3HA8 = 1.52
Poutre secondaire	30x35	0.91	29.25	8.75	17.5	10	15	1.05	3HA8 = 1.52

V.2.4.Vérification de la flèche à l'ELS

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant

Tableau V.6. Vérification de la flèche

Section	Mt (KN.m)	Mag_{corrsp}	Mad_{corrsp}	L (m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	$F_{calculée}$ (mm)	$A_{Admissible}$ (mm)
PP (30x40)	38.1	-58.81	-61.82	5	4.62	7.70	2.5	6.00
PS (30x35)	0.00	-25.71	19.44	2.80	9.23	6.03	0.5	5.5

V.2.5.Coupe de ferraillage des poutres

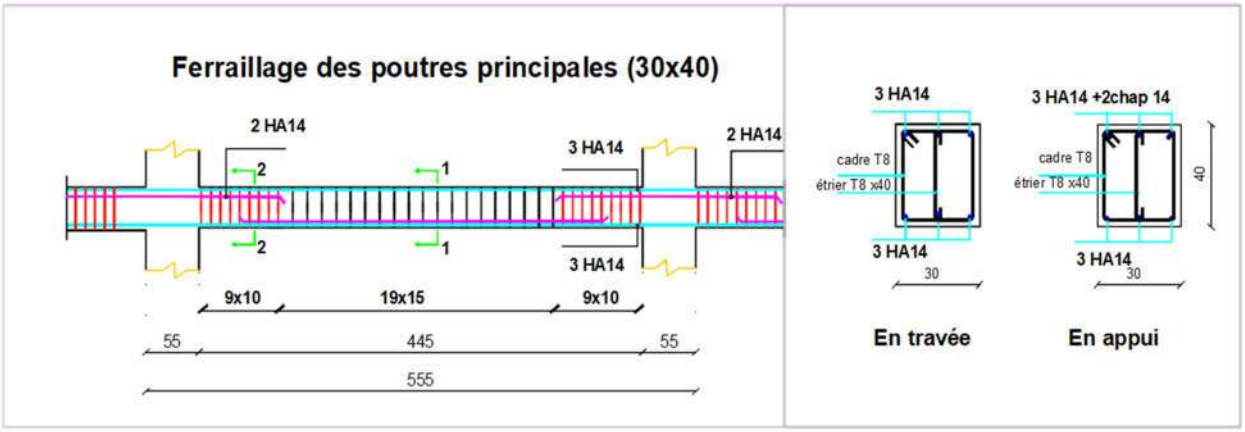


Figure v.2: ferraillage de la poutre porteuse

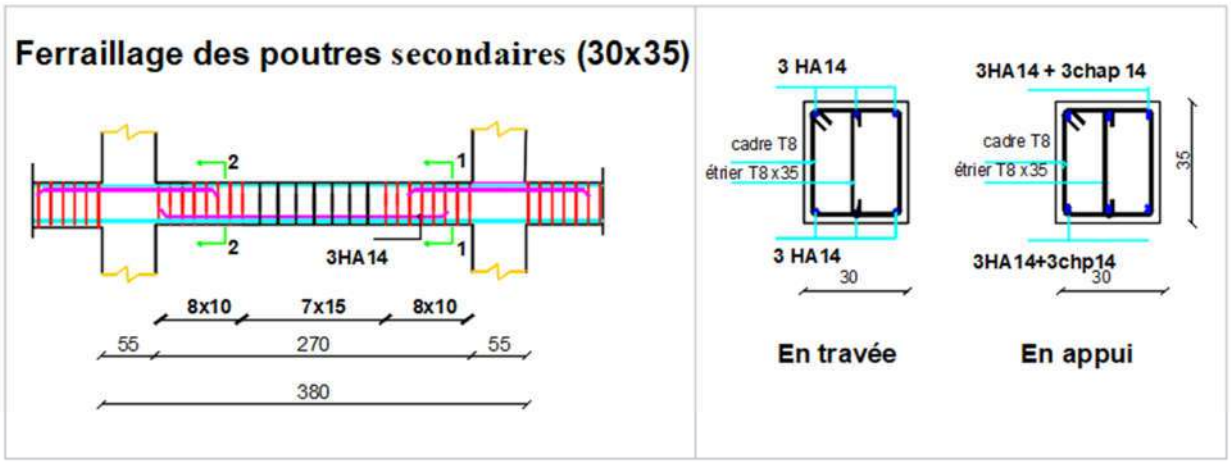


Figure v.3: ferraillage de la poutre non porteuse

V.3.FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux calculés en flexion composée déviée sont soumis à un effort "N" et à un moment Fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

* Calcul de ferraillage à L'ELU ou L'ACC

*Section minimales et maximales

RPA2003 Art 7.5.2.1 **:**

$0.9\% \leq \frac{Al}{b.h} \leq 3\%$ (zone courante)

$0.9\% \leq \frac{Al}{b.h} \leq 6\%$ (zone de recouvrement)

Le diamètre minimum est de 12 mm.

CBA93 Art .B.6.4:

Section tendu $At_{min}= 0.1\%. b.h$ (cm^2).

*La longueur minimale de recouvrement

- 40 Ø Max en zone I, IIa

- 50 Ø Max en zone IIb, III

*Matériaux **:**

Béton : F_{c28}=25 (MPa) Résistance du béton a 28 jours.

Acier : F_e=400 (MPa) Résistance de l'acier

Zone sismique : III

pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion , nous pouvons avoir les 3 cas extrêmes suivant :

1. N_{max} => $M_{x\ correspondant}$ et $M_{y\ correspondant}$
2. $M_{x\ max}$ =>$M_{y\ correspondant}$ et $N_{correspondant}$
3. N_{min} =>$M_{x\ correspondant}$ et $M_{y\ correspondant}$

On va récapituler tous les résultats de calcul dans tous les poteaux dans le tableau suivant :

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales :

V.3.1.1. Calcul les armatures longitudinales à l'ELU :

Tableau V. 7. calcul les armatures longitudinales

Section	Niv	combinaison	N	M_x	M_y	$A_{Calculé}$		$A_{Calculé}$ Total	A_{min} (RPA)	A_{final} (cm²)
						As_1	**As_2**			
(55x55)	**6.91**	0.8G+ Edx	1585.44	11.13	-0.01	2.8	1.6	4.4	27.22	20HA14 =30.79
		1.35G+1.5Q	1585.44	11.13	-0.01					
		1.35G+1.5Q	416.88	2.01	-3.08					
(50x50)	**16.94**	0.8G+ Edx	1003.91	-22.33	-2.46	2.5	1.5	4	22.50	16HA14 =24.63
		1.35G+1.5Q	959.30	20.86	3.35					
		1.35G+1.5Q	404.96	-7.23	1.71					
(45x45)	**29.18**	0.8G+ Edx	519.82	-11.89	6.62	2.3	1.3	3.8	18.22	12HA14 =18.47
		1.35G+1.5Q	373.42	21.22	2.96					
		1.35G+1.5Q	171.08	-6.75	0.62					
		1.35G+1.5Q	1585.44	11.13	-0.01					
		1.35G+1.5Q	1585.44	11.13	-0.01					

V.3.1.2.Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V. 8. Vérification des contraintes à l'ELS

Section	Niv	comb	N	M_x	M_y	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	σ'_s	$\overline{\sigma_s}$	**Obs**
(55x55)	**6.91**	G+Q+Q1	1153.7	7.86	-0.01	3.3		48		**Vérifier**
		G+Q+Q1	1153.7	7.86	-0.01	3.3		48		**Vérifier**
		G+Q+Q1	304.95	1.42	-2.21	0.9	15	13	400	**Vérifier**
(50x50)	**16.94**	G+Q+Q1	732.75	-16.29	-1.83	2.9		42		**Vérifier**
		G+Q+Q1	700.51	15.17	2.42	2.8		40		**Vérifier**
		G+Q+Q1	298.01	-5.27	1.25	1.2	15	15	400	**Vérifier**
(45x45)	**29.18**	G+Q+Q1	381.17	-8.54	4.90	2.2		30		**Vérifier**
		G+Q+Q1	273.37	15.40	2.16	1.9		26		**Vérifier**
		G+Q+Q1	125.76	-4.92	1.20	0 .8	15	10	400	**Vérifier**

V.3.1.3. Calcul les armatures transversales à l'ELU ou ACC :

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

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

Tu: Effort tranchant.

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

$$\begin{cases} 2.50 \text{ si : } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10 \, cm \, e \\ \min[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\emptyset] \end{cases}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$h1$: Hauteur totale de la section brute.

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

$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% si : \lambda_g > 5$

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

$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% si : \lambda_g \leq 3$

Tableau V. 9. Vérification de cisaillement

Section	Combinaison	Tx_{max}(KN)	Ty_{max}(KN)	$At_X(cm^2)$	$At_Y(cm^2)$
55x55	$G+Q+Q1+E_{dx}$	18.11	23.24	0.3	0.26
50x50	$G+Q+Q1+E_{dx}$	13.21	20.69	0.16	0.25
45x45	$G+Q+Q1+E_{dx}$	12.38	19.49	0.17	0.27

Tableau V. 10. Calcul des armatures transversales et leurs espacements

Section	Niveaux	$Vu(KN)$	$Zone$	S_T Cm	$A_{cal}\, cm^2$	$A_{choi}\, cm^2$
(55x55)	**6.52**	23.24	courant	15	0.3	4HA**8** = **2.01**
			Nodale	10		
(50x50)	**29.21**	20.69	*courant*	15	0.25	4HA**8** = **2.01**
			Nodale	10		
(45x45)	**28.90**	19.49	*courant*	15	0.27	4HA**8** = **2.01**
			Nodale	10		

V.3.1.4.Coupe de ferraillage des poteaux

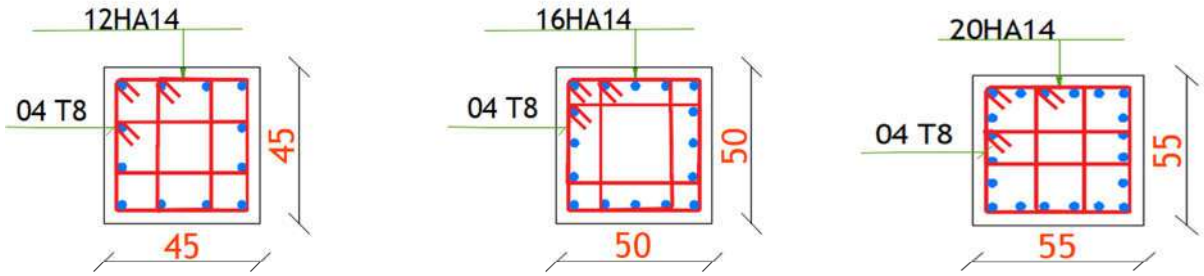


Figure V.4. Ferraillage des poteaux

V.4.FERRAILLAGE DES VOILES

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

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

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux (Figure V. 2. Ferraillage des poteaux 60x60 zontales " 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.

Les types des voiles :

- Voile pleine (trumeau)
- Voile avec ouverture (trumeau- linteau)

1) Les voiles pleins

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

• Les aciers verticaux.

• Les aciers longitudinaux.

• Les aciers transversaux

2) Les voiles avec files ouvertures

.Trumeaux

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

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

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

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

.Linteaux

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

- Des aciers longitudinaux de flexion " Al".
- Des aciers transversaux " At".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).
- Des aciers diagonaux Ad

V.4.1.Ferraillage des voiles pleins

- **Section minimale set maximales:**

$A_v = 0.2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile. [RPA-Art7.7.4.1]

$A_v = 0.15\%B$ B: La section globale de voile. [RPA-Art7.7.4.3]

$A_v = 0.1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante

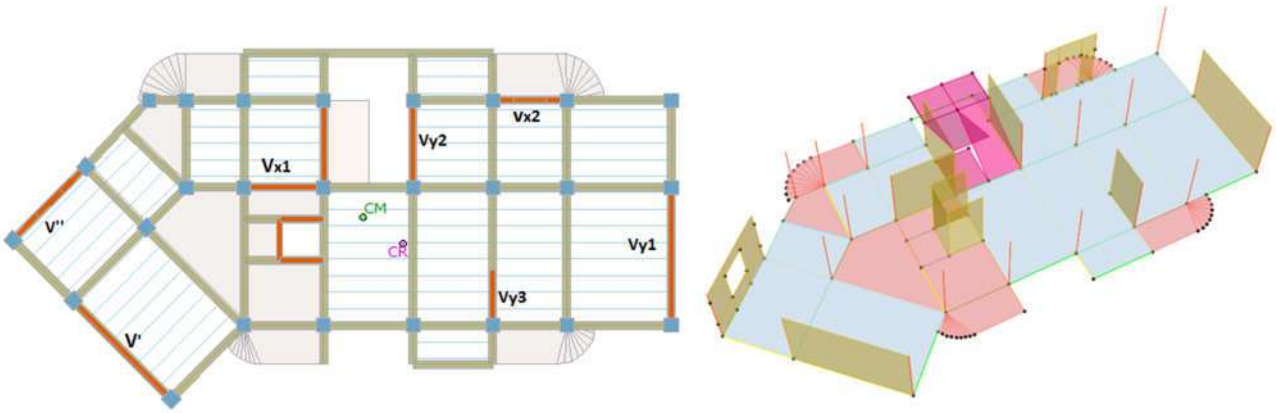


Figure v.5: disposition des voiles pleins et des voiles avec ouvertures

V.4.1.1.Calcul d'armatures verticales :

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

Tableau V.11. les sollicitations des voiles pleins (Suivant X)

Voile	Niveau	L (m)	a (Cm)	N (**kN**)	M (**kN. m**)	Etats De section	Combinaison
Vx1	**RDC**	4.00	20	649.24	2591.70	SPC	0.8G-Edx

Tableau V.12 les sollicitations des voiles pleins (Suivant Y)

Voile	Niveau	L (m)	a (Cm)	N (**kN**)	M (**kN. m**)	Etats De section	Combinaison
Vy1	**RDC**	6.10	20	627.76	8792.17	SPC	0.8G-Edy
Vy2	**RDC**	4.25	20	435.69	3077.50	SPC	0.8G-Edy
Vy3	**RDC**	2.55	20	132.18	709.61	SPC	0.8G-Edy

Tableau V.13 La section calculée d'armatures verticales des voiles pleins (Suivant X).

Voile	$L_t/4$ (m)	A_{vt} (cm²)	A_{vt} **min** (cm²)	**St (cm)**	$A_{adoptée}$ (cm²)	**Lcr** (m)	**Avcr** (cm²)	**St** (cm)	$A_{adoptée}$ (cm²)
V1	1.00	28	4.00	10	**2x10HA14 = 30.79**	2.00	8.00	20	**2x10H8 = 11.06**

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

Voile	$L_t/10$ (m)	A_{vt} (cm²)	A_{vt}**min** (cm²)	**St (cm)**	$A_{adoptée}$ (cm²)	**Lcr** (m)	**Avcr** (cm²)	**St** (cm)	$A_{adoptée}$ (cm²)
V1	0.61	31.79	2.44	8	**2x8HA16 =32.17**	4.88	12.20	20	**2x24HA8 =24.13**
V2	0.43	14.17	1.75	10	**2x5HA14 =15.39**	3.39	8.5	20	**2x9A8 =9.05**
V3	0.26	5.77	1.04	8	**2x4HA10 =6.28**	2.00	5.10	20	**2x10HA8 =10.05**

V.4.1.2.Vérification des armatures à l'ELS *:*

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

Tableau V.15 vérification des armatures à ELS (sens x)

Sens	Voile	a [cm]	L [m]	N [kN]	M [kN.m]	σb	$\overline{\sigma_b}$	Vérification
X	1	**20**	4.00	1058.80	24.50	1.2	15	cv

Tableau V.16 vérification des armatures à ELS (sens y)

Sens	Voile	a [cm]	L [m]	N [kN]	M [kN.m]	σb	$\overline{\sigma_b}$	Vérification
Y	1	20	6.10	1439.17	140.75	1.19	15	Oui
	2	20	4.25	1820.52	295.81	2.3	15	Oui
	3	20	2.55	933.64	150.22	2.4	15	Oui

V.4.1.3.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = Vu/(b \times d) \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 \times Tu$$

Tableau V.11 vérification des contraintes de cisaillement à ELU

Sens	Voile	a [cm]	L [m]	1.4Tu[kN]	d (m)	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
X	1	30	3.85	895.98	3.66	0.82	1.5	Oui
Y	1	30	4.95	637.62	4.7	0.63	1.5	Oui
	2	30	4.85	327.13	4.6	0.33	1.5	Oui
	3	30	4.80	37.87	4.56	0.04	1.5	Oui

V.4.1.4.Calcul de l'armature horizontales

- **Armatures horizontales**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

Selon le **:**

$$\mathbf{A_h = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0.15.\%.a.h_e\}.}$$

- **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile

Tableau V.12 La section d'armatures horizontal et transversale des voiles pleins(Suivant X).

Voile	Niveau	H (cm)	h_e (cm)	h_p (m)	A_h (cm²)	S (cm)	$Ah_{adoptée}$ (cm²)
X1	**RDC**	4.00	3.17	40	98	20	2x16HA8 = 16.08

Tableau V.13La section d'armatures horizontal et transversale des voiles pleins (Suivant Y).

Voile	Niveau	H (cm)	h_e (cm)	h_p (cm)	A_h (cm²)	S (cm)	$Ah_{adoptée}$ (cm²)
Y1	**RDC**	6.10	3.17	40	39.50	20	2x16HA8 = 16.08
Y2	**RDC**	4.25	3.17	40	41.15	20	2x16HA8 = 16.08
Y3	**RDC**	2.55	3.17	40	19.42	20	2x16HA8 = 16.08

V.4.2.Ferraillage des voiles avec ouvertures

V.4.2.1.Ferraillage des trumeaux

V.4.2.1.1.Calcul des armatures verticales

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

Tableau V.20 les sollicitations des trumeaux (Suivant X).

Voile	L (m)	a (Cm)	N (**kN**)	M (**kN. m**)	Etats De section	Combinaison
Trumeau Vx2(1éré étage)	1.45	20	25.10	281.35	SPC	0.8G-Edy
Trumeau Incliné V''	1.80	20	180.69	108.73	SPC	0.8G-Edy

Tableau V.21 La section calculée d'armatures verticales des trumeaux (Suivant X).

Voile	L_t (m)	A_{vt} (cm²)	A_{vt}**min** (cm²)	**St (cm)**	$A_{adoptée}$ (cm²)	**Lcr** (m)	A_{vcr} (cm²)	**St** (cm)	$A_{adoptée}$ (cm²)
Vx2	0.15	4.92	0.60	6	**2x4HA10 =6.28**	1.15	2.90	12	**2x10HA8 =10.05**
V''	0.54	4.54	2.16	10	**2x5HA8 =5.02**	1.06	4.30	20	**2x5HA8 =5.02**

V.4.2.1.2.Vérification des armatures à l'ELS :

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

Tableau V.22 vérification des armatures à ELS (sens x)

Sens	Voile	a [cm]	L [m]	N [kN]	M [kN.m]	σb	$\overline{\sigma_b}$	Vérification
Vx2	1	20	1.45	382.39	24.19	1.5	15	Oui
V''	2	20	1.80	280.08	11.60	1.3	15	Oui

V.4.2.1.3.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau = Vu/(b \times d) \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 \times T$$

Tableau V.14 vérification des contraintes de cisaillement à ELU

Sens	Voile	a [cm]	L [m]	τ [kN]	$\bar{\tau}$ [kN.m]	Verification
Vx2	1	**20**	1.45	0.82	5	cv
V''	2	**20**	1.80	0.28	5	cv

V.4.2.1.4.Calcul des armatures horizontales

Tableau V.24 La section d'armatures horizontal et transversale des trumeaux (Suivant X)

Voile	**H** (cm)	$\mathbf{h_e}$ (cm)	$\mathbf{h_p}$ (m)	St (cm²)	**S** (cm)	$\mathbf{Ah_{adoptée}}$ (cm²)
Vx2	3.23	2.83	40	98.51	20	**2x14HA8 = 14.06**
V''	1.00	/	/	76.32	20	**2x5HA8 = 5.02**

V.4.2.1.5.Calcul des armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φt est tel que $\Phi t \geq \emptyset v/3$, $\emptyset v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau V.25. Diamètre des armatures transversaux

Armatures longitudinales $\emptyset v$	EpinglesΦt
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8

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

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m² au moins, Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=50ϕ

V.4.2.2.Ferraillage des linteaux

V.4.2.2.1.Méthode de calcul

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.4.2.2.2.Ferraillage des linteaux en flexion simple (τb ≤ 0.06fc28)

a) Aciers longitudinaux [3]

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

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.

$$Z = h - 2d' \bar{V} = 1.4 V_u$$

- **Linteau court**

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)} \qquad V = \min(V_1 \, ; \, V_2)$$

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

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

Aciers diagonales

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

$$A_D = \frac{V}{2f_e sin\alpha} \qquad \alpha = Arctg\left(\frac{h-2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal

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

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

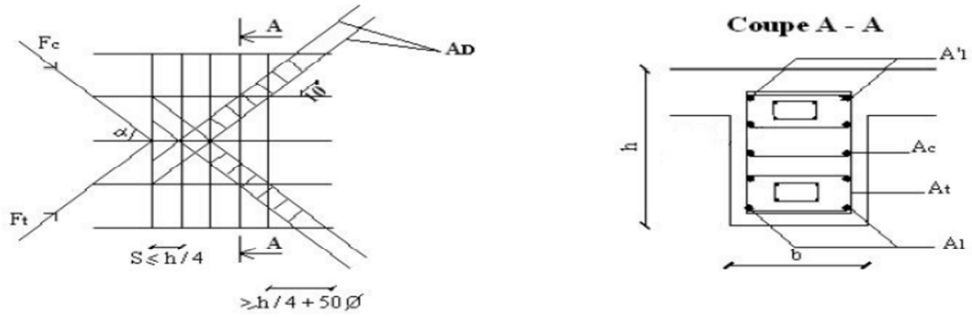


Figure V.6. Armatures de linteaux

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau 0.26: Choix de la méthode de calcul.

Linteau	Niveau	L (m)	h (m)	V (kN)	τ (MPa)	$0,06f_{c28}$	$\tau \leq 0,06f_{c28}$	Choix de la méthode
Vx2	**RDC 1,2,3,4,éme étage**	1.20	1.00	436.86	3.18	1.5	**Non**	**Traction/Compression**
	7éme étage	1.20	1.00	55.99	0.41	1.5	**Oui**	**Flexion simple**
V''	**RDC 1,2,3,4, éme étage**	1.20	1.60	464.23	2.50	1.5	**Non**	**Traction/Compression**

Flexion simple:

Tableau 0.27: La section d'armatures des linteaux.

	Armatures longitudinales				Armatures transversales					Armatures de peau		
Linteau	M (kN. m)	*h* (m)	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	λ	S (cm)	V (kN)	A_t (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	S (cm)	A_c (cm^2)	$A_{c\,ch}$ (cm^2)
Vx2	31.90	1.00	1.09	**4HA8=2.01**	1.12	20	55.99	1.00	**2HA8=1.00**	20	4.28	**2x4HA8= 6.28**

Traction/Compression:

Tableau 0.28: La section choisie d'armatures des linteaux.

	Armatures Diagonales		Armatures longitudinales		Armatures transversales	Armatures de peau		
Linteau	$A_{D\,cal}$ (cm^2)	$\mathbf{A_{Dch}}$ ($\mathbf{cm^2}$)	$A_{l\,cal}$ (cm^2)	$\mathbf{A_{l\,ch}}$ ($\mathbf{cm^2}$)	$\mathbf{A_t(cm^2)}$	$A_{C\,cal}$ (cm^2)	$\mathbf{A_{C\,ch}}$ ($\mathbf{cm^2}$)	**S (cm)**
V_{x2}	**8.02**	2x4HA12=9.04	3.21	4HA12=4.52	2HA8=1.00	4.28	2x4HA10=6.28	20
V''	**7.21**	2x4HA12=9.04	4.89	4HA14=6.16	2HA8=1.00	6.52	2x7HA8=7.04	20

V.4.2.2.4.Coupe de ferraillage des voiles

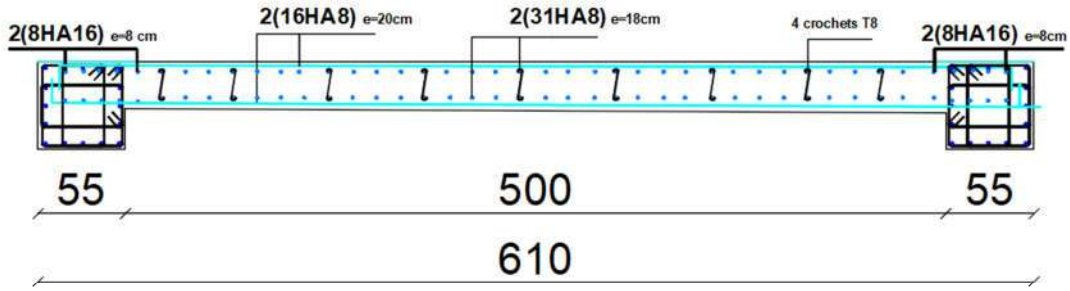


Figure V.7. Ferraillage des voiles pleins

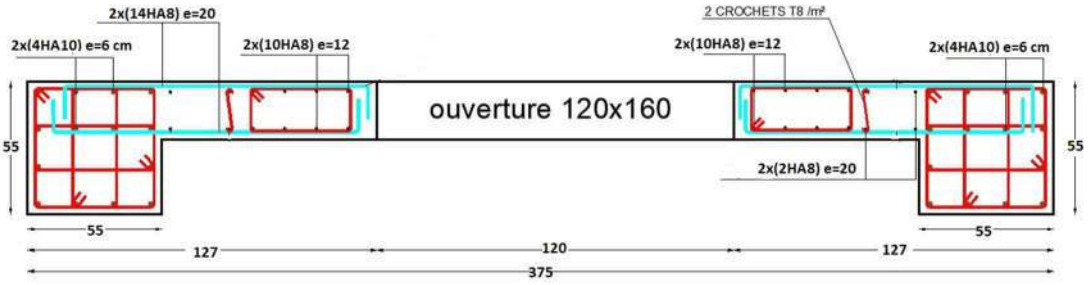


Figure V.8.Ferraillage des voiles avec ouverture

CONCLUSION

A la fin de ce chapitre, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais cette tâche à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez important. On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l'infrastructure.

CHAPITRE IV

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 caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.la profondeur (encrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol}Ainsi que des autres caractéristiques du sol (humidité, compressibilité, porosité…..)

La fondation est constitué d'un bloc en béton armé appelé semelle .la distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0.00 du sol peut être estimée a 80cm a 1m.pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment+ eau) la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure, une couche de Gros-béton (béton de propreté de 10cm d'épaisseur) compose de tout-venant ciment + eau.

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.

Ilexisteplusieurstypesdesfondations :

✓ Fondation superficielle :
  - Semelle isolée.
  - Semelle filante.
  - Radier général.

✓ Fondations semi-profonds

✓ Fondation profonde (semelle sous pieux).

VI.1.1. Reconnaissances du sol

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a pris les informations suivantes :

- ✓ La contrainte admissible du sol est 1bars ;
- ✓ Le site est considéré comme ferme (S3) ;
- ✓ Les résultats du rapport géotechnique nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de : $D = 2.00$ m
- ✓ Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 18\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 25° \quad , \quad \sigma = 2\ bar$$

VI.2. CHOIX DE LA FONDATION :

VI.2.1. Semelle isolé

VI.2.1.1. Méthode de calcul

Répartition trapézoïdale $\mathbf{e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}}$

On appelle contrainte moyenneσ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximaleσ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A * B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale àla contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par : $A = \left(\frac{a}{b}\right)B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$

- **Remarque :**

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$\Rightarrow h = d + c$$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puissese faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, on prendra :

$$e \geq 6\emptyset + 6$$

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2.00\ bar = 0.20MPa \ , \ a = b = 55cm \ , \ c = 3cm$$

Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :



Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à ELS

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

Semelle	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	A (m)	B (m)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	h_{ch} (cm)
S1	1585.44	11.13	-0.01	2.40	2.40	2.60	2.60	60
S2	1138.51	2.8	0.2	2.04	2.04	2.30	2.30	45
S3	825.33	-0.44	0.10	1.74	1.74	1.90	1.90	35

VI.2.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles

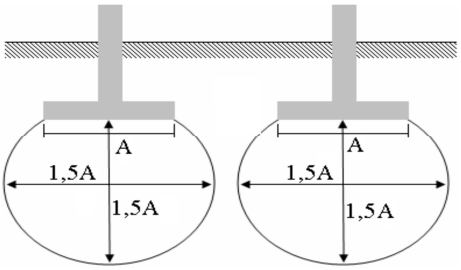


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..**2:** Les bulles de pression sous la semelle

$$1 \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$$

Tableau VI.1. Vérification du chevauchement

Direction	A (m)	A' (m)	$1.5\frac{(A+A')}{2}$	L (m)	$L > 1.5\frac{(A+A')}{2}$
Suivant X	2.60	2.30	3.67	2.90	**Non Vérifiée**
Suivant Y	2.60	1.90	3.37	3.15	**Non Vérifiée**

Le Figuresuivant présentéles interférences entre les bulbes de pression (chevauchement) dans la figure suivant :

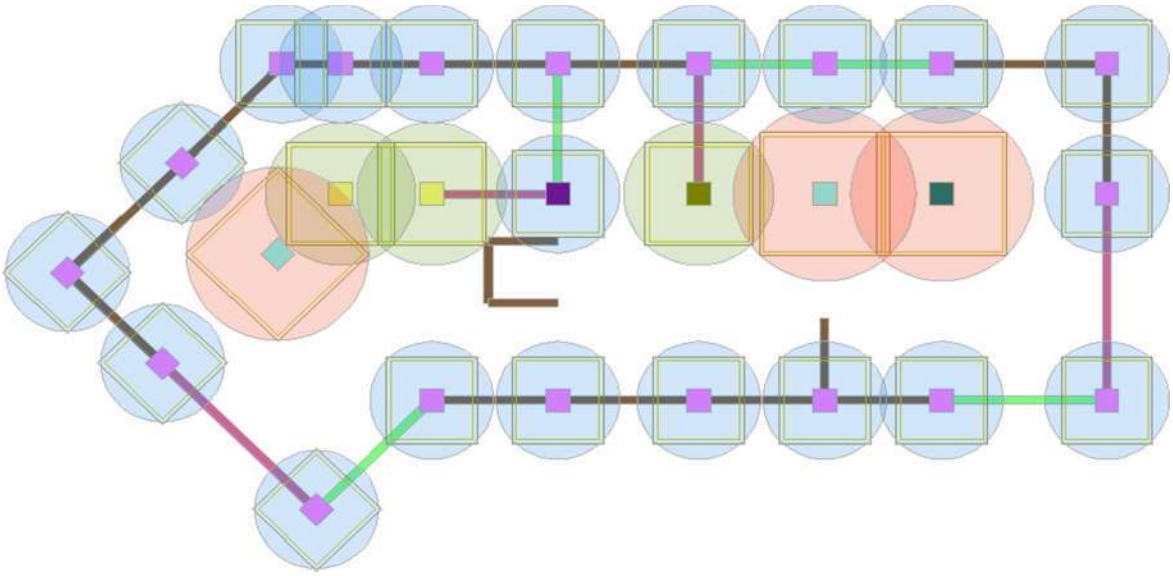


Figure VI.3: Schéma des chevauchements entre les semelles isolées

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe x et y) ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

VI.2.2. Semelle filante (continue)

VI.2.2.1.Dimensionnement des semelles

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 (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

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

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Longrightarrow S = B \times L \Longrightarrow h \geq \frac{B_{ch-b}}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

d_G: Débord gauche de la semelle isolée d_D: débord droite de la semelle isolée

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

Semelle	L (m)	N (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
SF 1	22.13	1233.63	2	1.20	2	39.25	40
SF 2	24.48	5023.87		1.50	2	39.25	40
SF 3	18.39	4980.82		1.60	2	39.25	40
SF 4	8.15	1747.44		1.29	2	39.25	40
SF 5	3.15	1316.48		1.86	2	39.25	40

VI.2.2.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS

On doit vérifier **:**

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)}$$

$$S_{semelle} = B_{adopté} \times L$$

Tableau.2: Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS

semlle	$\sum N_{ser}$ (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{a.voile}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	σ_{ser} (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
SF 1	7785.21	442.60	6724.45	595	557.68	1.76	2	Vérifier
SF 2	8208.10	525.60	3551.99	463	756.86	1.56		Vérifier
SF 3	7242.75	403.80	42.35	514	581.47	1.79		Vérifier
SF 4	2464.48	199.20	20.88	516	250.74	1.24		Vérifier
SF 5	2022.91	103.20	15.10	586	55.16	1.96		Vérifier

VI.2.2.3.Vérification de la stabilité au renversement RPA Art 10.1.5

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à

l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$).

Tableau.3: Vérification de la stabilité au renversement.

Semelle	N_{ser} (KN)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
SF 1	8152.36	33.12	0.41	2	50	Vérifiée
SF 2	8575.86	204.73	2.39	2	50	
SF 3	7539.97	127.20	1.69	2	50	

- **Conclusion**

A partir de ces résultats, on peut en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

VI.2.2.4.Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau.4: Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

semelles		L(m)	B(m)	B'(m)	$\frac{B + B'}{2}$	$L > \frac{B + B'}{2}$
SF 1	**SF 2**	3.15	2	1	1.50	Vérifiée
SF 1	**SF 3**	5.00	2	1	1.50	Vérifiée

- **Conclusion**

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semellesfilantes.

VI.2.2.5.Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle 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.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastiquequi prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \qquad l_e = \sqrt{\frac{4.E.I}{k.b}} \qquad \Rightarrow \qquad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.{L_{max}}^4}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa);

L : La plus grande travée dans la fille ;

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3);

I: Moment d'inertie de la poutre de libage $I=\frac{b.h_p^{\ 3}}{12}$;

hp: la hauteur de la poutre de libage .

Tableau.5: Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	b (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)	$h_{p\ adopté}$ (cm)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$L_{max} \leq \frac{\pi}{2}l_e$
SF 1	55	4.80	69.11	75	10.29	Vérifiée

✓ Donc la section de la poutre de libage : 55x75 cm².

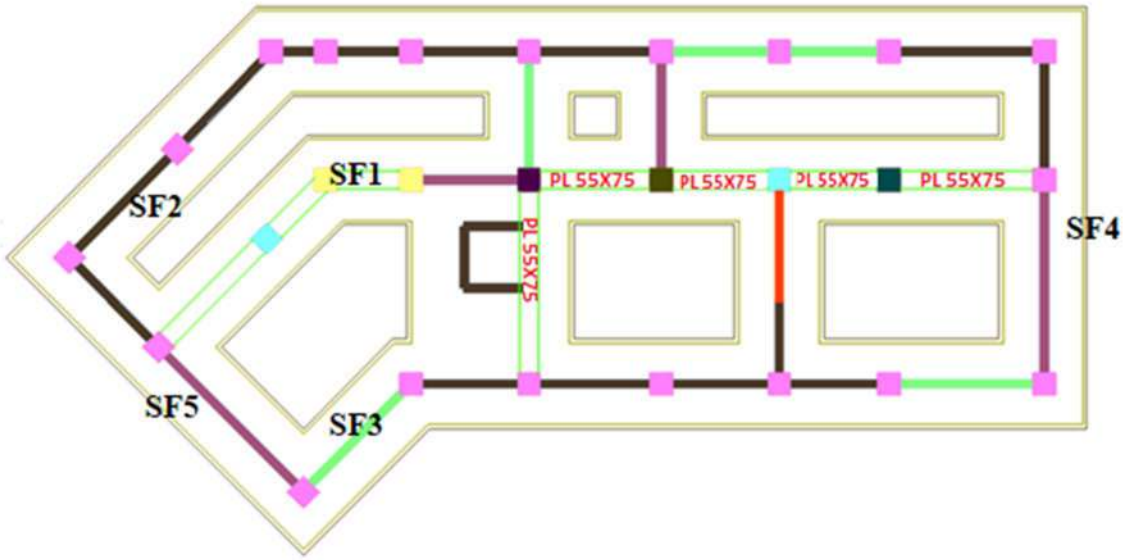


Figure.4:Les dimensions finales des semelles filantes.

VI.2.2.6.Calcul de ferraillage

VI.2.2.6.1.Sous un voile

Le calcul de ferraillage de la semelleest fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillaged'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage ($\mathbf{A_b}$) parallèle a B.

$$\mathbf{A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}}$$

Toutau long du mur, on prévoit des armatures de répartition tel que:

$$\mathbf{A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}}$$

Tableau.6:Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF 1	572.22	19.86	3.47	33.33	Diagramme trapézoïdal

Tableau.7:Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_{ux} (kN.m)	M_{uy} (kN.m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{a.rép}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF 1	572.22	-0.88	19.86	2	10.48	7HA14 =10.78	15	13HA12=13.57	15

VI.2.2.6.2.Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillages divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

- **Transversalement** :

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeursN et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B et les armatures de répartition$A_{rép}$parallèle a A.

Tableau.8:Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF 1	1585.44	11.13	0.70	33.33	Diagramme trapezoidal

- **Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU**

1. **Armatures principales**

Tableau.9:Ferraillages des armaturesprincipales de la semelle.

semelle	N_u (kN/ml)	$M_{u\,x}$ (kN.m)	$M_{u\,y}$ (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF 1	1585.44	-0.01	11.13	3.25	2	23.56	22HA12=24.88	7HA12=7.92	15

2. **Armature de repartitions**

-$A_{a,rép} = (7.92 \times 2)/4 = 3.96\ cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 2 * 5\ HA12 = 11.31\ cm^2$

Espacement de 15 cm

- **Longitudinalement**

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette chargesera déterminée par la formule suivante:

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_{ser} + 1.35 \times (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau.10:Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

P.libage	L (m)	$\sum N_u$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
SF 1	3.80	5447.32	2.02	1.75	393	341

- **Détermination des moments de la poutre de libage :**

Tableau.11:Déterminationdes sollicitationsde la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-516.62	488.47	901.87	-449.09	425.41

3. Calcul des armatures longitudinales

Tableau.12:Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

P.libag		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
SF1	Travée	488.47	20.9	0.00	5HA16+7Ch HA16=24.13
	Appuis	-516.02	23.8	0.00	5HA16+7Ch HA16=24.13

4. Vérificationdes contraintes à l'ELS

Pour une fissuration préjudiciable :

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

Tableau.13: 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)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
SF1	Travée	425.42	24.13	8.04	8.6	201.63	144.4	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-449.09	24.13	8.04	10.9	201.63	122		

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

On doit vérifier $\leq \bar{\tau}$

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

$$\tau = \frac{775.47 \times 10}{500 \times 870} = 1.78 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50 \text{ MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

6. Armatures transversales

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

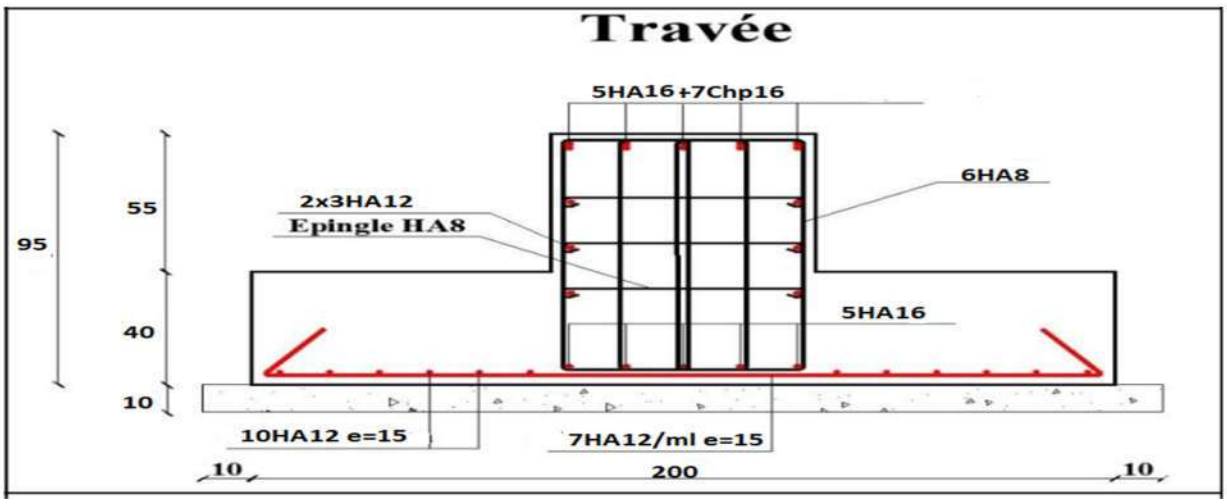
Tableau.14: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

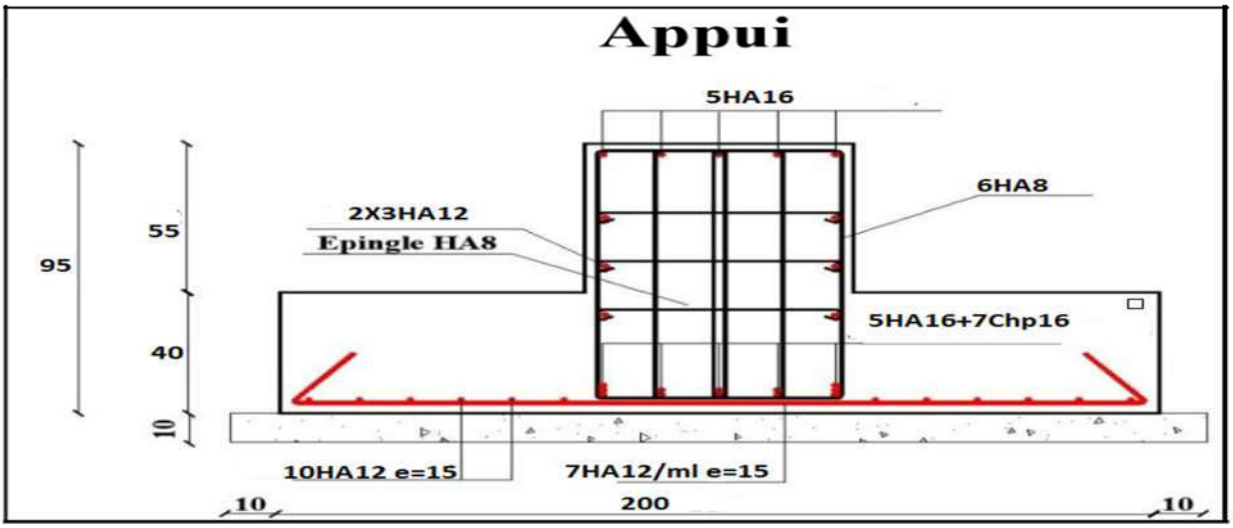
P.libag	T (kN)	τ (MPa)	τ adm	$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
				S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
SF1	901.87	2.27	2.5	10	20	6 HA8=3.02

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

7. 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.





FigureVI.5 : Le ferraillage desemelle filante sous poteauet Le ferraillage de poutre de libage.

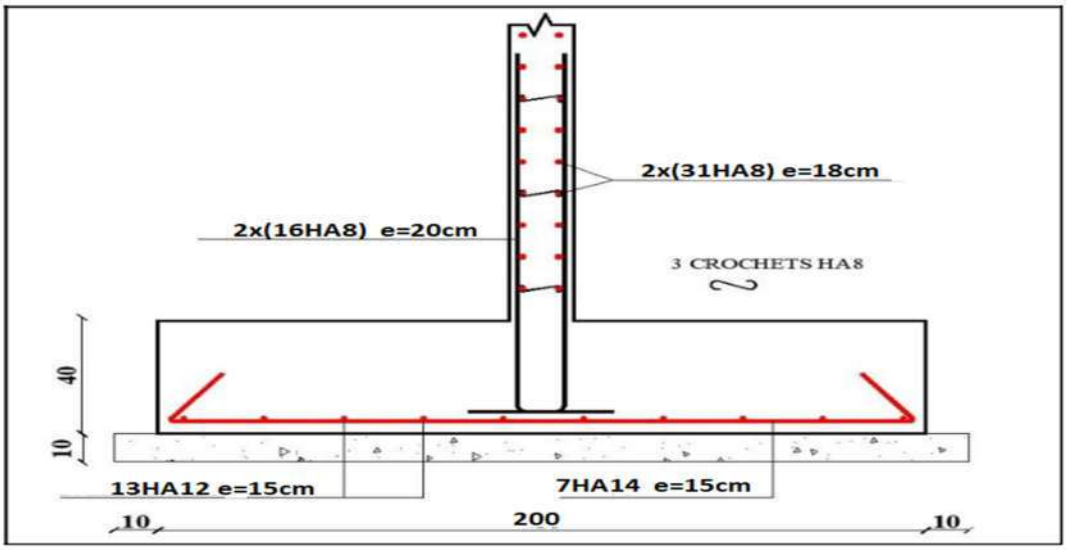


Figure.6: Le ferraillage desemelle filante sous voile

VI.3.LONGRINES

VI.3.1.Ferraillage des longrines Art 10.1.1.RPA99V2003

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ kN$$

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

$$\boldsymbol{La\ section\ choisie : 30 \times 30\ cm^2} \quad ; \quad \boldsymbol{\alpha = 15\ (Zone\ IIb, S3)}$$

VI.3.1.1.Ferraillage longitudinal

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivant *:*

Tableau.15: Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (kN)	Fser (kN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA(cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	Vérification
30× 30	1665.21	166.52	4.79	6HA12= 6.79	0.90	5.40	Vérifiée

VI.3.1.2.Vérification des contraintes à l'ELS CBA 93Art.4.5.3

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{\alpha . A};\ \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3}F_e; 110\sqrt{1,6}.F_{tj}\right\}. \ldots\ldots \textbf{Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau 16 : Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section (cm^2)	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×30	1211.08	121.11	6.79	178.37	201.63	Oui

VI.3.1.3Ferraillage transversale

Tableau.17:Calcul des armatures transversalesdes longrines.

ϕ_l (mm)	$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$	ϕ_t (mm)	A_t (cm^2)	$S_{t.cal}$ (cm)	$S_{t.adoptée}$ (cm)
12	4	8	2HA8=	18	15

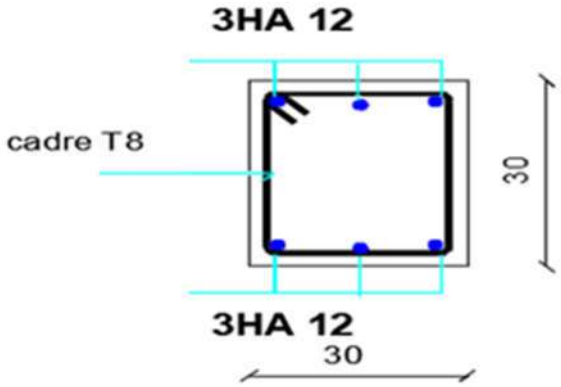


Figure.7: Ferraillage de la longrine

Conclusion

D’après l’étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d’étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très impératif, que l’ingénieur civil et l’architecte travaillent en étroite collaboration pendant la phase esquisse du projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Parallèlement, on a fait, autant que possible e respecter les principaux critères et règlements rn vigueurs, à savoir : la sécurité, l’économie et l'esthétique.

On note que moyennant l’outil informatique pour l’analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l’ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Enfin ce projet, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d’approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même d’application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

Référence bibliographique

Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

Cours de béton armé. Pr. O. BOUKENDAKDJI.

Conception et calcul des structures en béton « HENRY THONIER ».

Les logiciels :

- SAP2000v23.1.0
- Robot Expert 2010.
- Auto CAD 2021.
- Etabs 19