REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : structures

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation en sous-sol + RDC + 6 Etages

---

Présenté par

BENDEBBAH Imad Eddine Abdelkader

DJENID Kamel Eddine

Proposé et Dirigé par

Mr. TALAICHE Zoheir

Promotion Juin 2022

Remerciements

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

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

Nous remercions en particulier notre Promoteur
Mr. TALAICHE ZOHEIR

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

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

Un grand merci pour l'ingénieur
Mr. MOUSSAOUI MOHAMED
Pour son aide.

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

Trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Dédicace

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

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

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

qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

Á mes frère Walid et Mohamed,

Á mes chères sœurs Wahiba et Nada Elrayhan,

et toute la famille DJENID et AIFAOUI.

Á mes chers amis Madjid, Mohamed , Khalil ,Saddek ,Amin, Seddik, Noha et à tous mes amis.

Á mon binôme Imad Eddine et toute

la promotion 2022.

DJENID Kamel Eddine

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :
Á celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " ma mère ". Rabi yarhamha.
Á celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

Á mes chères sœurs Amina, Soumia, Abla, Nour et hadjer,
et toute la famille BENDEBBAHet BOULARAS.
Á mes chers amis abdelrazzak ,Khaled , Yousef ,saddek ,billal, bachir, hamza et à tous mes amis.
Á mon binôme kameleddine et toute la
promotion 2022.

BENDEBBAH Imad Eddine Abdelkader

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة بناية من الخرسانة المسلحة متكونة من (طابق تحت الارض+ طابق ارضي+ 6 طوابق)تقع في ولاية الجزائر التي تعتبر ذات نشاط زلزالي قوي ونضمن مقاومة البناية لكل الحمولات الافقية و العمودية بواسطة

نظام العارضات و الاعمدة+ جدران من الاسمنت المسلح .

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

الدراسة الحركية انجزت بواسطة برنامج تحليل الهياكل (SAP2000 version 23)

الكلمات المفتاحية : الهياكل ،التسليح ،الخرسانة المسلحة ،الاساس ،الدراسة الزلزالية.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé, constituée de Sous-sols+RDC+6étages.

Ce bâtiment est situeà, wilaya d'Alger qui fait partie de la zone de forte sismicité. C'est une structure contreventée par des portiques et des voiles, sa conception est faite conformément aux Règlement Parasismique Algérien (RPA2003) et le codes du béton armé (CBA 93).

L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse des structures (SAP2000version 23).

Mots clés :structure, ferraillage,béton armé,fondation,étude sismique.

Abstract

The goal of this works the study of a concrete reinforce structure, made up of (Underground floor+ ground floor+ 6 floors).

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

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

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

The dynamic study was carried out using software (SAP2000 version 23).

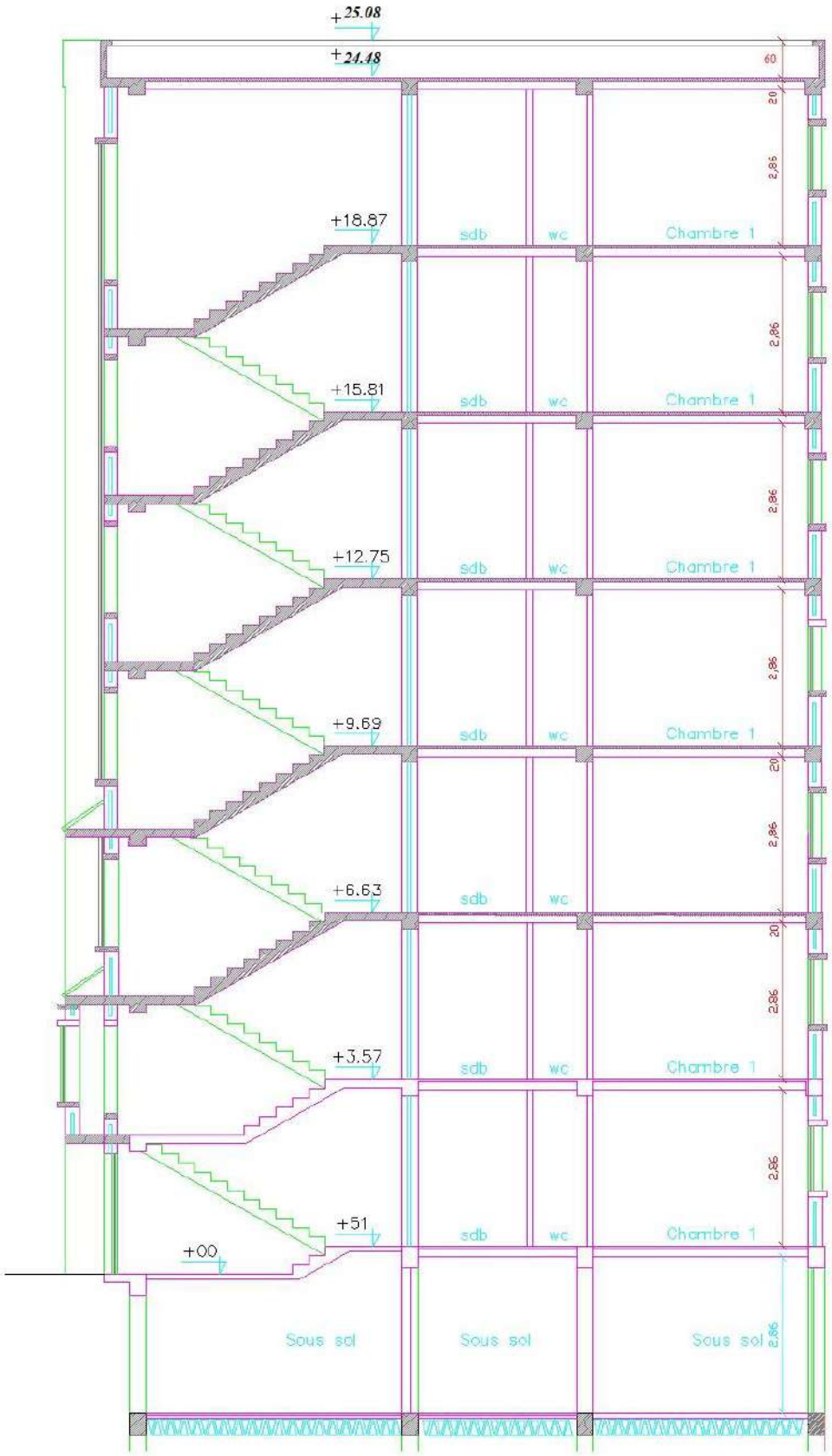
Keys words : structure;reinforcement;reinforced concrete;foundation;seisme study.



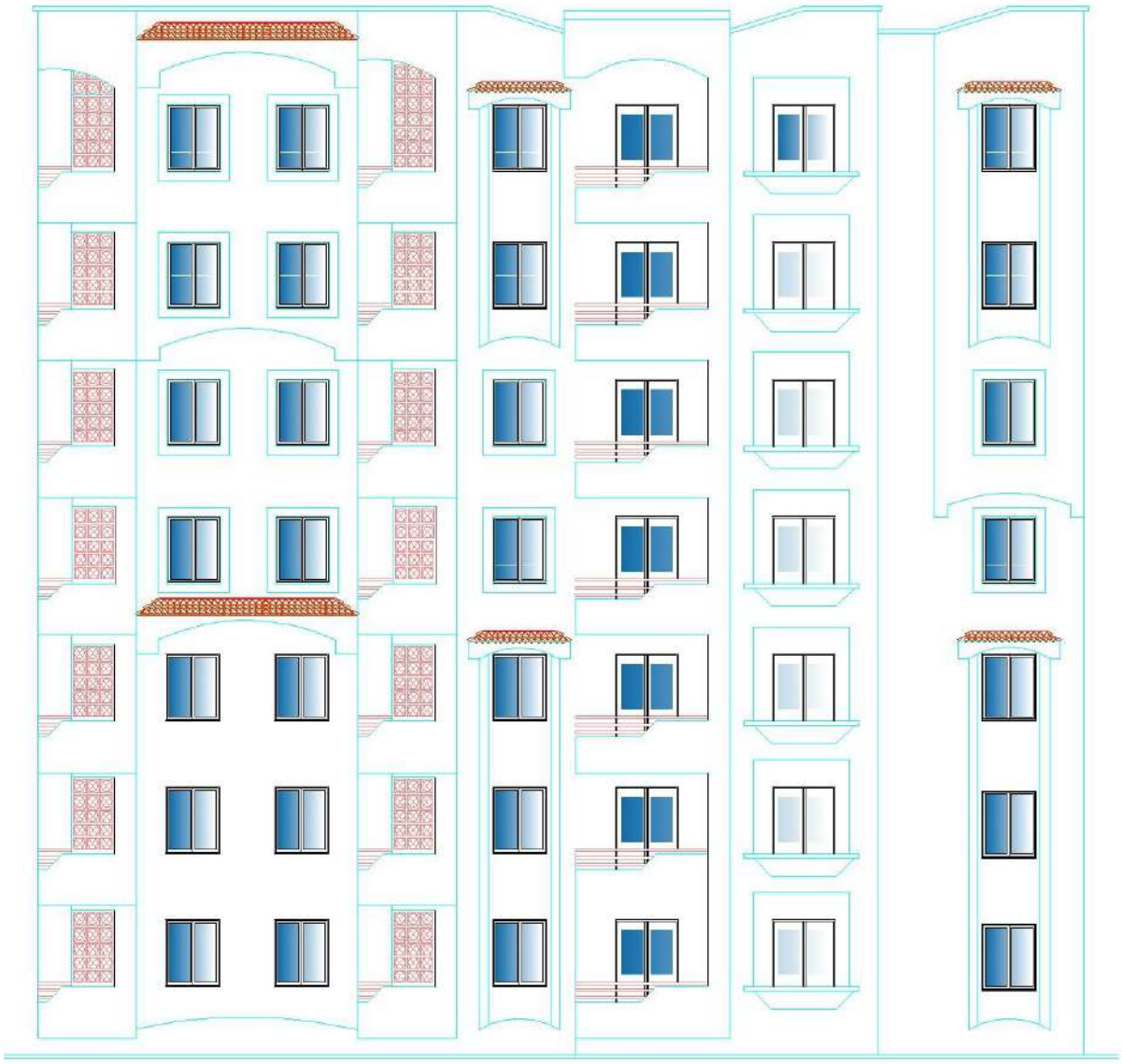
vue en plan de RDC



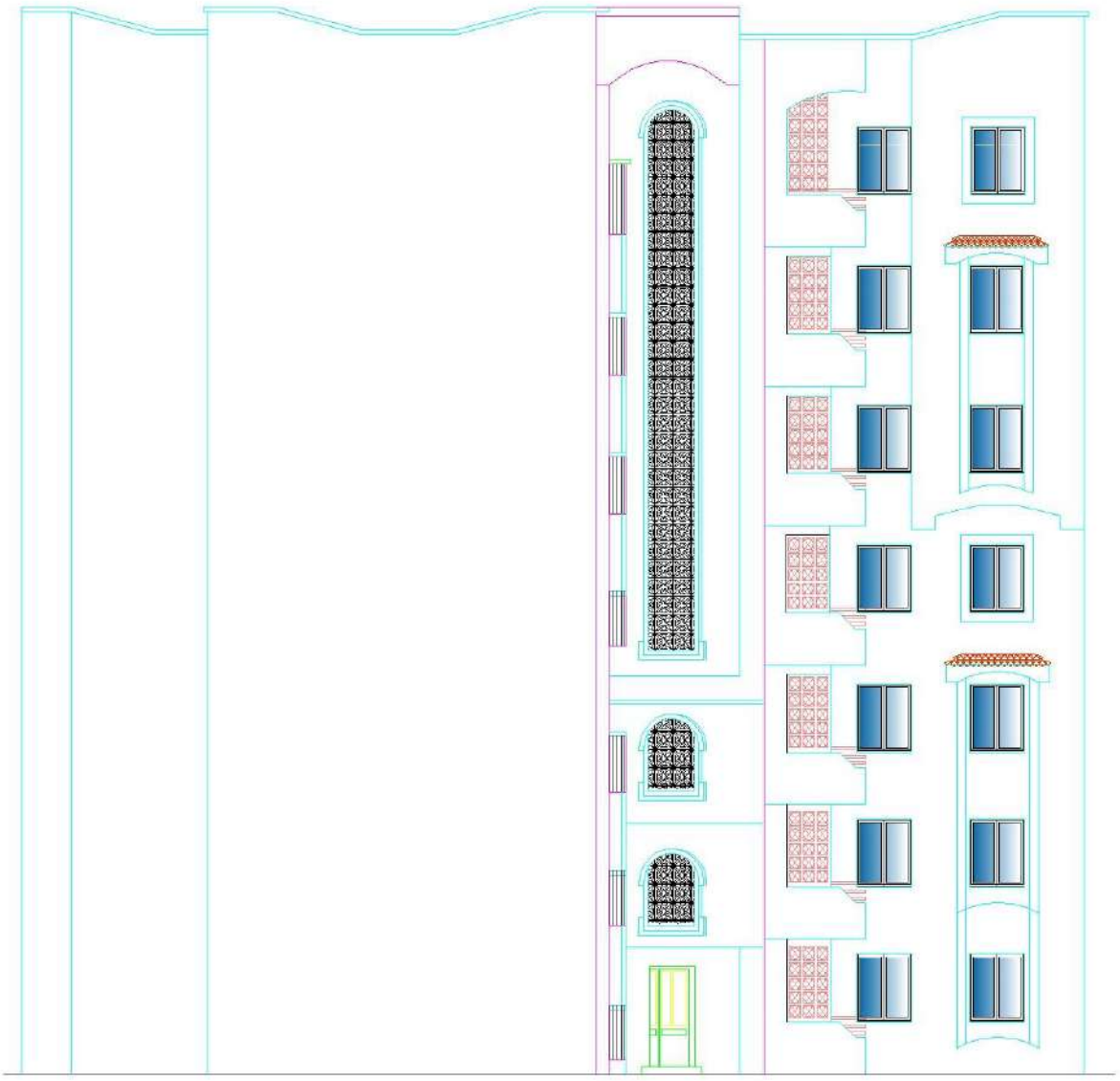
vue en plan de l'etage courant


+25.08
+24.48
+18.87
+15.81
+12.75
+9.69
+6.63
+3.57
+51
+00
sdb
wc
Chambre 1
Sous sol
Sous sol
Sous sol

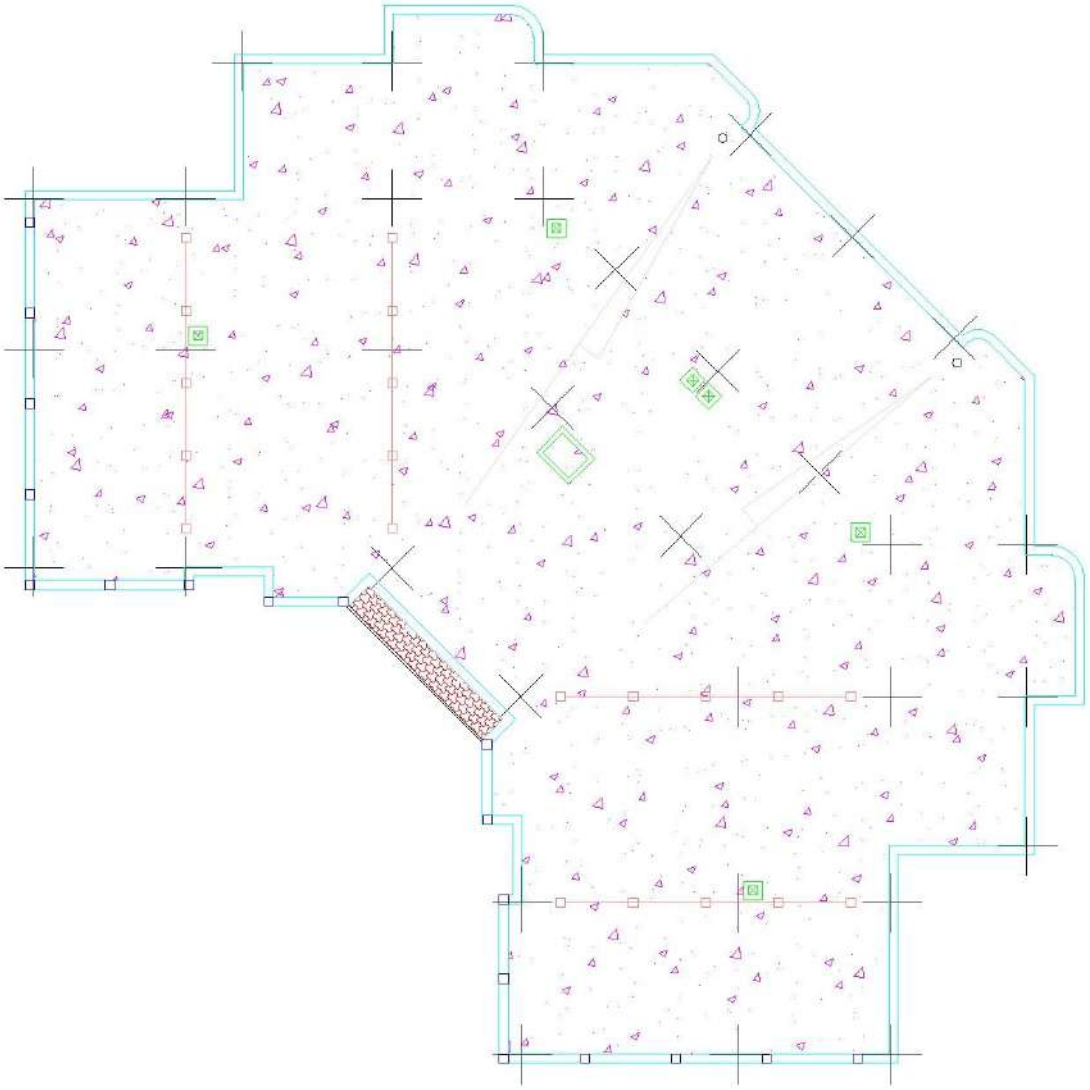
coupe A-A



Facade principal



facade seecondaire



vue enplan de terrasse

Remerciement…….....

Résumé…….....

Sommaire……...…….....

Liste des Tableaux……..…….....

Liste des Figure…….. .....

Notation …….....

Introduction Générale…….....

Table des matières

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Presentation des l'ouvrage : 1
I.2. . Caractéristiques géométriques du bâtiment : 1
I.2.1. Dimensions en élévation : 1
I.2.2. . Dimensions en plan : 1
I.3. Conception structurelle : 2
I.3.1. Ossature de l'ouvrage :.....2
I.3.2. Planchers : 2
I.3.3. les balcon :.....2
I.3.4. Les escaliers : 2
I.3.5. Maçonnerie :.....2
I.3.6. Revêtement :.....3
I.3.7. L'acrotère : 3
I.3.8. Le plafond : 3
I.4. Hypothese de calcul : 4
I.4.1. Béton : 4
I.4.2. Acier :.....4

CHAPITRE II : Predimensioment

II.1. Introduction :.....5
II.2. Predimensioment des planchers :.....5
II.2.1. Plancher à corps creux. : 5
II.2.2. Plancher à dalle pleine : 6
II.3. Evaluation des charges :.....7
II.a. Plancher terrasse inaccessible : 7
II.3.1. Plancher à corps creux : 7
II.3.2 Plancher en dalle pleine.: 7
II.b. Plancher étage courant : 8
II.3.3. Plancher à corps creux : 8
II.3.4. Plancher en dalle pleine.: 8
II.4. Maçonnerie : 9
II.4.1. Murs extérieur (Double cloison) :.....9
II.4.2. Murs intérieurs (simples cloisons) :.....9
II.5. Balcon : 9
II.6. Charges d'exploitation :.....10
II.7. Prédimensionnement des poutre : 11

II.8. Les longreines : 12
II.9. Prédimensionnement des poteaux : 12
II.10. Décente des charges : 14
II.10.1. Choix des poteaux plus sollicité : 15
II.10.2. Surcharge d'exploitation : 16
II.10.3. Détermination de l'effort normal ultime : 18
II.11. Vérification des condution des RPA99V23 : 18
II.12. Vérification aux zones nodales : 19
II.13. Les voiles 19

CHAPITRE III : Les éléments secondaires

III.1. L'Acrotère : 21
III.1.1. Principe de calcul : 21
III.1.2. Evaluation des charges et surcharege: 21
III.1.3. détermination des efforts: 22
III.1.4. Calcul de ferraillage: 22
III.1.5. La vérification des contraintes à l'ELS : 22
III.2.Planche a corps creux : 23
III.2.1. la dalle de compression : 23
III.2.2. les poutrelles : 24
III.2.2.1. Avant coulage : 24
III.2.2.2. Après coulage : 26
III.2.3. Calcul des charges et surcharges.: 29
III.2.4. Sollicitations de calcul: 30
III.2.5. Ferraillage des poutrelles: 35
III.3. Les dalles pleines :: 39
III.3.1. Définition: 39
III.3.2. Méthode de calcul: 39
III.3.3. Principe de calcule: 39
III.3.4. Hypothèses du calcul: 40
III.3.5. Evaluation des sollicitations: 41
III.a.calcul de la premier dalle 41
III.a.1 Principe du travail virtuel: 42
III.a.2. Calcul des moments: 42
III.a.3. Le calcul de ferraillage se fera Manuel: 43
III.a.4. Vérification de l'Espacement: 43
III.a.5.Vérification de l'ELS: 43
III.a.6. Vérification préliminaire de la flèche: 43
III.a.7. Vérification de la contrainte du cisaillement: 44
III.b. calcul de la deusième dalle 44
III.b.1.Principe du travail virtuel: 45
III.b.2. Calcul des moments: 46
III.b.3. calcul de ferraillage: 46
III.b.4.Vérification de l'Espacement: 46
III.b.5.Vérification de l'ELS: 46
III.b.6. Vérification préliminaire de la flèche: 47
III.3.7.Vérification de la contrainte du cisaillement : 47
III.c. calcul de troisième dalle 48
III.c.1. Calcul des moments: 50
III.c.2. calcul de ferraillage: 51

III.c.3. vérification de l'éspacement : 51
III.c.4.Vérification de l'ELS: 51
III.c.5. Vérification préliminaire de la flèche: 51
III.c.6.Vérification de la contrainte du cisaillement: 52
III.4. Les escalier : 52
III.4.1. Dimensionnement: 52
III.4.2. Evaluation des charges et surcharges: 53
III.4.2.1. Charges permanentes: 53
III.4.2.2 Charges d'exploitation: 54
III.4.3. Détermination des sollicitations: 54
III.4.4. Détermination des efforts: 54
III.4.5. Ferraillage: 55
III.4.5.1. Armatures longitudinales: 55
III.4.5.2. Vérification L'ELS: 56
III .4.5.3.Vérification de la flèche: 56
III.4.6. Calcule de la poutre palière : 56
III.4.6.1 Évaluation des charges: 57
III.4.6.2. Ferraillage de la poutre palière: 57

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction 59
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 59
IV.2.1. Centre de masse.: 59
IV.2.2. Centre de rigidité: 59
IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants: 60
IV.2.3.1. Les poteaux: 60
IV.2.3.2. Les refends pleins : 60
IV.2.4. Excentricité statique (théorique): 60
IV.2.5. Excentricité accidentelle: 61
IV.3. Modélisation de la structure: 61
IV.3.1. Introduction: 61
IV.3.2. Modélisation: 61
IV.3.3. Analyse de notre structure: 61
IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité (Tableau VI.1) : 62
IV.3.3.2. Excentricité : 63
IV.4. Choix de la méthode de calcul: 63
IV.4.1. Introduction: 63
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 ») 64
IV.4.2.1. Principe de la méthode: 64
IV.4.2.2. Modélisation: 64
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul : 64
IV.4.2.3.1. Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 »): 64
IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η: 64
IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement R: 65
IV.4.2.3.4. Facteur de qualité Q: 66
IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique: 66
IV.4.3.1. Analyse modale: 66
IV.4.3.1.1. Comportement modal : 66
IV.4.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie): 68
IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique: 68

IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure: 68
IV.4.3.2.2. Résistance des éléments: 72

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.

V.1. Introduction 77
V.2. Ferraillage des poutres : 77
V.2.1. Ferraillage des poutres porteuses : 77
VI.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS: 78
VI.2.3. Vérification de la flèche: 78
VI.2.4. Ferraillage transversal des poutres: 79
VI.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU: 79
VI.3 Ferraillage des pouteaux: 81
VI.3.1. Armatures longitudinales: 81
VI.3.1.1. Recommandations sur le ferraillage minimal: 81
VI.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage : 81
VI.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS: 83
VI.3.2. Armatures transversales: 83
VI.4. Ferraillage des voiles: 85
VI.4.1. Ferraillage des trumeaux: 86
VI.4.1.1. Calcul d'armatures verticales: 86
VI.4.1.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS: 87
VI.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC: 87
VI.4.3. Armatures transversales: 87
V.4.4. Ferraillage des linteaux: 88
V.4.4.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\boldsymbol{\tau b \leq 0{,}06 fc28}$): 88
V.4.4.1.1. Aciers longitudinaux : 88
V.4.4.1.2. Aciers transversaux*:* 88
V.4.4.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\boldsymbol{\tau b} \leq 0{,}06.fc28$): 89

CHAPITRE VI : ETUDE DE l'infrastructure

VI.1. Introduction : 91
VI.2.Connaissance du site et du sol: 91
VI.3.Etude Préliminaire Du Choix De Type De Semelle 92
VI.4.1Calcul des semelles isolées 93
VI. .4.1.1.Dimensionnement des semelles isolées 93
VI.4.1.2.Vérification de l'interférence entre deux semelles 93
VI.4.2.Calcul des semelles filantes 94
VI.4.2.1.Dimensionnement des semelles filantes 95
VI.4.2.2.Vérification de la stabilité au renversement. 95
VI.4.2.3Vérification de poinçonnement de semelle filante 96
VI.4.3.Pré dimensionnement de la poutre de libage 96
VI.4.3.1Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage 97
VI.4.3.2.Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU 97
VI.4.3.3.Ferraillage Poutre de libage 97
VI.4.3.4.Armature calculée en travée et en appuis 98
VI.4.3.5.Armatures choisis en travées et en appui. 98
VI.4.3.6.Armature calculée en travée et en appuis 98

VI.4.3.7.Armature transversale....98
VI.4.3.8.Vérification de la flèche a L'ELS [2]....99
VI.4.3.9.Armatures de peau [2]....99
VI.4.4.Ferraillage des semelles filantes....99
VI.5.Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux....99
VI.6.Semelle filante (continue) sous un voile....100
VI.7.Ferraillage des longrines....101
VI.7.1.Prédimensionnement....101
VI.7.2.Calcul de Ferraillage a L'ELU ou L'ACC....102
VI.7.3.Vérification des contraintes à l'ELS....102
VI.7.4.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU....103
VI.8. Ferraillage de voile périphérique....103
VI.8.1 calcul de la poussée des terres.....104
VI.8.2.Calcul de ferraillage à l'ELU....105
VI.8.3.Vérification des contraintes normales à l'ELS....105
VI.8.4.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU....105

Liste des Figures

Chapite I : Présentation de l'ouvrage

Chapitre II : Predimensioment

Figure II.1 : Plancher a corps creux: 6
Figure II.2: position de poteau le plus sollicité: 13
Figure II.3 : surface de plancher supportée par le poteau plus sollicité : 13
Figure II.4: Zones nodales:....17
Figure II.5 : les epaisseures des voiles 19

Chapitre III: étude dynamique

Figure III.1. Acrotère (dimensions et charges exercées):....19
Figure III.2. Ferraillage de l'acrotère:....20
Figure.III.3 :Disposition des armatures de la dalle de compression : 22
Figure III.4. Diagramme des efforts tranchant poutrelle à deux travée à l'ELU: 28
Figure III.5. diagramme des moments poutrelle à deux travées à (ELU): 28
Figure III.6. diagramme des moments poutrelle à 2 travées à (ELS):....29
Figure III.7. diagramme des efforts tranchant poutrelle à trois travées à (ELU): 29
Figure III.8. diagramme des moments poutrelle à trois travée à (ELU): 30
Figure III.9.: diagramme des moments poutrelle à 3 travées à (ELS):....30
Figure III.10. diagramme des moments poutrelle à 2 travées à (ELU): 31
Figure III.11. diagramme des efforts tranchant poutrelle à 2 travée à (ELU):....31

Figure III.12. diagramme des moments poutrelle à 2 travées à (ELS):.....32
Figure III.13. : diagramme des efforts tranchant poutrelle à 3 travées à (ELU): 32
Figure III.14. diagramme des moments poutrelle à trois travée à (ELU): 32
Figure III.15. diagramme des moments poutrelle à 3 travées à (ELS):.....33
Figure III.16. Ferraillage des poutrelles: 36
Figure III.17. Dalle pleine rectangulaire reposant sur 02 appuis: 39
Figure.III.18. ferraillage la dalle pleine:.....42
Figure III.19. Dalle pleine rectangulaire reposant sur 02 appuis: 42
Figure III.20. Dalle pleine triangulaire reposant sur 03 appuis:.....45
Figure III.21. le déplacement des zone des ruptures de la dalle:.....46
Figure III.22. Schéma statique d'une volée d'escalier: 50
Figure III.23. Chargement dans l'escalier:.....51
Figure III.24. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU:.....52
Figure III.25.Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU: 52
Figure III.26.Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS:.....52
Figure III.27. Schéma équivalent de la poutre palière: 54

Chapitre IV : étude dynamique

Figure : IV.1: disposition des voiles (vue en plan).....59
a)Mode1(translation suivant Y):.....65
b) Mode 1 (translation suivant X): 65
c) Mode 3 (rotation auteur de Z): 65

Chapitre V : Ferraillage des éléments

Figure :.V.1.Disposition des armatures pour les poutres.....77
Figure :.V.2.Dessin de ferraillage des poutres principales.....77
Figure :.V.3.Dessin de ferraillage des poutres secondaires.....77
Figure V.4.Disposition des armatures pour le potea: 81
Figure :V.5.Dessin de ferraillage des poteaux.....81
Figure V.6 : Dessin de ferraillage des voiles pleines: 84
Figure.V.7. Dessin de ferraillage des linteaux 86

Chapitre VI: Ferraillage des éléments

Figur.VI.1.Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l’ELS.....92
Figure VI.2. Semelle isolée.: 92
Figure.VI.3. Les bulbes de pression sous la semelle.:.....93
Figure VI.4.Les bulbes de pression sous la semelle.:.....94
Figure VI.5. : Semelle filantes sous plusieurs poteaux.: 95
Figure VI.6. : Semelle filantes sous voiles.:.....95
Figure VI.7. Dimensionnement finales des semelles.: 95
Figure VI.8.Ferraillage des longrines.:.....100
Figure VI.9. Schéma statique du voile périphérique.:.....101

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.4.1 : hypothèses de calcul béton:.....5

CHAPITRE II : Predimensioment

Tableau II.1 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux: 7
Tableau II.2 : Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine: 7
Tableau II.3: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant: 8
Tableau II.4 : Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant:.....8
Tableau II.5 : Charges du mur double cloison: 8
Tableau II.6 : Charges du mur simple cloison.:.....9
Tableau II .7 . Balcon : 9
Tableau II.8 : Surcharges d'exploitation: 9
Tableau II.9 : pré dimensionnement des poutres:.....10
Tableau II.10 : calcul de l'effort N:.....13
Tableau II.11 : Détermination des charges permanentes:.....15
Tableau II.12 : Détermination des charges d'exploitation: 16
Tableau II.13 : Détermination de l'effort normal ultime:.....17
Tableau II.14 : Vérification conditions RPA99v2003:.....17
Tableau II.15 : Vérification aux zones nodales:.....18
Tableau II.16 : CALCULER LES EPAISSEURS DES VOILES:.....18

CHAPITRE III: les element secondaire

Tableau III.1. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère:.....19
Tableau III.2. Les efforts exercés sur l'acrotère: 20
Tableau III.3 : La section d'armatures 20
Tableau .III.4 : Vérification des contraintes:.....20
Tableau III.5 Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage.: 23
Tableau.III.6. Méthode de Caquot:.....27
Tableau.III.7.Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S.: 27
Tableau.III.8. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU:.....28
Tableau.III.9. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS: 29
Tableau III-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU): 29
Tableau III-11. : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS):.....30
Tableau.III.12. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU:.....30
Tableau.III.13. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS: 31
Tableau III-14 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU): 32
Tableau III-15. : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS):.....33
Tableau III-16. : Récapitulations des efforts:.....33
Tableau III-17.Calcul et vérification des armatures.:.....34
Tableau III-18- : section d'armature:.....35
Tableau.III.19. vérification des contrainte des cisaillement à ELU: 35
Tableau.III.20. Vérification de la flèche: 36

Tableau III.21. Evaluations des sollicitations:.....39
Tableau III.22. Les efforts internes: 40
Tableau III.23. Calcul de ferraillage de la dalle pleine 41
Tableau III.24. Vérification de l'ELS.:.....41
Tableau III.25. Vérification de la flèche de la Dalle pleine: 41
Tableau III.26. Vérification de contrainte de cisaillement: 42
Tableau III.27. Les efforts internes: 43
Tableau III.28. Calcul de ferraillage de la dalle pleine 44
Tableau III.29. Vérification de l'ELS.:.....44
Tableau III.30. Vérification de la flèche de la Dalle pleine: 44
Tableau III.31. Vérification de contrainte de cisaillement: 45
Tableau III.32. Les efforts internes: 48
Tableau III.33. Calcul de ferraillage de la dalle pleine 48
Tableau III.34. Vérification de l'ELS.:.....48
Tableau III.35. Vérification de la flèche de la Dalle pleine: 49
Tableau III.36. Vérification de contrainte de cisaillement: 49
Tableau III.37.Charge permanente de la paillasse:.....50
Tableau III.38.Charge permanente du palier de repos: 51
Tableau III.39.Combinaisons des charges dans l'escalier: 51
Tableau III.40.Sollicitation dans l'escalier:.....51
Tableau III.41. calcul des sections d'acier de l' escalier: 52
Tableau III.42.Vérification de la contrainte tangentielle:.....53
Tableau III.43.érification à l'ELS: 53
Tableau III.44.vérification de la flèche de l'escalier: 53
Tableau III.45. ferraillage de la poutre palière: 54
Tableau III.46.vérification l'ELS de la poutre palière: 54
Tableau III.47.calcul de la section d'armature transversal de la poutre palière: 55
Tableau III.48.vérification contrainte tangentielles au voisinage de l'appui de rive: 55
Tableau III.49. vérification de la flèche de poutre palière: 55

CHAPITRE IV : étude dynamique

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion: 60
Tableau : IV.2Excentricité suivant les deux directions: 61
Tableau : IV.31 :Justification du coefficient du comportement suivant (X).: 63
Tableau : IV.32:Justification du coefficient du comportement suivant (Y).: 63
Tableau IV.4: détermination du facteur de qualité Q de la structure.: 64
Tableau IV.5: Le comportement des trois premiers modes:.....64
Tableau IV.6: Comportement des trois premiers modes.: 66
Tableau . : IV.7Les valeurs de la force sismique: 67
Tableau IV.8: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul: 68
Tableau .IV9 : Vérification de la stabilité au renversement.: 68
Tableau .IV.10.1 :Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (X): 69
Tableau .IV.10.2 : Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (Y): 69
Tableau .IV.11 : Vérification de l'effet P-Δ:.....70
Tableau IV.12: Vérification de cisaillement des poutres: 71
Tableau IV.13: Vérification de cisaillement des Poteau. Suivant x:.....71
Tableau IV.14: Vérification de cisaillement des Poteau. Suivant y:.....71
Tableau IV.15 :Vérification du cisaillement des voiles: 72
Tableau IV.16: Vérification de l'effort normal réduit:.....72
Tableau IV.17: Dimensions finales des éléments:.....73

Chapitre V : Ferraillage des éléments

Tableau. Ⅴ .1. La section calculée d'armatures des poutres..: 77
Tableau .V.2.La section choisie d'armatures des poutres: 77
Tableau .V.3.Vérification des contraintes des poutres à l'ELS:..... 78
Tableau V.4.Vérification de section d'armatures:..... 78
Tableau .V.5.La section d'armatures transversales: 79
Tableau V.6.Vérification des contraintes de cisaillement: 79
Tableau V.7.La section d'armatures des poteaux:..... 82
Tableau V.8Vérification des contraintes à l'ELS.:..... 83
Tableau .V.9La section d'armatures transversales des poteaux: 84
Tableau V.10. La section calculéed'armatures verticales des voiles.: 86
Tableau V.11. La section choisie d'armatures verticales des voiles: 87
Tableau V.12.Vérification des contraintes normales des voiles.:..... 87
Tableau V.13.Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.: 87
Tableau V.14.La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.:..... 87
Tableau. Ⅴ .15.Choix de la méthode de calcul..... 89
Tableau. Ⅴ .16.La section d'armatures des linteaux. 90

Chapitre Ⅵ: Etude De L'infrastructure

Tbleau.VI.1 Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS 93
Tbleau.VI.2. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 95
Tbleau.VI.3. Vérification de renversement des semelles filantes. 96
Tbleau.VI.4. Vérification de poinçonnement de la semelle filante. 96
Tbleau.VI.5.Prédimentionnment de poutre de libage. 96
Tbleau.VI.6.Vérification de Poinçonnement de la poutre de libage. 97
Tbleau.VI.7.Vérification de cisaillement de poutre de libage. 97
Tbleau.VI.8.Détermination des valeurs de (F) de la poutre de libage. 98
Tbleau.VI.9.Ferraillage longitudinal de poutre libage. 98
Tbleau.VI.10.Ferraillage longitudinal de poutre libage choisis. 98
Tbleau.VI.11.Vérification de sections d'armatures. 98
Tbleau.VI.12.Vérification des contraintes a L'ELS. 98
Tbleau.VI.13..Armateurs transversale. 98
Tbleau.VI.14.Vérifications préliminaire de la flèche. 99
Tbleau.VI.15.Vérification de la flèche de poutre de libage..... 99
Tbleau.VI.16.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous plusieurs poteaux 100
Tbleau.VI.17.Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 100
Tbleau.VI.18.Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux. 100
Tbleau.VI.19.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles. 100
Tbleau.VI.20.Ferraillages des semelles filantes sous voiles. 101
Tbleau.VI.21. Armature de répartitions des semelle filantes sous voiles..... 101
Tbleau.VI.22.coefficient α..... 102
Tbleau.VI.23.Ferraillage des longrines. 102
Tbleau.VI.24.Vérification des contraint normal. 102
Tbleau.VI.25.Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement. 103
Tbleau.VI.26.Calcul des moments de flexion des lignes de rupture. 104
Tbleau.VI.27.La section d'armatures du voile périphérique. 105
Tbleau.VI.28.Vérification des contraintes à l'ELS. 105

PRINCIPALES NOTATIONS UTILISEES

A : coefficient d'accélération de zone
Aa : section d'armature en appui

A_l : section d'armature longitudinale

A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements

Ar : section d'armature de répartition

A_{ser} : section d'armature d'état limite de service

At : section d'armature de travée ou transversale

A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance

Ax : section d'armature du sens x-x

Ay : section d'armature du sens y-y

A' : section d'armature comprimée

A_1 : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

A_2 : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

Br : section réduite du béton

Cp : facteur de force horizontale

Cs : coefficient de sécurité

Cr : charge de rupture

Crn : charge de rupture minimale nécessaire

D : coefficient d'amplification dynamique

E : module de déformation longitudinale

Eiv : module de déformation longitudinale différée

G : action permanente

H : hauteur

I : moment d'inertie

If : moment d'inertie fictif

J : action permanente avent mise en place des cloisons

L : longueur

Le : longueur en élévation

Ln : entre axe des nervures

Lp : longueur en plan

M : moment fléchissant

Ma : moment fléchissant en appui

Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

Md : moment fléchissant de la droite

Me : masse du câble ; moment au centre de la section

Mf : moment fléchissant totale

Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps

Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

M_l : masse linéaire

M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service

Mt : moment fléchissant de travée

M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

Mw : moment fléchissant de la gauche

Mx : moment fléchissant du sens x-x

My : moment fléchissant du sens y-yM_0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée

M_1 : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud

M_2 : coefficient de PigeaudM_{22} : moment suivant le sens 2-2M_{33} : moment suivant le sens 3-3

N : effort normal

Ne : effort normal au centre de la section

Npp : effort normal dû au poids des poutres principales

Nps : effort normal dû au poids des poutres secondaires

N_{ser} : effort normal d'état limite de service

N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance

P : poids propre ; périmètre

Pr : poids propre du radier

Q : action variable quelconque ; facteur de qualité

S : surface

Sr : surface du radier

T : effort tranchant

T_x : période fondamentale dans le sens x-x

T_y : période fondamentale dans le sens y-y

Uc : périmètre du contour

V : action sismique ; effort horizontal

Vt : effort sismique à la base de la structure

W : poids total de la structure

Wp : poids de l'élément en considération.

a : longueur ; distance ; dimension

b : largeur

b_o : largeur de la nervure

b_1 : largeur de poteau

c : enrobage

d : hauteur utile ;

e : excentricité ; espacement

e_a : excentricité additionnelle

f : flèche

f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression

f_e : limite élastique d'acier

f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction

g : giron de la marche

h : hauteur

h_c : hauteur du corps creux

h_d : hauteur de la dalle

h_e : hauteur libre

$\mathbf{h_{moy}}$: hauteur moyenne

$\mathbf{h_t}$: hauteur totale

h' : hauteur de la zone nodale

$\mathbf{h_1}$: hauteur du poteau

i : rayon de giration

j : nombre des jours

l : longueur ; distance

$\mathbf{l_f}$: longueur de flambement

$\mathbf{l_x}$: la petite dimension du panneau de la dalle

$\mathbf{l_y}$: la grande dimension du panneau de la dalle

l' : longueur de la zone nodale

$\mathbf{l_o}$: longueur libre

$\mathbf{q_b}$: charge linéaire induite par les marches

$\mathbf{q_{eq}}$: charge linéaire équivalente

$\mathbf{q_l}$: charge linéaire

$\mathbf{q_{ser}}$: charge linéaire d'état limite de service

$\mathbf{q_u}$: charge linéaire d'état limite ultime de résistance

$\mathbf{q_P}$: charge linéaire du palier

s : espacement

t : espacement ; période

x : abscisse

y : ordonnée

$\mathbf{y_1}$: ordonnée du centre de gravité de la section homogène

α : Angle, coefficient sans dimension

γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments

β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération

ε : Coefficient de réponse

η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement

θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction

λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions

μ : Moment réduit

ν : Coefficient de poisson

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : contrainte de béton ou d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

ψ : Coefficient de pondération

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

$\sum$: Sommation

ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de fort sismicité, comportant sous-sol, RDC et 6 étages n'est pas encore réaliser à Alger.

Ce mémoire est constitué de six chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux

  (Tel que les poteaux, les poutres et les voiles).

- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4éme chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000.
- Le calcul des ferraillages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est présenté dans le $5^{ème}$ chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier et à calculer une structure en béton armé à usage d'habitation. Ce bâtiment a une forme irrégulière (en L), comportant : sous–sols + Un rez-de-chaussée (RDC) + Six (06) étages. Il sera implanté dans la wilaya d'ALGER, commune de ZERALDA, classée comme une zone de haute sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 1999 version 2003 (RPA2003) [1]. Le site est considéré comme un site meuble (S3) avec une contrainte admissible de sol : σ_{adm} **= 2 bars**.

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

- Règle de conception et de calcul de structures [CBA93] et [DTR-BC.2.41].
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations [DTR.BC.2.2]
- Le règlement parasismique algérien [RPA99 version2003]
- Règle de calcul des semelles superficielles [DTR-BC2.331]

I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

I .2.1. Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment..... Ht=25.08m.
- Hauteur d'étage courant..... H=3.06 m.
- Hauteur du RDC et 1ere étage .....H=3.06m.
- Hauteur du sous-sol ..... H=3.06m.

I .2.2. Dimensions en plan

- Sens transversal ..... L=23.35m
- Sens longitudinal ..... L=23.35m

I.3. Conception structurale :

I.3.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment a une hauteur dépassant 11 m, alors le RPA2003, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales,au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I .3.2. Plancher :

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

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

Néanmoins il existe des zones ou on a opté pour des dalles pleines à cause de leur forme irrégulière (des triangles ou des trapèzes) et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales dans ces zones.

I .3.3. Les balcons :

Sont les parties saillantes de la structure ils sont constitués de dalle pleine.

I .3.4. Escaliers :

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

I.3.5. Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées

.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur. L'âme d'air de 10 cm d'épaisseur. Brique creuse de 10 cm d'épaisseur

- Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.3.6. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

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

I.3.7. L'acrotère :

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

L'acrotère a pour but d'assurer la sécurité d'étanchéité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.3.8. Le plafond :

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre.

I.4. Hypothèses de calcul

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42,5 de 350Kg/m³ ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à minimum $f_{c28} = 25\ MPa$.

I.4.1. Béton

Tableau I. 1.Hypothèses de calcul béton.

Résistance à la traction « ft28 »		2.1 MPa
Module d'élasticité « E »	Instantanée	32164.2 MPa
	Différée	10818.86 MPa
Coefficient de poisson « υ »	Sollicitations	0
	Déformations	0.2
Contrainte en compression (σ_{bc})	Situation durable	14.17 MPa
	Situation accidentelle	18.48 MPa

.

Module de déformation longitudinale CBA art (A.2.1.2.1 et A .2.1.2.2)

f_{c28} = 25 MPa E_{i28} = 11000 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 32164.195 MPa. Module instantané

E_{d28} = 3700 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 10818.865 MPa. Module différé

$\sigma_{bc}=\frac{0.85\times fc28}{\theta\times\gamma_b}$

$\begin{cases} \theta = 1 \text{ situation durable} & \gamma_b = 1.5 \text{ (situation durable)} \\ \theta = 0.85 \text{ situation accidentelle} & \gamma_b = 1.15 \text{ (situation accidentelle)} \end{cases}$

I.4.2. Acier

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance, Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Tableau I. 2.Caractéristique de l'acier

Type d'acier	Nuances	Limite d'élasticité (MPa)	Utilisations
Acier HA	F_eE400	400	Tous les travaux en béton armé
Treillis soudés	TLE 520	520	Planchers, les dalles

Tableau I. 3.Autres caractéristiques de l'acier.

<table>
<tr><td colspan="3">Module d'élasticité longitudinale (E_s)</td><td>200000 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="5">Contraintes limites (σ_s)</td><td rowspan="2">ELU</td><td>Situation durable σ_s</td><td>348 MPa</td></tr>
<tr><td>Situation accidentelle σ_s</td><td>400 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="4">ELS</td><td rowspan="2">Fissuration préjudiciable</td><td>Armatures à HA $\overline{\sigma_s}$</td><td>201,63 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$</td><td>159,40 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Fissuration très préjudiciable</td><td>Armatures à HA $\overline{\sigma_s}$</td><td>164.97 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$</td><td>130,42 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fissuration peu nuisible</td><td>Aucune vérification</td></tr>
</table>

.

CHAPITRE II :
PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction :

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

RPA99v2003, DTR.B.C.2.2, C.B.A 93.

II .2. Pré dimensionnement des planchers :

II .2.1. Plancher à corps creux :

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

D'après la condition suivant :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Longrightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec : L : la portée maximale dans le sens des poutrelles ht : hauteur totale du plancher

L=445cm

d'où alors $\frac{445}{25} \leq ht \leq \frac{445}{20}$

$$17.8 \leq ht \leq 22.25$$

On prend alors l'épaisseur $\mathbf{h_t}$ **=20= (16+4)** tel que :

d=16 (épaisseur du corps creux (poutrelles Hourdis)

e=4 (épaisseur de la table de compression)

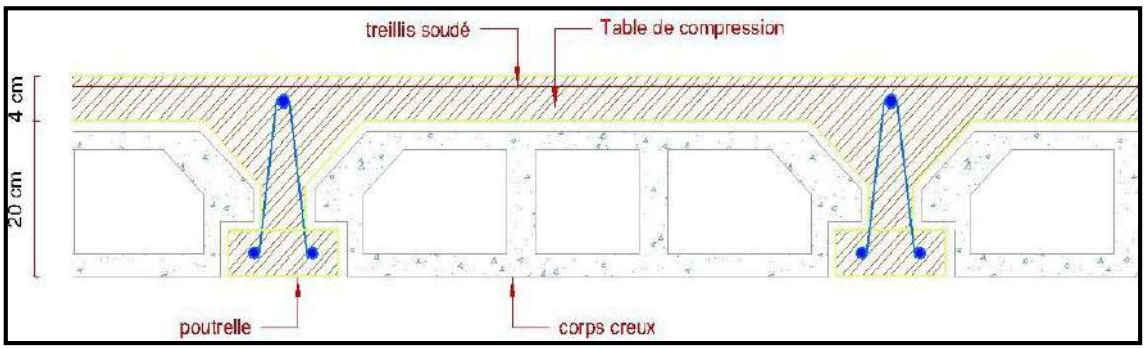


Figure II.1 : Plancher a corps creux

II .2.2. Plancher 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.

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

i) **Critère de résistance**

- Dalle reposant sur 3 appuis : $(Lx/40) \leq ep. \leq (L\ x\ /45)$ [2]

L : la plus grande portée mesurée entre axe.

ii) **Sécurité contre l'incendie**

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

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

iii) C**ondition d'isolation acoustique** ep ≥ 15cm.

Dans notre cas, on a : L = 3,35 m d'où alors 8,37 cm $\leq h_t \leq$ 7,44 cm

Pour remplir toutes les conditions, et notamment : la condition d'isolation acoustique, on adoptera : ep =15cm

II .3 Evaluation Des Charges Et Surcharges :

a) Plancher terrasse inaccessible :

II .3.1. Planche à corps creux :

Tableau II.1 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduits de plâtre	0.02	18	0.36
	G (charges permanentes)	6.56 KN/m^2		

II .3.2. Planche dalle pleine :

Tableau II.2 : Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	-	0.03
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
	G (charges permanentes)	7.22 KN/m^2		

b) Plancher étage courant :

II .3.3. Plancher à corps creux :

Tableau II.3: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
6	Simple cloison +	0.10	09	0.90
7	Enduit en plâtre +	0.01x2	18x2	0.18x2
8	Enduit en ciment	0.01x2	18x2	0.18x2
	G (charges permanentes)	5.96 KN/m^2		

II .3.4. Plancher dalle pleine :

Tableau II.4 : Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Simple cloison +	0.10	09	0.90
7	Enduit en plâtre +	0.01x2	-	0.18x2
8	Enduit en ciment	0.01x2	-	0.18x2
	G (charges permanentes)	6.91 KN/m2		

II .4. Maçonnerie :

II .4.1. Murs extérieur (Double cloison) :

Tableau II.5 : Charges du mur double cloison.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0.01	18	0.18x 2
2	Enduit en ciment	0.01	18	0.18x 2
3	Brique creuse	0.10	9	0.9x2
4	Lame d'aire	0.10	-	-
	G (charges permanentes)	2.52 KN/m^2		

II .4.2. Murs intérieurs (simples cloisons) :

Tableau II.6 : Charges du mur simple cloison.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0.01	18	0.18x2
2	Enduit en ciment	0.01	18	0.18x2
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
	G (charges permanentes)	1.62 KN/m2		

II.5. Les dalles pleines :

Tableau II .7. Charge à dalle pleine :

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Enduit en ciment	0.01x2	-	0.18x2
5	Dalle pleine(15)	0.15	25	3.75
	G (charges permanentes)	5.45 KN/m2		

II .6. Charges d'exploitation :

Tableau II.8 : Surcharges d'exploitation.

PLANCHER Niveau (m)	USAGE	Q (KN/m²)	Article
24.48	Terrasse inaccessible	1	[Art7.3.3 DTR.B.C.2.2]
21.24	Habitation	1.5	[Art7.1 DTR.B.C.2.2]
18.36	Habitation	1.5	
15.12	Habitation	1.5	
12.24	Habitation	1.5	
9.18	Habitation	1.5	
6.12	Habitation	1.5	[Art7.2.2 DTR.B.C.2.2]
3.06	Dépôt	5	

II .7. Poutres :

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

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

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée maximale de la poutre.

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

$$h \geq 30\ cm$$
$$b \geq 20\ cm$$
$$h/b \leq 4$$

Tableau II.9 : pré dimensionnement des poutres.

Element	Poutre principal	Poutre secondaire	Poutre palier
Longueur	L=4.45m	L=4.2 m	L=3.65m
Pré dimensionnement	$29.67 \leq h \leq 44.5$ h=40cm $8.90 \leq b \leq 31.15$ b=30cm	$28 \leq h \leq 42$ h=35cm $8.4 \leq b \leq 29.4$ b=25cm	$24.33 \leq h \leq 36.5$ h=30cm $9 \leq b \leq 21$ b=25cm
Section choisir	40cm x 30cm	35cm x 25cm	30cm x 30cm
Vérification RPA99v2003	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv h/b=1.33...cv	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv h/b=1.4.....cv	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv h/b=1.....cv
Conclusion	40cm x 30cm	35cm x 25cm	30cm x 25cm

II.8. Les longrines [ART 10.1.1 RPA99V2003] :

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

b). Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm

: sites de catégorie S2 et S3

30 cm x 30 cm : site de catégorie S4

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

II.9. Les poteaux :

Les poteaux peuvent être de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, la forme carrée est la plus usuelle et la plus économique, car elle nécessite le minimum de coffrage et d'armatures transversales. Ils sont capables de résister aux différentes sollicitations.

Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par l'article **[7.4.1 RPA 99V2003]**.

Min (b, h) ≥ 30 cm (en zone III) Min (b, h) ≥ h_e20

1/4 ≤ b / h ≤ 4

Avec h_e : hauteur libre de l'étage.

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

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

Avec :

N_u : effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires .....B r = (b - 2) (h – 2) cm^2

γ_b: Coefficient de sécurité du béton tel que :

γ_b = 1,5 situation durable ou transitoire.

γ_b =1,15 situation accidentelle.

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

γ_s = 1,15 situation durable ou transitoire

γ_s = 1 situation accidentelle.

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

$$\left.\begin{array}{ll} \bullet\ \alpha = \dfrac{0{,}85}{1+0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & si \quad \lambda = 50 \\ \bullet\ \alpha = 0{,}6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & si \quad 50 \prec \lambda \prec 100 \end{array}\right\}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: L'élancement du poteau considéré

L_f=0.7 L_0 **:** C'est la longueur de flambement

i= $\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} \qquad I = \frac{h.b^3}{12} \quad \text{(poteau carré)}$$

$$I = \frac{D}{4} \qquad I = \frac{\pi D4}{64} \quad \text{(poteau circulaire)}$$

B=b*h : aire total de la section du poteau

A : section d'acier minimale $A = \frac{B}{1000}$

fc_{28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (en prend

fc_{28}= 25 MPa) f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici en

prend fe = 400 MPa)

II.10. 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.10 : calcul de l'effort N.

Etage	(a*a)	Lf (m)	i=b/(√12) (m)	λ	fc28 (Mpa)	B (cm2)	Br (cm2)	AS (m2)	α
6	30	2,142	0,087	24,73	25	900	784	0,9	0,772
5	30	2,142	0,087	24,73	25	900	784	0,9	0,772
4	35	2,142	0,101	21,20	25	1225	1089	1,2	0,791
3	35	2,142	0,101	21,20	25	1225	1089	1,2	0,791
2	40	2,142	0,115	18,55	25	1600	1444	1,6	0,804
1	40	2,142	0,115	18,55	25	1600	1444	1,6	0,804
RDC	45	2,142	0,130	16,49	25	2025	1849	2,0	0,813
SS	45	2,142	0,130	16,49	25	2025	1849	2,0	0,813

II .10.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est :

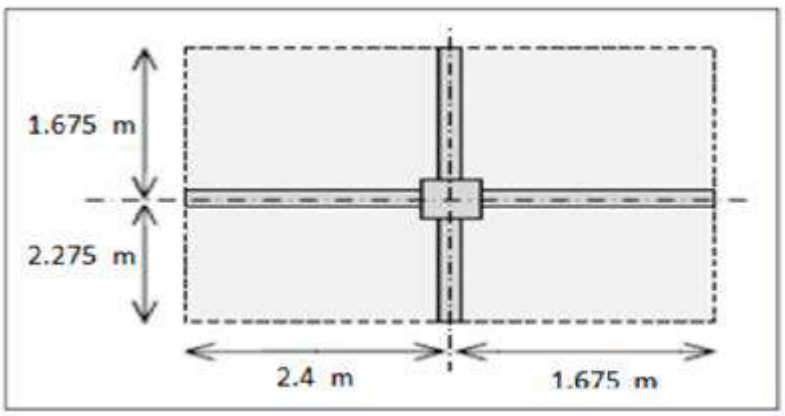


Figure II.3 : surface de plancher supportée par le poteau plus sollicité



Figure II.2: position de poteau le plus sollicité

La surface complète reprise par le poteau le plus sollicité : S_t=16.10 m²

La surface du plancher seulement reprise par le poteau le plus sollicité : S_P=13.41 m²

Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

Détermination des charges permanente :

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

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

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

Poids volumique du béton armé =25 KN/m^3

6eme étage = G_6=$G_{\text{plancher t}}$ + $G_{\text{poutre (p+s)}}$ + G_{poteau}

5eme étage : G_5= $G_{\text{plancher c}}$ + $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$ +G_{poteau}

4eme étage : G_4= $G_{\text{plancher c}}$+ $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$ +G_{poteau}

3eme étage : G_3= $G_{\text{plancher c}}$ + $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$ +G_{poteau}

2eme étage : G_2= $G_{\text{plancher c}}$+ $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$ +G_{poteau}

1er étage : G_1= $G_{\text{plancher c}}$+ $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$ +G_{poteau}

RDC : G_0= $G_{\text{plancher c}}$+ $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$ +G_{poteau}

S/Sol : Gs= $G_{\text{plancher c}}$+ $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$ +G_{poteau}

Tableau II.11 : Détermination des charges permanentes.

Etage	Gplancher(KN)	G pot(KN)	Gpp(KN)	Gps(KN)	G(KN)	Gcum(KN)
6eme étage	79,92	6,88	25,144	16,2	128,152	128,152
5eme étage	79,92	6,88	25,144	16,2	128,152	256,304
4eme étage	79,92	9,37	25,144	16,2	130,638	386,943
3eme étage	79,92	9,37	25,144	16,2	130,638	517,581
2eme étage	79,92	12,24	25,144	16,2	133,507	651,089
1er étage	79,92	12,24	25,144	16,2	133,507	784,596
RDC	79,92	15,49	25,144	16,2	136,758	921,355
S/Sol	79,92	15,49	25,144	16,2	136,758	1058,113

II .10.2. Surcharge d'exploitation :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

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

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

$\left(Le\ coefficient\ \frac{3+n}{2n}\ etant\ valable\ pour\ que\ n \geq 5\right)$.

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

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

n: Nombre d'étage.

Q_0: La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q1 , Q2 ,……, Q_n: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs Les surcharges des planchers sont différentes

6eme étage : Q_0
5eme étage : $Q_0 + Q_1$
4eme étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
3eme étage : $Q_0 + 0.90\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
2er étage : $Q_0 + 0.85\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
1er étage : $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
RDC : $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
S/Sol : $Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

$Q = S_{total} * Q_i$

Tableau II.12 : Détermination des charges d'exploitation.

Etage	Q plancher (KN)	St	$\frac{3+n}{2n}$	Q étage (KN)	Q cumulé (KN)
6eme étage	1	16.10	/	16,10	16,10
5eme étage	1.5	16.10	1	24,15	40,25
4eme étage	1.5	16.10	0,95	24,15	61,98
3eme étage	1.5	16.10	0,9	24,15	81,30
2eme étage	1.5	16.10	0,85	24,15	98,21
1er étage	1.5	16.10	0,8	24,15	112,70
RDC	1.5	16.10	0.75	24,15	124,77
S/Sol	5	16.10	0.714	80,50	167,84

II .10.3. Détermination de l'effort normal ultime :

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

plus sollicité. N_{ultime}=1.35G+1.5Q

Nu= Nu+ 10% Nu =1.1N

Tableau II.13 : Détermination de l'effort normal ultime.

étage	Gcum(KN)	Qcum (kN)	NU	1,1*NU	NU (kN)	vérification
6	128,15	16,10	197,155	216,871	1176,442	Vérifiée
5	256,30	40,25	406,386	447,024	1176,442	Vérifiée
4	386,94	61,98	615,350	676,886	1652,756	Vérifiée
3	517,58	81,30	820,693	902,762	1652,756	Vérifiée
2	651,08	98,21	1026,285	1128,914	2208,741	Vérifiée
1	784,59	112,7	1228,255	1351,080	2208,741	Vérifiée
RDC	921,35	124,77	1430,992	1574,091	2844,082	Vérifiée
SS	1058,11	167,84	1680,218	1848,239	2844,082	Vérifiée

II .11. Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1] :

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

Tableau II.14 : Vérification conditions RPA99v2003.

Dimension	Min (b_1,h_1) ≥30cm	Min (b_1,h_1) ≥ he/20	1/4 < b/h < 4	Vérification
45x45	Min (45,45) ≥30cm	Min(45,45)≥13.05cm	0.25 < 1 < 4	Vérifiée
40x40	Min (40,40) ≥30cm	Min (40,40) ≥13.3cm	0.25 < 1 < 4	Vérifiée
35x35	Min (35,35) ≥30cm	Min (35,35) ≥13.55cm	0.25 < 1 < 4	Vérifiée
30x30	Min (30,30) ≥30cm	Min (30,30) ≥13.8cm	0.25 < 1 < 4	Vérifiée

II .12. Vérification aux zones nodales [art7.5.1. rpa99v2003] :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

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

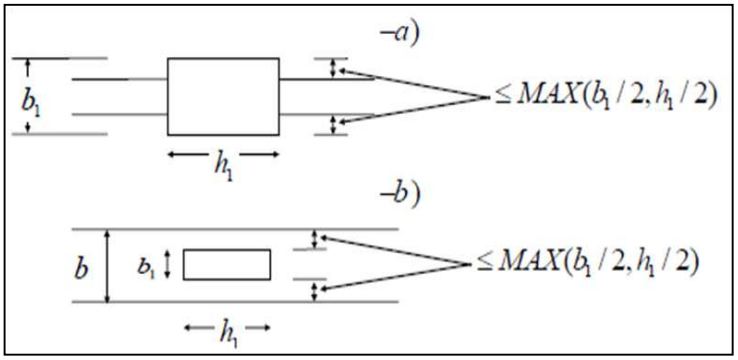


Figure II.4: Zones nodales

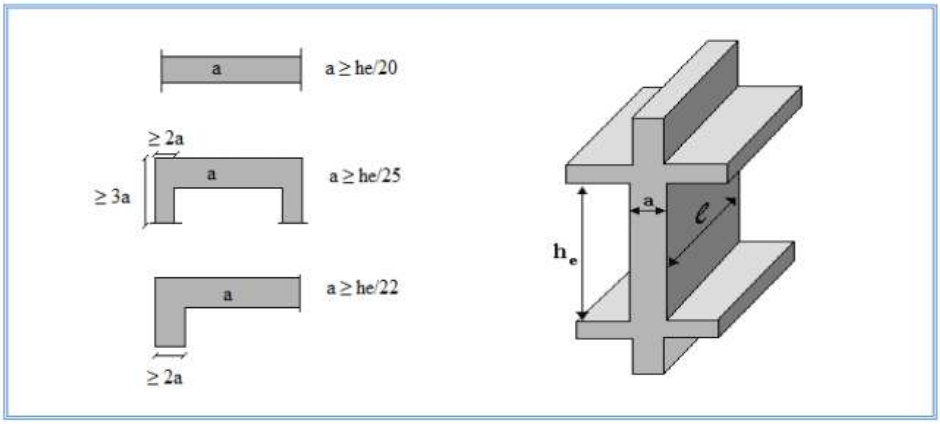
Tableau II.15 : Vérification aux zones nodales.

Etage	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
R5+R6	30	30	30	Vérifiée	0	15	Vérifiée
R3+R4	30	35	35	Vérifiée	2.5	17.5	Vérifiée
R_1+R_2	30	40	40	Vérifiée	5	20	Vérifiée
S/Sol et RDC	30	45	45	Vérifiée	7.5	22.5	Vérifiée

II .13. Les voiles :

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

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



$$a \geq Max\left\{15\ cm; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}\right\}$$

Tableau II.16 : CALCULER LES EPAISSEURS DES VOILES.

LES ETAGES	he=ht-hpp (cm)	$e \geq \frac{h_e}{25} cm$	$e \geq \frac{h_e}{22} cm$	$e \geq \frac{h_e}{20} cm$	e choisi (cm)
SS+RDC+Tout les étages	266	10.64	12.09	13.3	15

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse. Il a pour rôle de protéger l'étanchéité, empêcher les eaux de ruissellement de s'introduire derrière les relevés d'étanchéité, protéger les enduit et revêtements des façades.

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

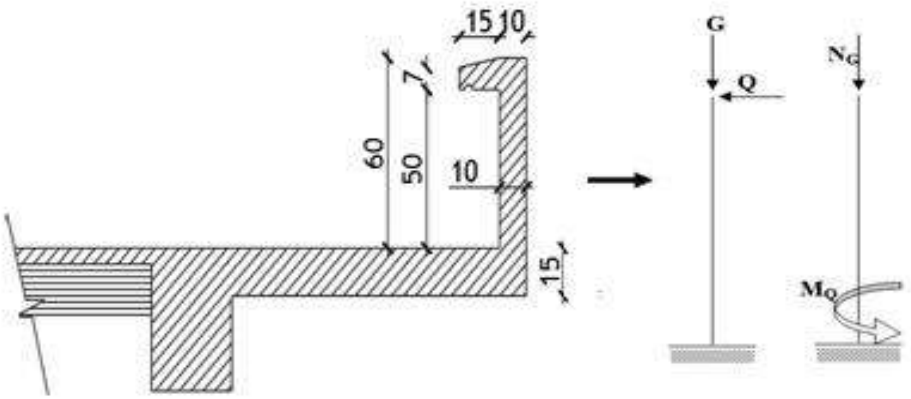


Figure III.1. *Acrotère (dimensions et charges exercées)*

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.1. *Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère*

Charges permanentes	G=1.82 kN/ml
Charges d'exploitation	Q=1 kN/ml

III.1.3. Détermination des efforts :

Tableau III.2. *Les efforts exercés sur l'acrotère*

	ELU	ELS
Effort normal	$N_u = 1.35G = 2.457$ kN	$N_u = G = 1.82$ kN
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9$ kN.m	$M_{ser} = Q.h = 0.6$ kN.m
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5$ kN	$T_{ser} = Q = 1$ kN

III.1.4. Calcul de ferraillage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100×10) cm² soumise à flexion composée avec une fissuration préjudiciable On a :

Les résultats de ferraillage sont obtenus à partir de logiciel **ROBOT EXPERT 2010**

Tableau III.3 : La section d'armatures .

f_{c28}= 25Mpa	f_{tj}=2.1Mpa	Fe=400Mpa	σ_{badm}= 14.16 Mpa	σ_{adm}= 348 Mpa
$A_{calcule}$=4.4cm²	$A_{choisie}$=7HA10 = 5.50 cm²			St= 17 cm
A_{rep}=1.375 cm²	$A_{rep\ choisie}$= 4HA8 = 2.01cm²			St= 17 cm

III.1.5.La vérification des contraintes à l'ELS

Tableau .III.4 : Vérification des contraintes .

Vérification des contraintes a L'ELS				Vérification au cisaillement		
σ_b=0.34Mpa	σ_{badm}=15Mpa	vérifiée		τ=0.02 Mpa	τadm=2.5Mpa	vérifiée
σs=2.16Mpa	σs'=2.64Mpa	σ_{adm}=201.6Mpa	vérifiée			

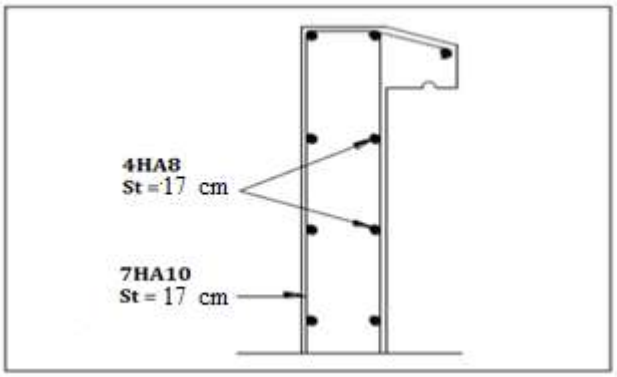


Figure III.2. Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher a corps creux :

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

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

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression :

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

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

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

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

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

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : nuance de l'acier FeE520 ($F_e = 520$).

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20cm

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a: $L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0.02\, L \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{520} = 0.46cm^2/ml$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25cm^2/ml$$

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

$$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0.78\text{cm}^2 \text{avec un espacement de } 20\text{cm}.$$

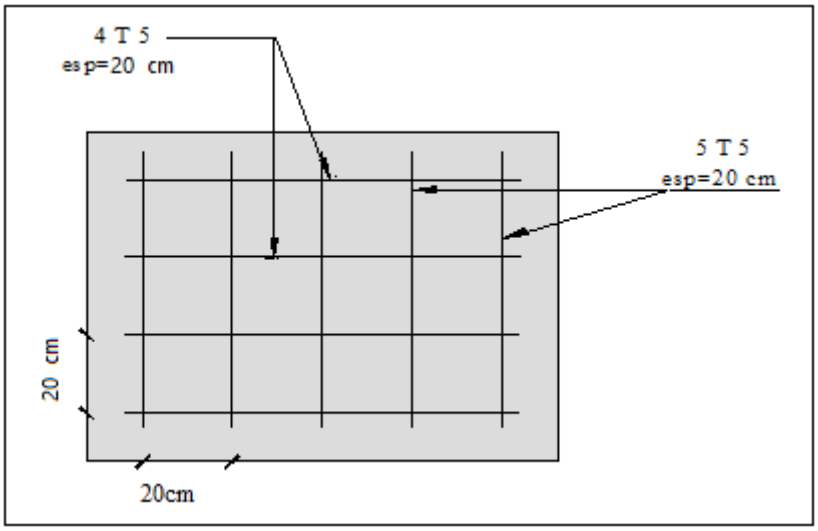


Figure.III.3 : Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.2.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage
- Après coulage

III.2.2.1. 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 à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5∗L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

- Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$:on ne nécessite pas des étaiements.
- Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

a)Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage :

$G_{\text{plancher 16+4}} = 2.8\ \text{kN/m}^2$

$G = [(0.04 * 0.12) * 25] + [0.6 * 1] = 0.72\text{kN/ml}$

$Q = Max[1kN\ ; 0.5L = 2.225] = 2.225\ kN$

b)Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_u}{b\ {d_0}^2\ \sigma_b} \qquad d'ou \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$M_G = 1.78kN.m \quad , \quad M_Q = 3.34kN.m \quad \Rightarrow \quad M_u = 7.41kN.m$$

$$\mu = 4.832 \gg \mu_l = 0.392$$

Donc, on doit prévoir des étaiements.

c)Vérification de la flèche :

$$f_{max} < \bar{f} \quad avec : \ \bar{f} = \begin{cases} \dfrac{L(cm)}{500} & si\ L \leq 5m \\ \dfrac{0.5 + L}{1000} & si\ L > 5m \end{cases}$$

$$On\ a : \quad L = 4.45m < 5m \ \Rightarrow \bar{f} = \frac{4200}{500} = 8.4mm \quad ; \quad f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 * 0.72 * 4200^4}{348 * 32164.2 * 6.4 * 10^5} + \frac{2225 * 4200^3}{48 * 32164.2 * 6.4 * 10^5}$$

$$f_{max} = 32.3209\ cm$$

$$f_{max} = 32.3209\ cm\ \leq \bar{f} = 0.84\ cm \qquad (C.N.V)$$

Tableau III.5 *Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage***.**

étaiement	G	Q	fc28	E (MPa)	L (mm)	I (mm4)	F_{max} (mm)	F_{barr} (mm)	$F<F_{barr}$
0	0.72	2.22	25	32164.20	4200	640000	32.32	8.4	cnv
1	0.72	1.11	25	32164.20	2100	640000	30.62	4.5	cnv
2	0.72	1	25	32164.20	1400	640000	8.11	2.8	cnv
3	0.72	1	25	32164.20	1050	640000	3.21	2.1	cnv
4	0.72	1	25	32164.20	840	640000	1.58	1.6	cv

Conclusions :

D'après la vérification ; il faut prévoir quatre étaiements le long de la travée espacée me 85cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.2.2.2. Après coulage *:*

G = poids du plancher (16+4) = 2,9×0,65= 1,885 (KN/ml)

Q =1×0,65=0,65 (KN/ml)

1,35G+1,5Q=3,52 (KN/ml)

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

Trois types de poutres continues sont envisagés :

- Poutrelle à une seul travée.
- Poutrelle à 2 travées. (avec des dimensions différentes)
- Poutrelle à 3 travées.

Remarque : nous avons étudié les poutrelles les plus favorable.

a.1.méthode forfaitaire :

❖ ***conditions d'application:***

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

- ***Conditions concernant la charge d'exploitation:***

Charges uniformément réparties : $Q \leq \text{Min}(2.G \text{ et } 5\ KN/m2)$

Charges concentrées : $P \leq \text{Min}(Q/4 \text{ et } 2\ KN)$

P : charge permanente concentrée (en KN).

Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

Conditions concernant les caractéristiques géométriques :

- le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.
- le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0{,}8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1{,}25$$

•***Condition concernant le type de fissuration:***

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

❖ ***Exposé de la méthode:***

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part.

Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

Mt : moment en travée.

Mw : moment à l'appui de gauche.

Me : moment à l'appui de droite

On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

• Mt + ((Mw+Me)/2) ≥ Max (1,05M0 et (1+0,3 α) M0)

• Mt ≥ $\begin{cases} ((1{,}2 + 0{,}3\ \alpha)/2). & M0\ pour\ les\ travées\ de\ rive. \\ ((1 + 0{,}3\ \alpha)/2). & M0\ pour\ les\ travées\ intermédiaire \end{cases}$

• les moments d'encastrements des appuis:

Ma ≥ 0,6 M0 cas des poutres à 2 travées.

Ma ≥ 0,5 M0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.

Ma ≥ 0,4 M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

Remarque :

1) M0 : moment isostatique (M0=PL2 /8)

dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.

sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

3) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment (Ma=0,2 M0).

3) l'effort tranchant est égale :

Tw=PL/2+((Mw-Me)/L)

Te=-PL/2+((Mw-Me)/L)

4) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

Mt=0,85 M0

Ma=Mb=-0,5 M0

- $Q \leq \text{Min}\begin{cases} 2\,G \\ 5\ KN/m^2 \end{cases}$
- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (C.V)
- le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0,8 " et " 1,25 ". (C.N.V)
- La fissuration doit être peu nuisible. (C.V)

III.2.3. Calcul des charges et surcharges :

Tableau.III.7. Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S.

	G KN/m²	*QKN/m²*	*Pu KN/m*	*P_S KN/m*
Plancher terrasse	6.56	1	6.73	4.91
Plancher courant	5.96	1.5	6.69	4.84

III.2.4.Sollicitations de calcul :

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher d'étage ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

a - Plancher terrasse

> ✓ ***poutrelles à deux travées :***

Tableau.III.8. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU

Travées	qu (KN)	L (m)	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	M (kN.m)	Me (kN.m)	T0	Tw (kN)	Te (kN)
A – B	6.73	3.35	9.44	11.80	1.88	5.66	11.27	10.14	12.40
B – C	6.73	4.55	17.41	14.80	10.45	3.48	15.31	16.84	13.78

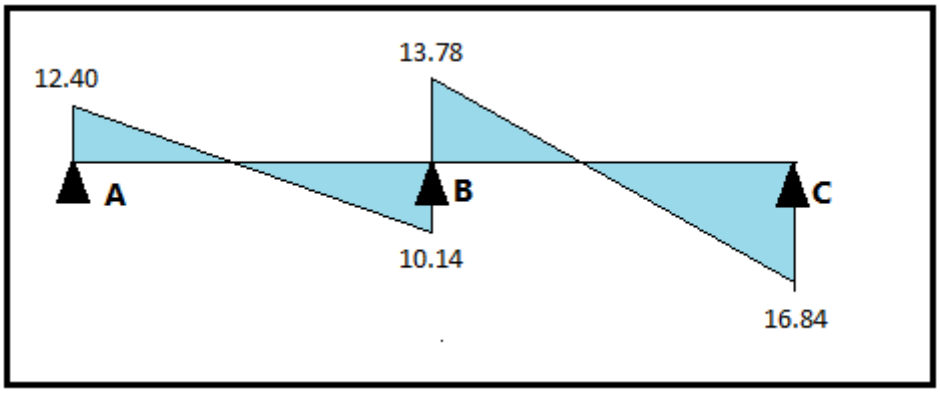


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchant poutrelle à deux travée à l'ELU

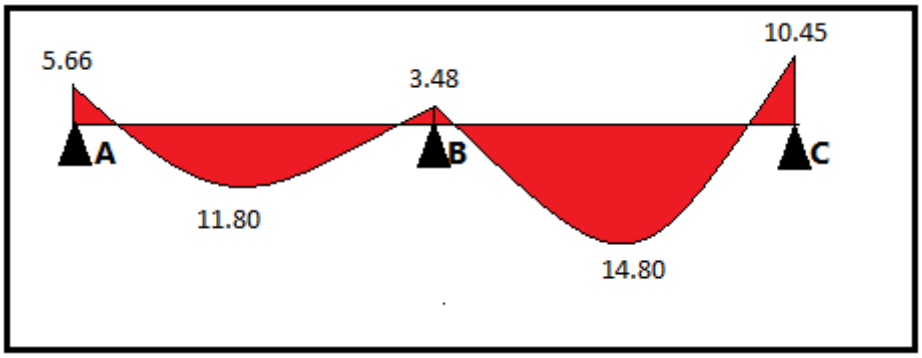


Figure III.5. Diagramme des moments poutrelle à deux travées à (ELU)

Tableau.III.9. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS

Travées	q_S (KN)	L (m)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)
A – B	4.91	3.35	6.89	1.378	4.134	8.62
B – C	4.91	4.55	12.71	7.626	2.542	10.80

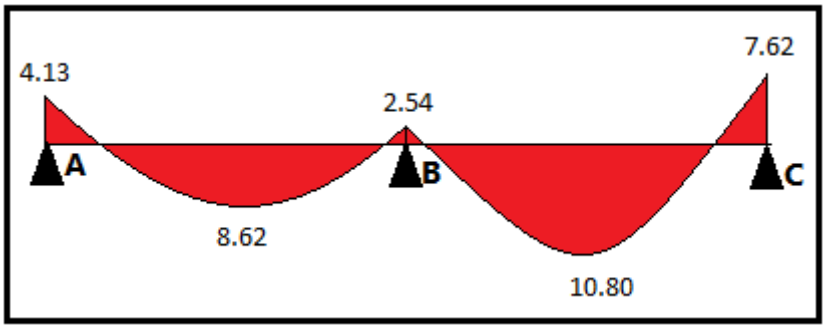


Figure III.6. Diagramme des moments poutrelle à 2 travées à (ELS)

✓ ***poutrelles à trois travées:***

Tableau III-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

Travée	Pu	L m	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T0	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	6,73	3,35	9,44	6,61	1,89	4,72	11,27	10,43	12,12
B-C	6,73	4,55	17,41	9,58	8,71	8,71	15,32	15,31	15,31
C-D	6,73	3,35	9,44	6,61	4,72	1,88	11,27	12,12	10,42

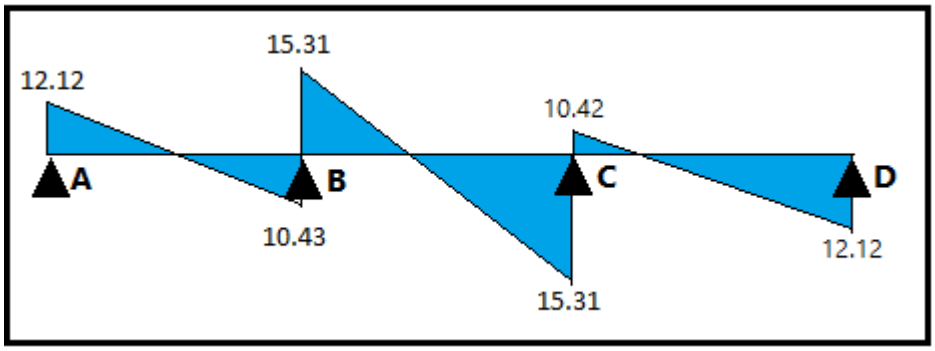


Figure III.7. Diagramme des efforts tranchant poutrelle à trois travées à (ELU)

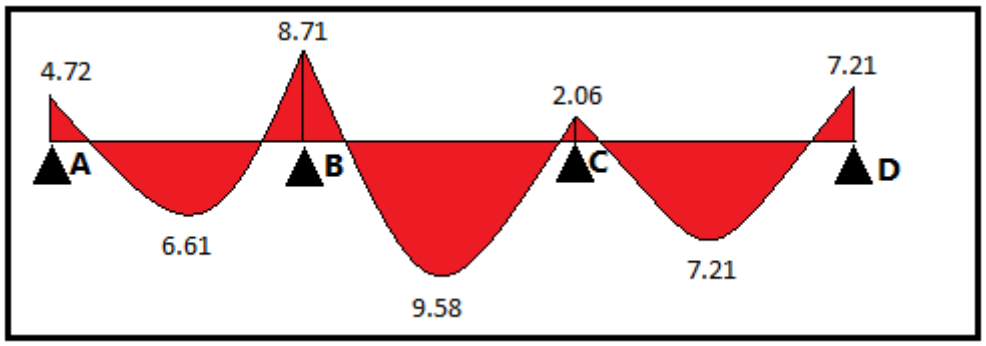


Figure III.8. Diagramme des moments poutrelle à trois travée à (ELU)

Tableau III-11. : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

Travées	q_S (KN)	L (m)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	4.91	3.35	6.89	1.38	3.45	4.82
B-C	4.91	4.55	12.71	6.36	6.36	6.99
C-D	4.91	3.35	6.89	3.45	1.38	4.82

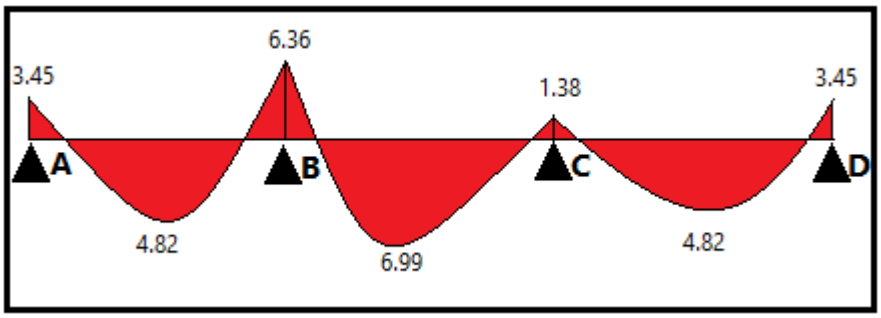


Figure III.9.: diagramme des moments poutrelle à 3 travées à (ELS)

b - Plancher courant :

✓ ***poutrelles à deux travées:***

Tableau.III.12. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU

Travées	q_u (KN)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)	T0	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	6.69	3,35	9,38	11,73	1,87	5,63	11,20	10,08	12,33
B-C	6.69	4,55	17,31	14,72	10,39	3,46	15,22	16,74	13,70

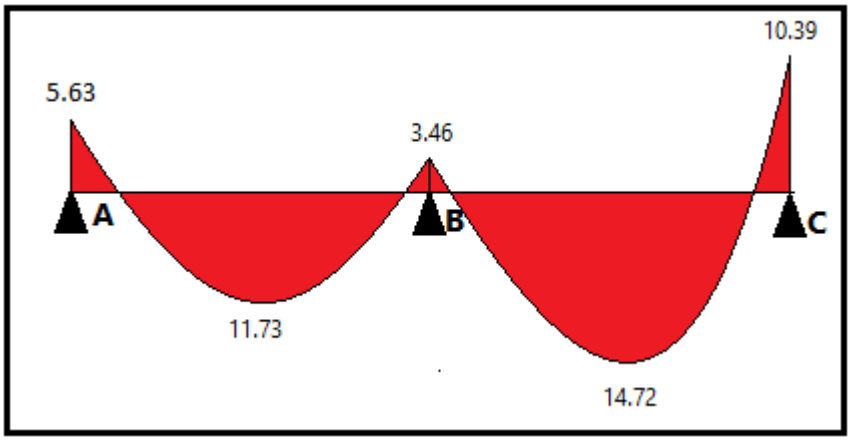


Figure III.10. Diagramme des moments poutrelle à 2 travées à (ELU)

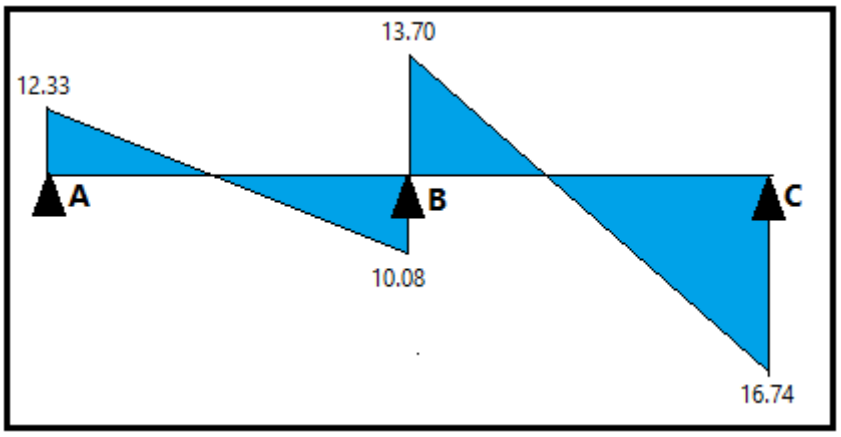


Figure III.11. Diagramme des efforts tranchant poutrelle à 2 travée à (ELU)

Tableau.III.13. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS

Travées	q_s *(KN)*	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	4.849	3.35	6,80	8,50	1,36	4,08
B-C	4.849	4,55	12,55	10,66	7,52	2,51

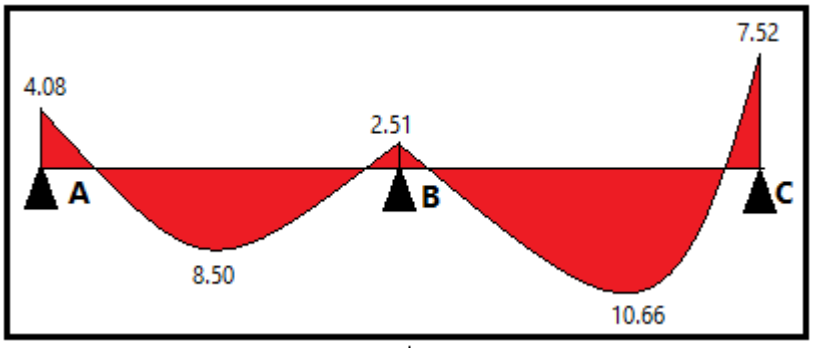


Figure III.12. Diagramme des moments poutrelle à 2 travées à (ELS)

✓ ***poutrelles à trois travée:***

Tableau III-14 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

Travée	q_u *(KN)*	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T0	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	6,69	3,35	9,38	6,66	1,87	4,69	11,20	10,36	12,05
B-C	6,69	4,55	17,31	9,70	8,65	8,65	15,22	15,22	15,22
C-D	6,69	3,35	9,38	6,66	4,69	1,87	11,20	12,05	10,36

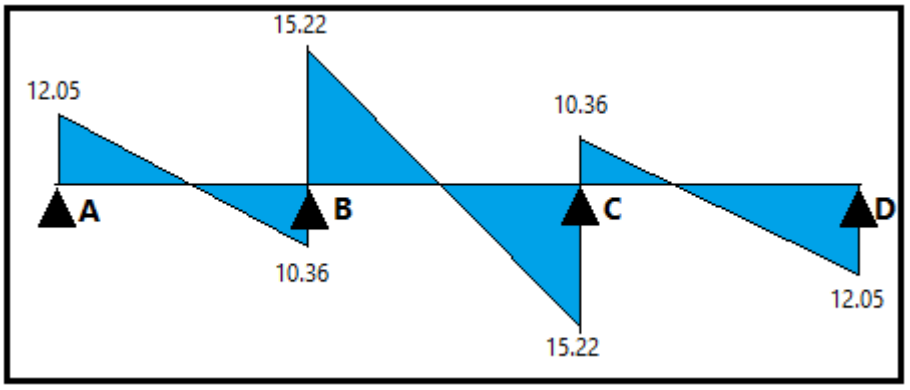


Figure III.13. : diagramme des efforts tranchant poutrelle à 3 travées à (ELU)

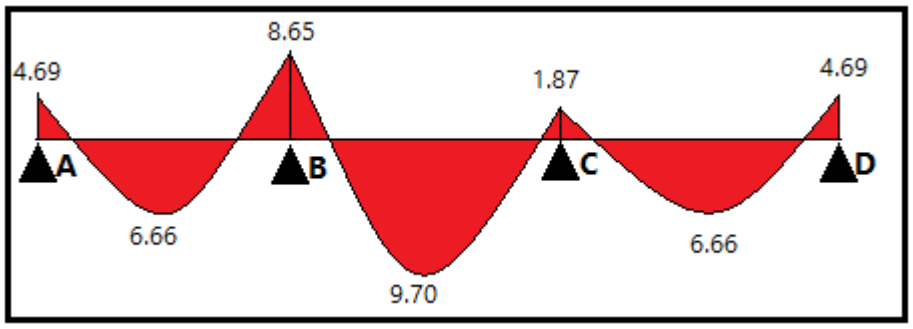


Figure III.14. Diagramme des moments poutrelle à trois travée à (ELU)

Tableau III-15. : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

Travées	q_s (KN)	L (m)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	4.849	3.35	6.80	1.36	3.40	4.76
B-C	4.849	4.55	12.45	6.37	6.27	6.90
C-D	4.849	3.35	6.80	3.40	1.36	4.76

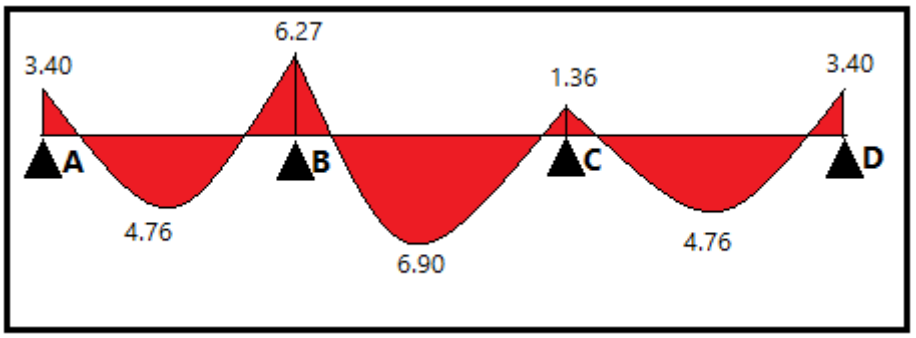


Figure III.15. Diagramme des moments poutrelle à 3 travées à (ELS)

- D'après ce qui précède, les sollicitations max en travées et aux appuis sont :

Tableau III-16. : Récapitulations des efforts

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées		Effort tranchant Max
	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)	
Terrasse	10.45	7.63	9.58	6.99	16.84
Etage courant	10.39	7.52	9.70	6.90	16.74
Référence	Poutrelle à 2 travées		Poutrelle à 3 travées		Poutrelle à 2 travées

III.2.5. Ferraillage des poutrelles :

a. Calcul des armatures longitudinales :

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

Tableau III-17. Calcul et vérification des armatures.

		En travée section T	Aux appui section rectangulaire
ELU	Mu (KN.m)	9.70	10.45
	M_0 (KN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2))$ =55.38 $M_0>M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ section rectangulaire	(b*h)=12*21
	µ	0.032	0.034
	µl	15	
	µ< µl	C.V	C.V
	B	0.984	0.983
	A (cm)	1.57	1.70
	Le choix	3HA10 = 2.35	1HA10 + 1HA14 = 2.32
	B/1000	1.365	0.252
	A≥ B/1000	C.V	C.V

- ***Vérification à L'ELS:***

	Mser (KN.m)	6.99	7.63
ELS	$\overline{\sigma}_b$	15	
	y1 (cm)	5.44	4.00
	IG (cm4)	7201.69	8342.72
	K (N/cm3)	90.15	68.66
	σb (Mpa)	3.06	2.75
	σb ≤ σbadm	C.V	C.V

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

Tableau III-18- : section d'armature

Section d'armature	En travée	Aux appui
	A_t=3HA10	A_a=1HA10+1HA14

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

Diamètre des armatures transversales Øt :

On a : Øt ≤Min = [h/35 ; b_0/10 ; Øl] = [6;12;8]mm

Øt=8 mm

at=$\frac{\pi\varphi t}{4}$ = 28.27 mm^2 ; nt = 2

At = at * nt = 56.54 mm^2

At = 0.5654 cm^2

Espacement St

St ≤ min [0.9d ; 40cm] = 16.2 cm donc : St = 15 cm

On adopte un espacement 15cm

Vérification des contrainte des cisaillement à ELU :

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

Tableau.III.19. vérification des contrainte des cisaillement à ELU

Etages	T_U	τ_u	τ_u	Vérification
Terrasse	16.84	0.779	3.33	C.V

Section d'armatures transversales minimales

$$\frac{At\ .fe}{b0\ .st} \geq 0.4\ \text{MPa} \quad \rightarrow \quad \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.244 \geq 0.4\ \text{MPa} \qquad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{At}{b0\ .st} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau u - 0.3\ Kf_{t28}}{0.9\ f_e[cos\alpha + sin\alpha]}\right) \rightarrow \frac{At}{b0\ .St} = 0.002 > 0.0009 \qquad \textbf{(C.V)}$$

Vérification de la flèche

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

Tableau.III.20. Vérification de la flèche

A (cm2)	Mser (KN.m)	ρ %	σS (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
2.32	6.99	1.03	191.56	0.632	7.143	22538.464
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	⊿f(mm)	Fadm	Δf<fadm
7039.910	12342.637	6.391	10.935	4.544	5.05	C.V

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

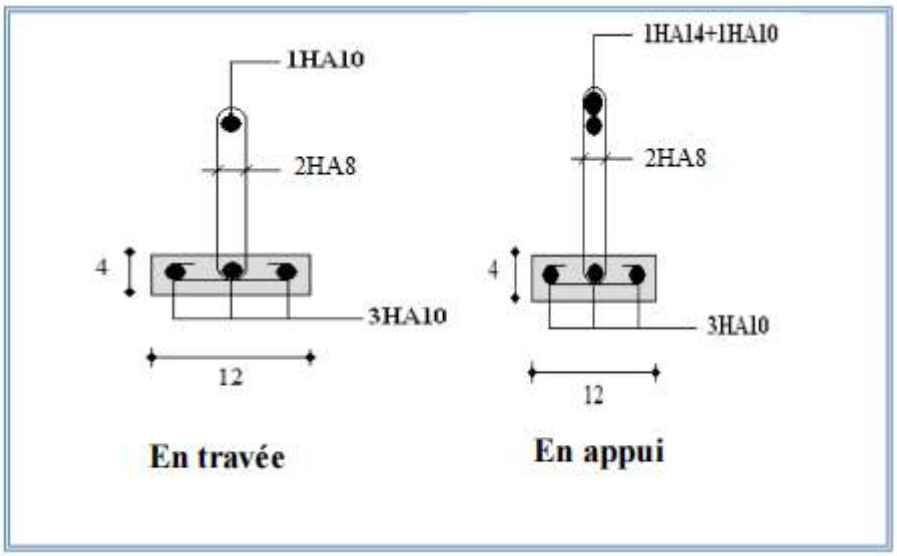


Figure III.16. Ferraillage des poutrelles

III.3.Les dalles pleines :

III.3.1.Définition :

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

III.3.2Méthode de calcul :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures. Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis.

Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

- 'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.3.3.Principe de calcule :

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a)travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale. $\boldsymbol{T_{ext} = q.\ S.\ f}$

Avec:

P : Charge totale

S: Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S. $f = f/3$: triangulaire.
$f = f/2$:rectangulaire

b)Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

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

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation. θ: Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :

Travail extérieur = Travail intérieur ($\sum T_{ext} = \sum T_{int}$).

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

Travail intérieur: en fonction du moment.

III.3.4.Hypothèses du calcul :

Pour pouvoir déterminer les fissures (lignes de rupture) dans la dalle, on se base sur les hypothèses de calcules suivantes :

1) la ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides et elles sont supposées rester planes après déformation.
2) les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
3) la ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
4) l'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).
5) on schématise :
   - Un côté libre par trait continu.
   - Un appui simple par un trait continu contenant des hachures.
   - Un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures.

6) on appelle :

* Ligne de rupture (+) la fissure provoquée par un moment (+).
* Ligne de rupture (-) la fissure provoquée par un moment (-).
* La ligne de rupture (+) est schématisée par un trait continu de zigzag.
* La ligne de rupture (-) est schématisée par un trait discontinu

III.3.5.Evaluation des sollicitations :

Tableau III.21. Evaluations des sollicitations

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	q_u	q_s
Terrasse	7.22	1	11.25	8.22
E.C	6.91	3.5	14.58	10.41

On choisit la sollicitation la plus défavorable, celle des étages courant commerce.

$q_u = 14.58$ KN/m²

$q_s = 10.41$ KN/m²

a)-Calcul de la premier dalle:

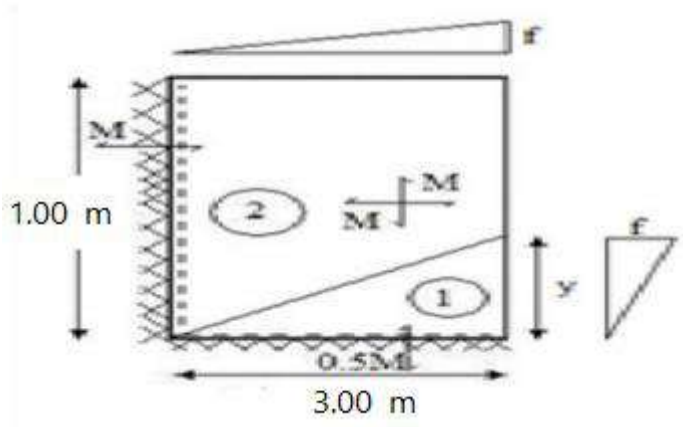


Figure III.17. Dalle pleine rectangulaire reposant sur 02 appuis

a)Travail externe :

$$Text = q\, f\, S$$

Text = Σ Text i $T_{ext} = 2\,T_{1ext} + T_{2ext}$

$T_{1ext} = q\frac{f}{3}(\frac{3.00}{2}y)$; $2T_{1ext} = 0.116\,q\,f\,y$

$T_{2ext} = \frac{f}{2}q(1.00-y)(3.00)$; $T_{2ext} = f\,q(1.84-1.67y)$

$T_{ext} = fq(1.84-0.51y)$

b)Travail interne :

$T_{int} = Mi\ Li\ \theta i$

$\theta y = \theta y = \frac{f}{y}$; $\theta x = \frac{f}{1.5}$

T int = Σ Tint i = T 1'int + T 2'int

$T_{1'int} = M\frac{f}{y}(1.00) + 0.5\,M\frac{f}{y}(1.00)$; $T_{1'int} = (1.00+0.55)M\frac{f}{y}$

$T_{2'int} = M\frac{f}{1.00}(y) + M\frac{f}{1.1}(3.00)$; $T_{2'int} = (0.91y+3.04)Mf$

$T_{int} = Mf(\frac{1.65}{y} + 0.91y + 3.04)$

a.1.Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne ($\Sigma T_{ext\,i} = \Sigma T_{int\,i}$)

$(1.84-0.51y)\,qf = \left(\frac{1.65}{y} + 0.91y + 3.04\right)Mf$; **q = M [** $\frac{0.91y^2+3.04y+1.65}{-0.51y^2+1.84y}$ **]**

$q = \frac{U}{V}$ q' = 0

U'(y) .V(y) - U(y) .V'(y) = 0

$4.78\,y^2 + 1.68y - 3.036 = 0$; y=0.65 m ; q = 4.02 M ; **M=0.24q**

a-2 Calcul des moments :

Tableau III.22. Les efforts internes

E.L.U	E.L.S
q_u = 14.58 KN	q_s = 10.41 KN
$M_u = M = 0.24\,q_u$ M = 0.24(14.578) = 3.499 KN.m	$M_s = M = 0.24\,q_s$ M = 0.24(10.41) = 2.498 KN.m
Mt = 3.499 KN.m Ma = -1.749 KN.m	Mt= 2.498 KN.m Ma= -1.249 KN.m

a.3. Calcul de ferraillage :

Tableau III.23. Calcul de ferraillage de la dalle pleine

	M(K N.m)	M	ß	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A(cm^2)	A choisi (cm^2)
En travée	3.499	0.003	0.998	C.V	0	0.37	1.5	C.V	1.5	**5HA10=3.93**
Aux appuis	1.749	0.001	0.999	C.V	0	0.19	1.5	C.V	1.5	**5HA10 = 3.93**

a.4.Vérification de l'Espacement :

$S_t \leq \bar{S}_t$ =Min {3h ; 33cm}=33cm. Soit : S_t=20cm.

a.5.Vérification de l'ELS :

Tableau III.24. Vérification de l'ELS**.**

	Suivant X	
	M_a	**M_t**
M_{ser} (Kn.m)	1.249	2.498
$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b(MPA)	0.058	0.117
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	***CV***	

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

a.6. Vérification préliminaire de la flèche :

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

Tableau III.25. Vérification de la flèche de la Dalle pleine

1^{ere} condition	2^{eme} condition
$h/L \geq M_t/(20M_0)$	$\rho \leq 2/f_e$
h/L= 0.15/3.35=0.04 $Mt/(20M_0)$=2.498/(20*20.45)=0.006	$\rho=A/(b_0*d)$=0.003 $2/f_e$=0.005
C.V	C.V

a.7.Vérification de la contrainte du cisaillement :

Tableau III.26. Vérification de contrainte de cisaillement

	Suivant X
V(KN)	$V_u = \frac{q_u . L_X}{2} = 24.42$ KN
τ_u	$V_u/b_0.d = 0.19$ MPa
$\overline{\tau_u}$	$\overline{\tau_u}$ =0.07fcj /γb = 1.17MPa
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	CV

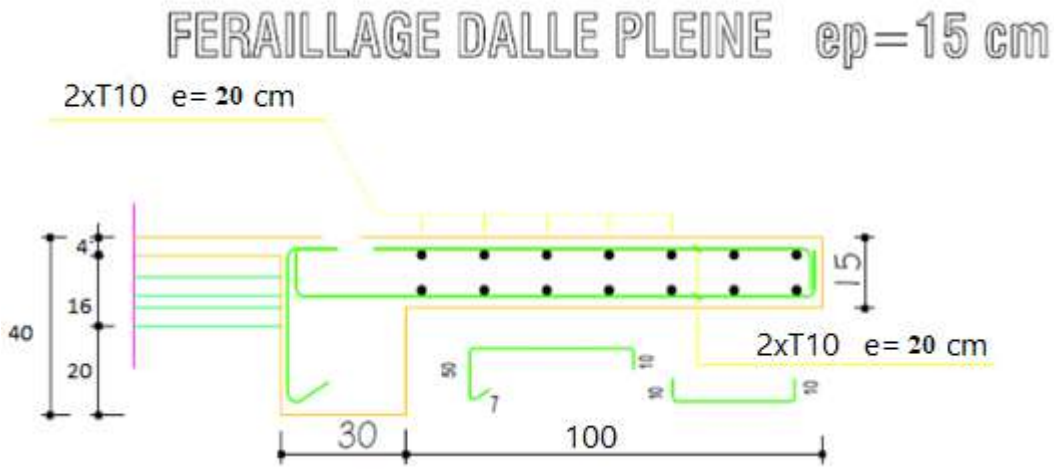


Figure.III.18. ferraillage la dalle pleine

b)-Calcul de la deuxième dalle

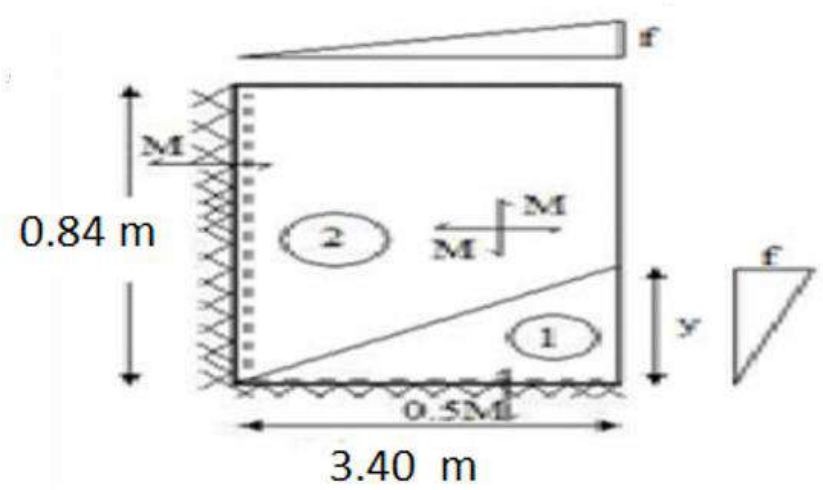


Figure III.19. Dalle pleine rectangulaire reposant sur 02 appuis

a) Travail externe :

$$T_{ext} = q\, f\, S$$

$T_{ext} = \Sigma T_{ext\,i}$ $\qquad T_{ext} = 2\,T_{1ext} + T_{2ext}$

$T_{1ext} = q\frac{f}{3}(\frac{3.40}{2}1y)$; $\qquad 2T_{1ext} = 1.13\, q\, f\, y$

$T_{2ext} = \frac{f}{2}q(0.84 - y)(3.40)$; $\quad T_{2ext} = f\,q(1.428 - 1.7y)$

$$T_{ext} = fq(1.428 - 0.57y)$$

b) Travail interne :

$$T_{int} = Mi\ Li\ \theta i$$

$\theta y = \theta y = \frac{f}{y}$; $\quad \theta x = \frac{f}{1.5}$

$T_{int} = \Sigma T_{int\,i} = T_{1'int} + T_{2'int}$

$T_{1'int} = M\frac{f}{y}(0.84) + 0.5\,M\frac{f}{y}(0.84)$; $\quad T_{1'int} = (0.84 + 0.42)M\frac{f}{y}$

$T_{2'int} = M\frac{f}{0.84}(y) + M\frac{f}{0.84}(3.40)$; $\quad T_{2'int} = (4.05y + 1.19)Mf$

$$T_{int} = Mf(\frac{1.26}{y} + 1.19y + 4.05)$$

b.1.Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne $\qquad (\Sigma T_{ext\,i} = \Sigma T_{int\,i})$

$(1.428 - 0.57y)\,qf = \left(\frac{1.26}{y} + 1.19y + 4.05\right)Mf$; $\quad \mathbf{q = M\left[\frac{1.19y^2 + 4.05y + 1.26}{-0.57y^2 + 1.428y}\right]}$

$q = \frac{U}{V}$ $\qquad q' = 0$

U'(y) .V(y) - U(y) .V'(y) = 0

6.091 y^2 + 1.44y – 1.8 = 0 ; y=1.18 m ; q = 8.65 M ; **M=0.11q**

b.2. Calcul des moments :

Tableau III.27. Les efforts internes

E.L.U	E.L.S
q_u = 14.58 KN	q_s = 10.41 KN
$M_u = M = 0.11\ q_u$ M = 0.11 (14.58) = 1.604 KN.m	$M_s = M = 0.11\ q_s$ M = 0.11(10.41) = 1.145 KN.m
Mt = 1.604 KN.m Ma = -0.802 KN.m	Mt= 1.145 KN.m Ma= -0.572 KN.m

b.3. Calcul de ferraillage:

Tableau III.28. Calcul de ferraillage de la dalle pleine

	M (KN.m)	μ	ß	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A (cm^2)	A choisi (cm^2)
En travée	1.604	0.006	0.997	C.V	0	0.34	1.5	C.V	1.5	**5HA10= 3.93**
Aux appuis	0.802	0.003	0.9985	C.V	0	0.17	1.5	C.V	1.5	**5HA10= 3.93**

b.5. Vérification de l'Espacement :

$S_t \leq \bar{S}_t$ =Min {3h ; 33cm}=33cm. Soit : S_t=20cm.

b.6. Vérification de l'ELS :

Tableau III.29. Vérification de l'ELS.

	Suivant X	
	M_a	**M_t**
M_{ser} (Kn.m)	0.572	1.145
$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b(MPA)	0.027	0.055
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	***CV***	

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b.7. Vérification préliminaire de la flèche :

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

Tableau III.30. Vérification de la flèche de la Dalle pleine

1ere condition	2eme condition
$h/L \geq M_t/(20M_0)$	$\rho \leq 2/f_e$
h/L= 0.15/3.4=0.044 Mt(20M0)=1.145/(20*21.07)=0.0027	ρ=A/(b0*d)=0.003 2/fe=0.005
C.V	C.V

III.3.20. Vérification de la contrainte du cisaillement :

Tableau III.31. Vérification de contrainte de cisaillement

	Suivant X
V(KN)	$V_u = \frac{q_u . L_x}{2} =$ 49.57 KN
τ_u	$V_u/b_0.d$= 0.36 MPa
$\overline{\tau_u}$	$\overline{\tau_u}$ =0.07fcj /γb = 1.17MPa
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	CV

c)-Calcul de la troisième dalle :

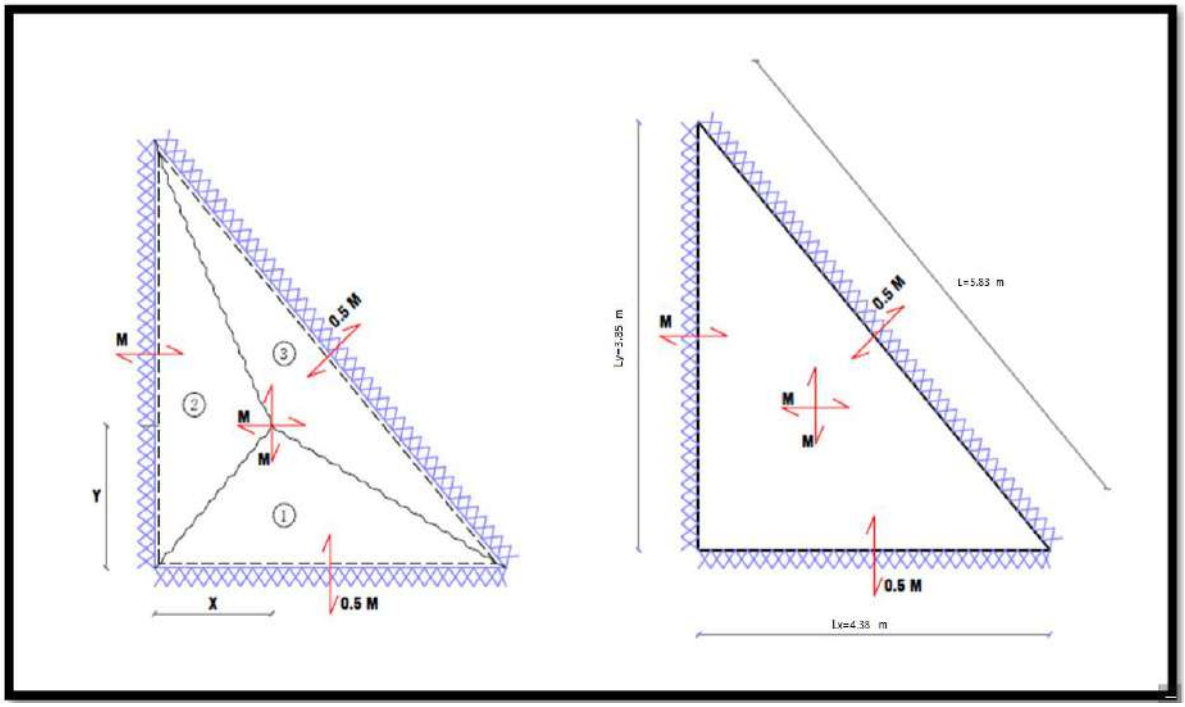


Figure III.20. Dalle pleine triangulaire reposant sur 03 appuis

$$\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$$

- ✓ **Travail externe :**

$$T_{ext} = P.f$$

$$T_{ext} = q.s.\frac{f}{3}$$

$$\Sigma T_{ext} = T_{ext_1} + T_{ext_2} + T_{ext_3}$$

$$T_{ext_1} = q \times \left(\frac{L_x \times y}{2}\right) \times \frac{f}{3} \qquad T_{ext_1} = q \times \left(\frac{4.38\ y}{2}\right) \times \frac{f}{3}$$

$$T_{ext_2} = q \times \left(\frac{L_y \times x}{2}\right) \times \frac{f}{3} \qquad T_{ext_2} = q \times \left(\frac{3.85\ x}{2}\right) \times \frac{f}{3}$$

$$T_{ext_3} = q \times \left(S_t - \left(\frac{3.85\ x}{2} + \frac{4.38\ y}{2}\right)\right) \times \frac{f}{3}$$

$$\Sigma T_{ext} = q \times \frac{f}{3}.\left[\left(\frac{3.85\ x}{2} + \frac{4.38\ y}{2}\right) + \left(8.43 - \left(\frac{3.85\ x}{2} + \frac{4.38\ y}{2}\right)\right)\right]$$

$$\Sigma T_{ext} = 2.81\ qf$$

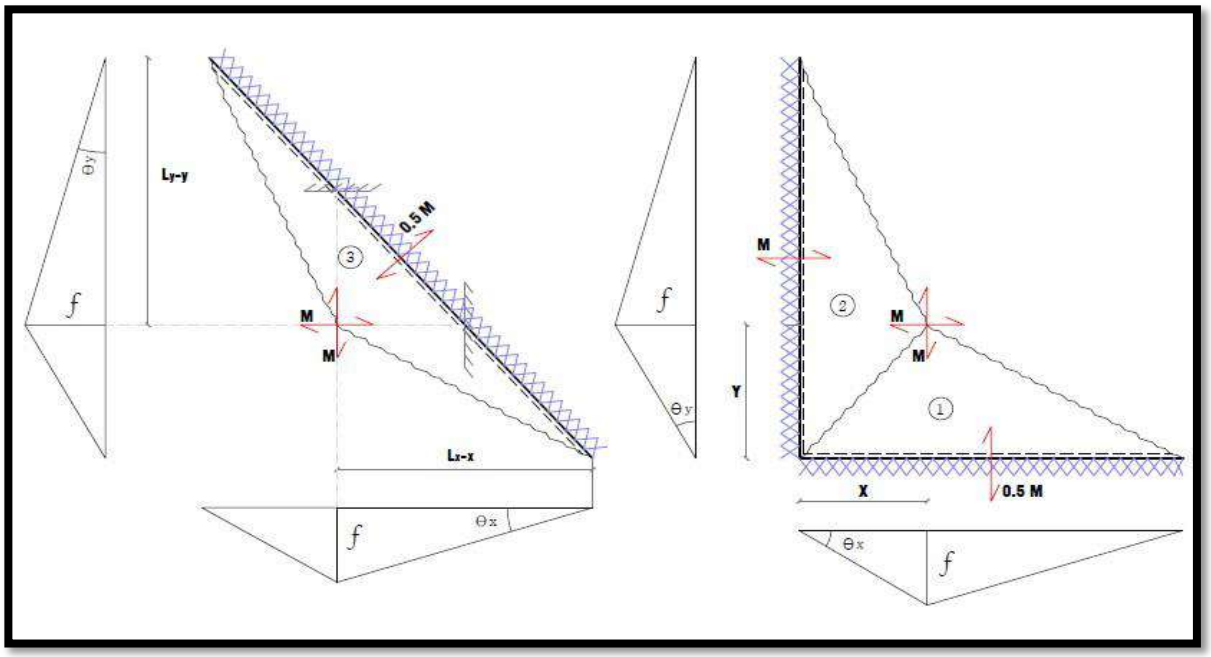


Figure III.21. zone des ruptures de la dalle

✓ **Travail interne :**

$T_{int} = \Sigma Mi\ Li\ \theta i$

$\Sigma T_{int} = T_{int_1} + T_{int_2} + T_{int_3}$

$\tan \theta x \approx \theta x = \frac{f}{x}$, $\tan \theta y \approx \theta y = \frac{f}{y}$

$T_{int1} = M\ L_x \theta y\ +\ 0.5M.\ L_x.\ \theta y$

$T_{int_1} = M\ L_x . \frac{f}{y} + 0.5M.\ L_x . \frac{f}{y}$

$T_{int_1} = \frac{6.57}{y} M . f$

$T_{int2} = M\ L_y \theta x\ +\ M.\ L_y.\ \theta x$

$T_{int_2} = M\ L_y . \frac{f}{x} +\ M.\ L_y . \frac{f}{x}$

$T_{int_2} = \frac{7.7}{x} M . f$

$\tan \theta x \approx \theta x = \frac{f}{(L_x - x)}$, $\tan \theta y \approx \theta y = \frac{f}{(L_y - y)}$

$$T_{int_3} = M\ L_y \theta_x + 0.5M.L.\theta_x + M\ L_x \theta_y + 0.5M.L.\theta_y$$

$$T_{int_3} = M\ f\left(\frac{3.85}{(4.38-x)} + \frac{2.91}{(4.38-x)} + \frac{4.38}{(3.85-y)} + \frac{2.91}{(3.85-y)}\right)$$

$$T_{int_3} = M\ f\left(\frac{6.76}{(4.38-x)} + \frac{7.29}{(3.85-y)}\right)$$

$$\Sigma T_{int} = M\ f\left(\frac{7.7}{x} + \frac{6.57}{y} + \frac{6.76}{(4.38-x)} + \frac{7.29}{(3.85-y)}\right)$$

$$\Sigma T_{ext} = \Sigma\ T_{int}$$

$$2.81\ q\ f = M\ f\left(\frac{7.7}{x} + \frac{6.57}{y} + \frac{6.76}{(4.38-x)} + \frac{7.29}{(3.85-y)}\right)$$

$$q = \left[\frac{2.74}{x} + \frac{2.33}{y} + \frac{2.40}{(4.38-x)} + \frac{2.59}{(3.85-y)}\right] M$$

$$q = f(x,y)dx \begin{cases} \frac{dq}{dx} = 0 \\ \frac{dq}{dy} = 0 \end{cases} \begin{cases} -\frac{2.74}{x^2} + \frac{2.40}{(4.38-x)^2} = 0 \\ -\frac{2.33}{y^2} + \frac{2.59}{(3.85-y)^2} = 0 \end{cases}$$

Après le calcul on trouve : $\begin{cases} x = 2.26 \\ y = 1.86 \end{cases}$

$$q = \left[\frac{2.74}{x} + \frac{2.33}{y} + \frac{2.40}{(4.38-x)} + \frac{2.59}{(3.85-y)}\right] M \quad ; \quad q = 4.89\ M\ ;\ \mathbf{M=0.20q}$$

C.1.Calcul des moments :

Tableau III.32. Les efforts internes

E.L.U	E.L.S
q_u = 14.58 KN	q_s = 10.41 KN
$M_u = M = 0.20\ q_u$ M = 0.20 (14.58) = 2.98 KN.m	$M_s = M = 0.20\ q_s$ M = 0.20(10.41) = 2.19 KN.m
Mt =2.98 KN.m Ma = 1.49 KN.m	Mt=2.19 KN.m Ma= 1.09 KN.m

c.2. Calcul de ferraillage :

Tableau III.33. Calcul de ferraillage de la dalle pleine

	M(KN.n)	M	ß	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A (cm^2)	A choisi (cm^2)
En travée	2.98	0.012	0.994	C.V	0	0.63	1.5	C.V	1.5	**5HA12= 5.56**
Aux appuis	1.49	0.005	0.997	C.V	0	0.32	1.5	C.V	1.5	**5HA12=5.56**

c.3. Vérification de l'Espacement :

$S_t \leq \bar{S}_t$ =Min {3h ; 33cm}=33cm. Soit : S_t=20cm.

c.4.Vérification de l'ELS :

Tableau III.34. Vérification de l'ELS.

	Suivant X	
	M_a	**M_t**
M_{ser} (Kn.m)	1.09	2.19
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b(MPA)	0.043	0.091
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	***CV***	

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c.5. Vérification préliminaire de la flèche :

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

Tableau III.35. *Vérification de la flèche de la Dalle pleine*

1^{ere} condition	2^{eme} condition
$h/L \geq M_t/(20M_0)$	$\rho \leq 2/f_e$
h/L= 0.15/4.38=0.03 $Mt(20M_0)$=2.19/(20*34.98)=0.003	$\rho=A/(b_0*d)$=0.004 $2/f_e$=0.005
C.V	C.V

c.6.Vérification de la contrainte du cisaillement :

Tableau III.36. Vérification de contrainte de cisaillement

	Suivant X
V(KN)	$V_u = \frac{q_u . L_X}{2} =$ 31.93 KN
τ_u	$V_u/b_0.d$= 0.23 MPa
$\overline{\tau_u}$	$\overline{\tau_u}$ =0.07fcj /γb = 1.17MPa
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	CV

III.4. LES ESCALIERS :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer d'un niveau à un autre.

III.4.1. Dimensionnement :

Dans notre bloc, on a un seul type d'escalier (droit à deux volées), avec un palier intermédiaire.

Le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure ci-dessous :

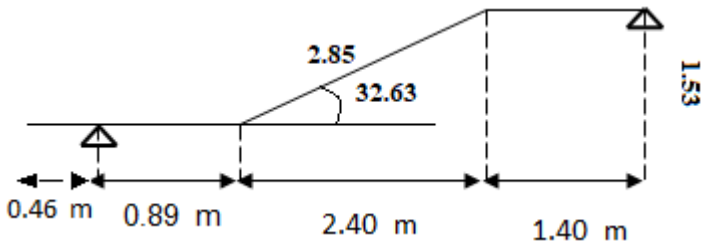


Figure III.22. Schéma statique d'une volée d'escalier

Calcul d'épaisseur de la paillasse :

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

$$L = 0.89 + L_0 + 1.40 = 0.89 + 2.85 + 1.40 \Rightarrow \quad L = 5.14m$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \quad 14cm \leq e \leq 17cm$$

On prendra : e=15cm

Cosα=2.40/2.85 =0.84 → **α**=32.63 °

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges :

III.4.2.1. Charges permanentes :

Tableau III.37. Charge permanente de la paillasse

N	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m3)*	*Poids surfacique (kN/m2)*
1	***Carrelage***	0.02	20	0.40
2	***Mortier de pose***	0.02	20	0.40
3	***Lit de sable***	0.03	18	0.54
4	***Poids propre de la marche***	0.17/2	25	2.13
5	***Poids propre de la paillasse***	0.15/cos α	25	4..45
6	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36
TOTAL				8.28

Tableau III.38. *Charge permanente du palier de repos*

N	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m3)*	*Poids surfacique (kN/m2)*
1	***Carrelage***	0.02	20	0.40
2	***Mortier de pose***	0.02	20	0.40
3	***Lit de sable***	0.03	18	0.54
4	***Poids propre du palier***	0.15	25	3.75
5	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36
TOTAL				5.45

III.4.2.2 Charges d'exploitation :

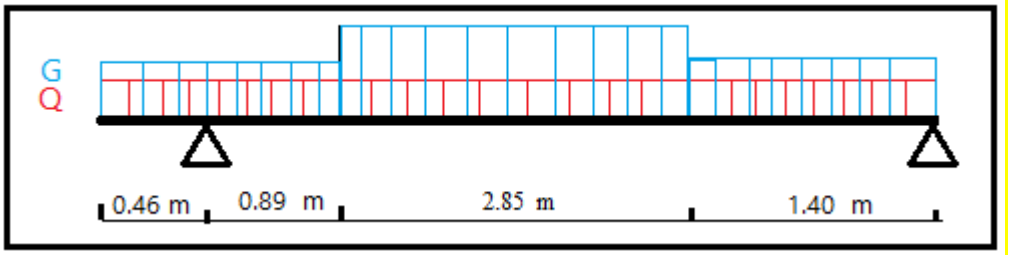
- Pour le palier de repos et la paillasse : $Q=2.5\ kN/m2$

N.B : Le calcul de ferraillage des escaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur.

III.4.3. Détermination des sollicitations :

$\boldsymbol{ELU}$: $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

$\boldsymbol{ELS}$: $P_{ser} = G + Q$



- **Figure III.23.** *Chargement dans l'escalier*

Tableau III.39. *Combinaisons des charges dans l'escalier*

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	P_u(kN/ml)	P_{ser}(kN/ml)
Paillasse	8.28	2.5	14.93	10.78
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95

III.4.4. Détermination des efforts :

Tableau III.40. *Sollicitation dans l'escalier*

Sollicitations	M_t(kN.m)	M_a(kN.m)	T(kN)
ELU	37.37	21.98	25.14
ELS	26,94	15.85	/

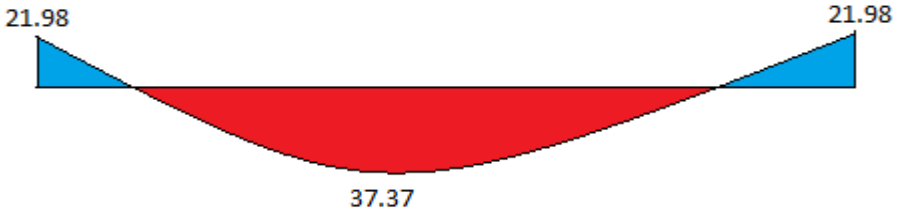


Figure III.24. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU

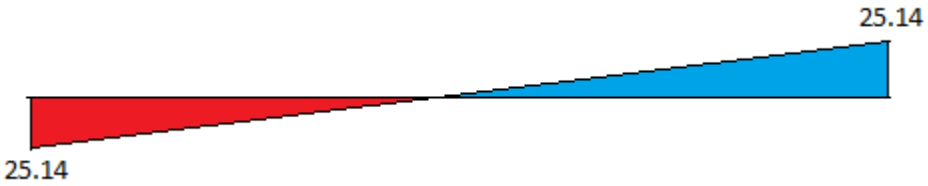


Figure III.25. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU

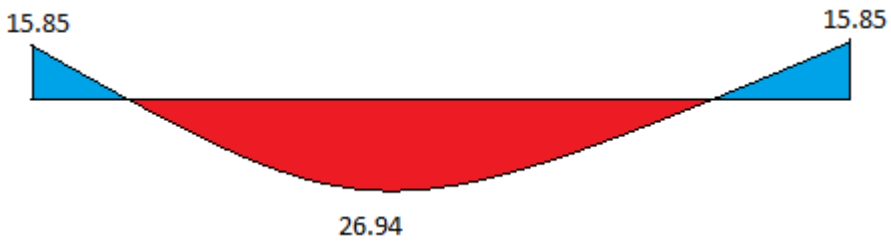


Figure III.26. Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS

III.4.5. Ferraillage :

III.4.5.1. Armatures longitudinales :

Le calcul de ferraillage se fera par la méthode forfaitaire pour une bonde de 1m.

Tableau III.41. Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_{max} (KN.m)	$A_{calculée}(cm^2)$	A'	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{rép} = A/4$ (cm^2)	$A_{adoptée}(cm^2)$
En travée	37,37	8,63	0,00	1,50	6HA14=9,24	2,31	5HA8=2,51
Aux Appius	21,98	4.90	0,00		4HA14=6,16	1,54	5HA8=2,51

La vérification de la contrainte tangentielle selon les conditions du règlement CBA93 est vérifiée.

Tableau III.42. Vérification de la contrainte tangentielle.

	$S_t(cm)$ Armature longitudinales	$S_t(cm)$ Armature des répartition	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau(MPa)$	Vérification
Travée	20cm≤33cm	25cm≤45cm	3,33	0,18	**CV**
Appuis	20cm≤33cm	25cm≤45cm			

III.4.5.2. Vérification L'ELS :

La vérification a l'ELS, fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
(Voir le tableau **III.43.)**

Tableau III.43. Vérification à l'ELS

Section (cm²)	Position	Mser (kN .m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b (MPa)	Obs
100X15	**Travée**	26,94	9,24	0	9,27	**CV**
	Appuis	15,85	6,19	0	6,29	**CV**

III .4.5.3. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées :

$M_0 = M_{ser} = \frac{p_{ser} \times L^2}{8} = 20,57$ kN.m

$\frac{h}{l} = \frac{15}{405} = 0,037 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = \frac{17.48}{20 \times 20.57} = 0,042$. CNV

$\frac{A}{b \times d} = \frac{7.92}{100 \times 12.50} = 0,006 \leq \frac{2}{feE} = \frac{2}{400} = 0,005.$ CNV

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

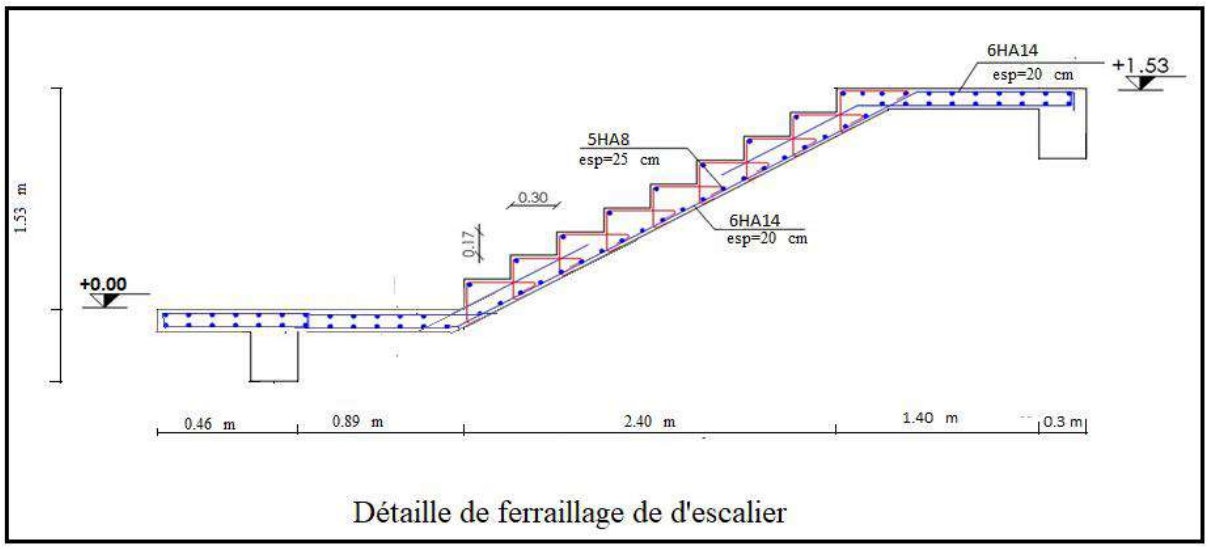
$F_{adm} = \frac{L}{500}$ si $L \leq 5m$,

$F_{adm} = 0,50cm + \frac{L}{1000}$ si $L \geq 5m$.

Tableau III.44. Vérification de la flèche de l'escalier

M (KN.m)	A (cm²)	y (cm)	ρ%	ß1	M
26.94	9.24	8.66	0.0068	0.884	0.49
L(m)	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf**	**F_{adm}**	**$\Delta f < f_{adm}$**
5,14	8.68	13.65	4.97	5.64	**CV**

Donc, on garde épaisseur de l'escalier choisie en pré dimensionnement : e=15cm



Détaille de ferraillage de d'escalier

III.4.6. Calcul de la poutre palière :

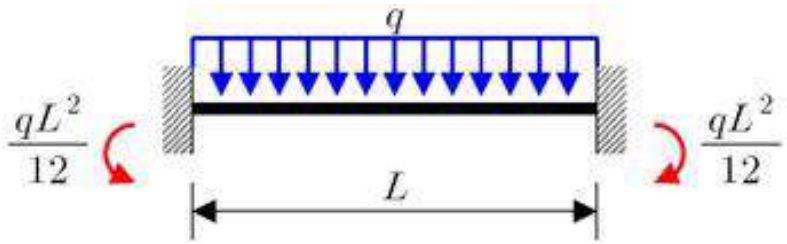


Figure III.27. Schéma équivalent de la poutre palière

III.4.6.1 Évaluation des charges

Poids propre de la poutre : G poutre = 0.25 x0.3 x 25 = 1.88 KN/ml

Q=2.5 KN/m

Poids de mur double cloison : P_{mur} 2.52x(3.06-0.4)/2= 3.35 KN/m

Charge due aux réaction **:** Ru = 33.14 KN, Rser = 23.90 KN

On a : P_u =1.35(1.88+3.35) +33.14= 40.20 KN/m

P_{ser} = 1.88+3.35 +23.90 = 29.13 KN/m

III.4.6.2. Ferraillage de la poutre palière

Calcul des armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales et transversales, bien entendu avec les vérifications nécessaires sont donnée comme suite :

Tableau III.45. Ferraillage de la poutre palière

	M_u (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$A_{total\ min}$ RPA (cm^2)	Obs
En travée	18.92	2.03	0.00	3.26	3HA14=4.62	3.75	CV
Aux appuis	37.83	4.11	0.00	3.26	3HA14=4.62		CV

Tableau III.46. Vérification l'ELS de la poutre palière

Section (cm^2)	**Position**	**Mser** (KN.m)	**A** (cm^2)	**A'** (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	**Obs**
***25*X30**	travée	13.69	4.62	0	2.59	82.7	CV
	appui	27.38	4.62	0	5.53	176.1	CV

Tableau III.47. Calcul de la section d'armature transversal de la poutre palière

section	**RPA 99**		**CBA93**	**$S_{tadopté}$**		**$A_{t\ choisie}$**	$\frac{A.F_e}{b_0.S_t}$	$\frac{A_t}{b_0.S_t}$
	S_{t1}	**S_{t2}**	**S_t**	**Z_N**	**Z_C**	4Φ6=**1.13**	0.708 · 0.4 MPa (C.V)	0.003>0.007 (C.V)
***25*X30**	7.5	15	23.76	7	15			

Tableau III.48. Vérification contrainte tangentielles au voisinage de l'appui de rive

Section	**Tu (KN)**	**τ_u (MPa)**	**$\tau_{u\ adm}$ (MPa)**	**$\tau_u < \tau_{u\ adm}$**
25X30	62.196	0.23	3.33	CV

* Vérification de la flèche :

Tableau III.49. Vérification de la flèche de poutre palière

M (KN.m)	A (cm²)	y (cm)	ρ%	ß1	μ
13.69	4.62	20.98	0.0040	0.903	0.171
L(m)	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	Δ_f	**f_{adm}**	$\Delta_f < f_{adm}$
3.65	0.134	2.85	2.72	4.7	**CV**

Donc, on garde les dimensions de la poutre (b*h=25*30).

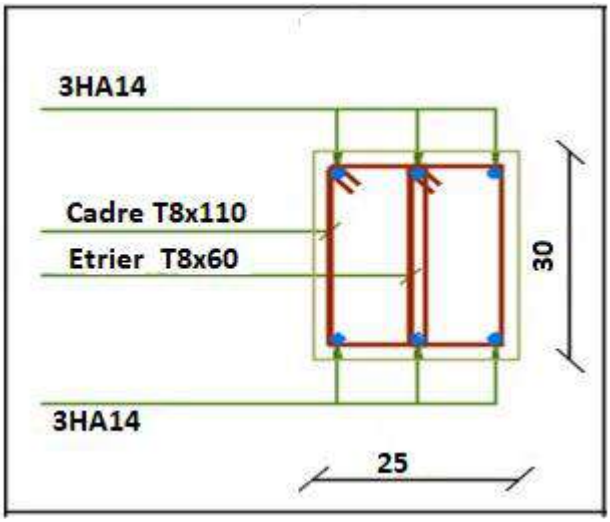


Figure III.28. Ferraillage de la poutre palière

CHAPITRE IV :

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction

Un phénomène d'origine dynamique se caractérise par une sollicitation variant à la fois dans le temps et dans l'espace, dans lequel les forces d'inertie, produit de la masse par l'accélération, jouent un rôle significatif dans la réponse.

On rappelle brièvement qu'une sollicitation sismique provient d'une rupture s'initiant dans le manteau terrestre ; cette rupture donne naissance à des ondes qui se propagent dans le milieu et atteignent éventuellement la surface du sol où elles se manifestent par une vibration ressentie dans les trois directions de l'espace. Les appareils enregistreurs, les sismographes, recueillent ces vibrations sous la forme d'accélérations du sol en fonction du temps.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

IV.2.1. Centre de masse : (ou de gravité) c'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

On détermine pour chaque niveau le centre de masse, de ses éléments constitutifs, qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), par la formule suivante:

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

W_i: poids propre de l'élément " i " du niveau considéré.

X_i, Y_i: coordonnées du centre de gravité de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

X_G, Y_G: coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

IV.2.2. Centre de rigidité : c'est le centre de torsion de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

NB : Notre bâtiment comporte une forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité, d'où, le risque de torsion d'axe vertical; Pour diminuer ce risque, on envisage des portiques contreventés par des voiles.

Le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

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

X_R, Y_R: coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".

X_i, Y_i: coordonnées de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

R(y) , R(x) : la rigidité de la section transversale par rapport à "ox , oy" respectivement.

IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants

IV.2.3.1. Les poteaux

Un poteau est un élément résistant dans la structure, il est considéré comme un élément élancé, Donc, la rigidité du poteau sera calculée à l'aide de la formule suivante :

$$K = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

E : module de YOUNG.

L : longueur du poteau.

Poteau carré: $$I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$$

IV.2.3.2. Les refends pleins

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en (%), il a un grand rôle d'élever la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau, comme le refend est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale à :

$$K_{x,y} = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$K_{x,y}$:la rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou" oy ".

E: module de déformation longitudinale.

H : hauteur de refend.

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale du refend / à "ox " ou / "oy".

- Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \text{ par rapport à " XG ".}$$

$$I_Y = \frac{L.e^3}{12} \text{ par rapport à " YG ".}$$

IV.2.4. Excentricité statique (théorique)

C'est l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de gravité.

L'excentricité statique est donnée par: $\begin{cases} e_x = |x_m - x_t| \\ e_y = |y_m - y_t| \end{cases}$

IV.2.5. Excentricité accidentelle

Elle est due à une incertitude dans l'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action sismique.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs précédentes de l'excentricité.

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due à cette excentricité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devras être négligés.

IV.3. Modélisation de la structure

IV.3.1. Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à Alger, zone III (forte sismicité) selon la règle parasismique algérienne (RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 02 niveaux ou 8 m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 29,16m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 version 2003.

IV.3.2. Modélisation

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle, à cet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV.3.1), nous avons modélisé notre ouvrage par un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

- **Les hypothèses de conception des voiles**

✓ La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.

✓ La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.

✓ Limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

IV.3.3. Analyse de notre structure

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule (sap 2000) on a choisi une variante (Figure IV. 1, IV .2) 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

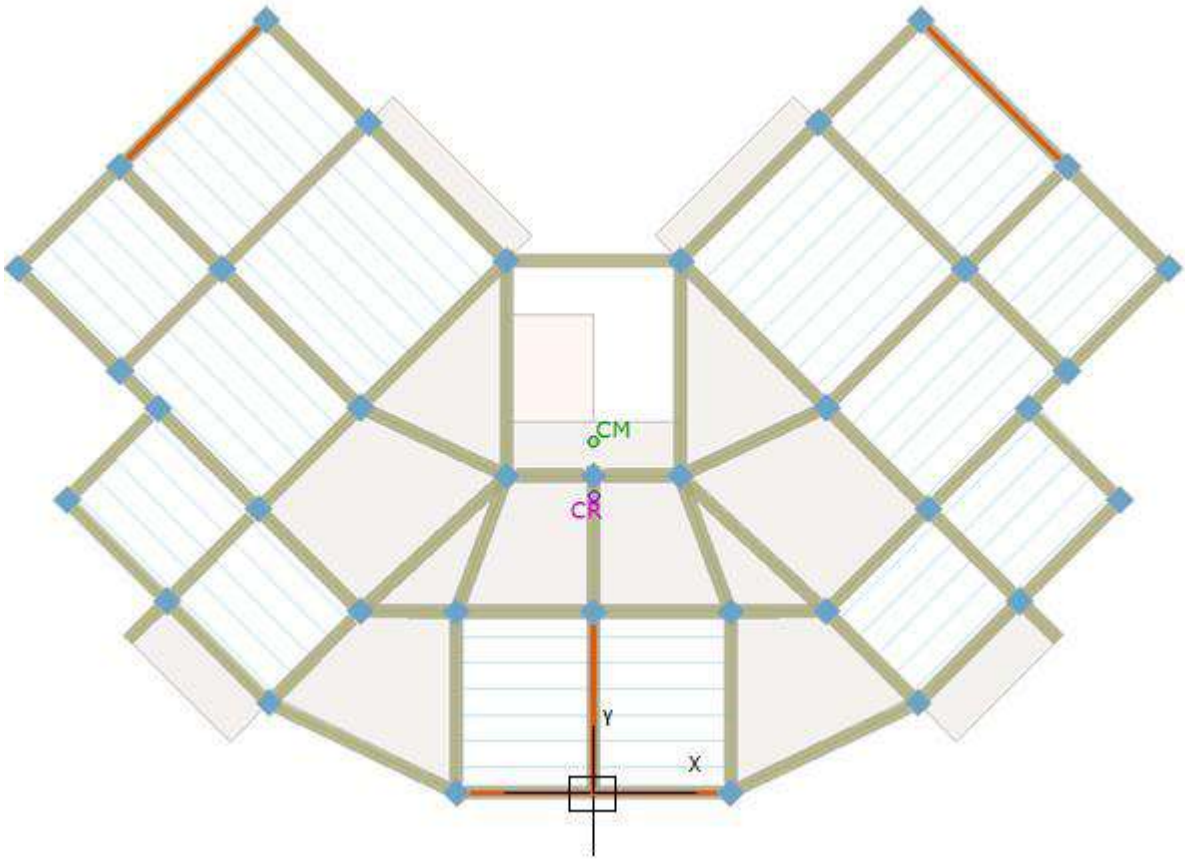


Figure.IV.1. Disposition des voiles (vue en plan).

IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité (Tableau VI.1)

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

Diaphragme N°	Niveau(m)	W_i (kN)	X_G (m)	Y_G(m)	$\sum K_x(m^4)$	$\sum Ky(m^4)$	XR (m)	YR (m)
H_ DIAPH_ 3,06	3,06	4686.764	0.000	8.242	2.98E+06	2.462E+06	-1.995	10.256
G_ DIAPH_ 6,12	6,12	4211.974	0.000	8.151	2.98E+06	2.462E+06	0.015	6.870
F_ DIAPH_ 9,18	9,18	4149.613	0.000	8.147	2.98E+06	2.462E+06	0.012	6.961
E_ DIAPH_ 12,24	12,24	4093.816	0.000	8.143	2.98E+06	2.462E+06	0.009	6.964
D_ DIAPH_ 15,30	15,30	4038.019	0.000	8.139	2.98E+06	2.462E+06	0.007	6.959
C_ DIAPH_ 18,36	18,36	3988.787	0.000	8.135	2.98E+06	2.462E+06	0.005	6.950
B_ DIAPH_ 21,42	21,42	3920.591	-0.006	8.133	2.98E+06	2.462E+06	0.003	6.941
A_ DIAPH_ 24,48	24,48	3713.735	0.000	8.181	2.98E+06	2.462E+06	0.002	6.919

IV.3.3.2. Excentricité

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

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

Avec :

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

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_X = E_{X\,thé} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,thé} + E_{Y\,add}$$

- **Dimensions du bâtiment** :

Longueur du bâtiment = 23.35 m

Largeur du bâtiment =23.35 m

- **Excentricité admissible** :

Excentricité suivant Lx = 15 %.L_X = 3.50 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.L_Y = 3.50 m

Tableau.IV.2. Excentricité suivant les deux directions.

Niveau(m)	Excentricité suivant X			Excentricité suivant Y		
	$E_X(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$	$E_Y(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$
3,06	1.995	3.50	Oui	2.014	3.50	Oui
6,12	0.015	3.50	Oui	1.281	3.50	Oui
9,18	0.012	3.50	Oui	1.186	3.50	Oui
12,24	0.009	3.50	Oui	1.179	3.50	Oui
15,30	0.007	3.50	Oui	1.180	3.50	Oui
18,36	0.005	3.50	Oui	1.185	3.50	Oui
21,42	0.009	3.50	Oui	1.192	3.50	Oui
24,48	0.002	3.50	Oui	1.262	3.50	Oui

- **Commentaries**

Pour tous les niveaux, on a l'excentricité est inférieure à l'excentricité admissible.

IV.4. Choix de la méthode de calcul

IV.4.1. Introduction

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

- Méthode statique équivalente.

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 14m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

➢ Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v23.2.0 ».

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

IV.4.2.1. Principe de la méthode

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

IV.4.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v23.2.0 " est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & \text{pour: } 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{pour: } T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T > 3\,\text{sec} \end{cases}$$

IV.4.2.3.1. Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 »)

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :

(Zone III, groupe d'usage 2)⇒A=0,15

IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η

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

IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement R

Conformément à cet article, ce bâtiment doit vérifier les conditions suivantes

: Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc : R = 4 (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).

Suivant l'axe (X) :

Tableau.IV.3.1. Justification du coefficient du comportement suivant (X).

niveau (m)	sollicitations dues aux charges verticales		sollicitations dues aux charges horizontales	
	N_z/poteaux (%)	N_z /voiles (%)	T_x /poteaux (%)	T_x /voiles (%)
24,48	**82.860**	**17.140**	55.917	44.083
21,42	**82.473**	**17.527**	33.542	66.458
18,36	**83.670**	**16.330**	35.779	64.221
15,30	**83.847**	**16.153**	25.553	74.447
12,24	**84.945**	**15.046**	27.176	72.824
9,18	**85.138**	**14.862**	18.222	81.778
6,12	**86.300**	**13.700**	23.599	76.401
3,06	**80.599**	**19.401**	10.814	89.186

Suivant l'axe (Y) :

Tableau.IV.3.2. Justification du coefficient du comportement suivant (Y).

niveau (m)	sollicitations dues aux charges verticales		sollicitations dues aux charges horizontales	
	N_z/poteaux (%)	N_z /voiles (%)	T_y /poteaux (%)	T_y /voiles (%)
24,48	**84.481**	**15.519**	59.688	40.312
21,42	**84.271**	**15.729**	38.501	61.499
18,36	**85.392**	**14.608**	41.375	58.625
15,30	**85.572**	**14.428**	30.671	69.329
12,24	**86.667**	**13.333**	32.563	67.437
9,18	**86.915**	**13.085**	23.359	76.641
6,12	**88.126**	**11.874**	30.200	69.800
3,06	**81.350**	**18.650**	05.201	94.799

IV.4.2.3.4. Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

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

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

Tableau.IV.4.: détermination du facteur de qualité Q de la structure.

Critère (q)	Suivant X		Suivant X	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0 ,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0,1		0,1	
Q	1,1		1,1	

IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique

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

IV.4.3.1. Analyse modale

IV.4.3.1.1. Comportement modal

Tableau.IV.5.: Le comportement des trois premiers modes.

Modes	1	2	3
Période (s)	0,532	0,497	0,392
Participation massique suivant X	0.01%	60.61%	1.33%
Participation massique suivant Y	63.74%	0.01%	0.00%
Participation massique suivant Z	0.00%	1.39%	59.33%
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour l'axe Z

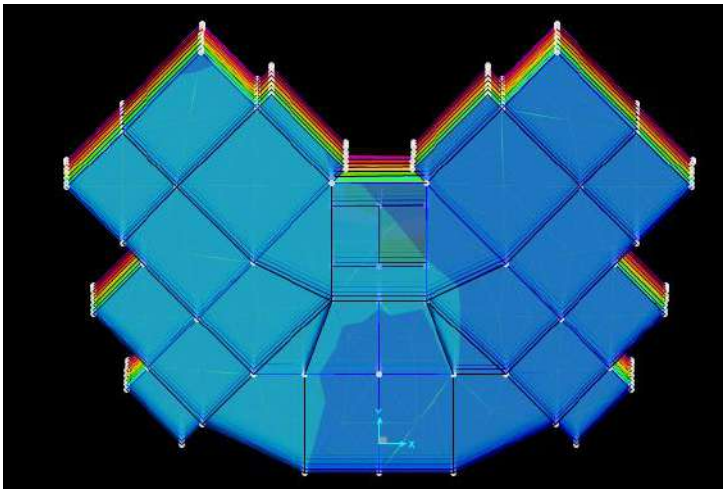
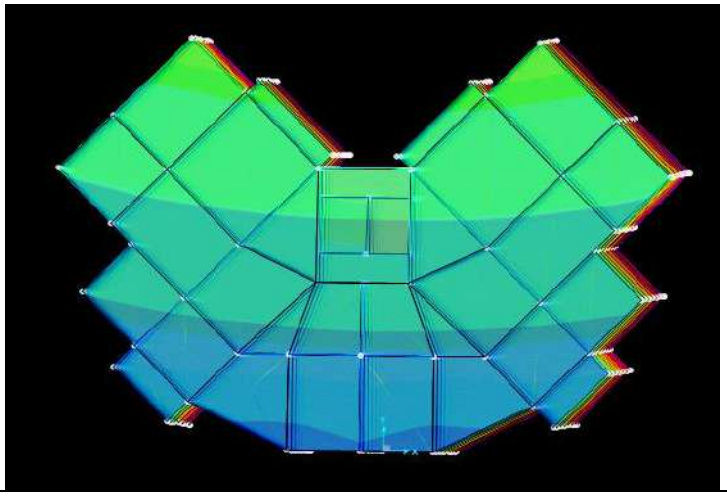
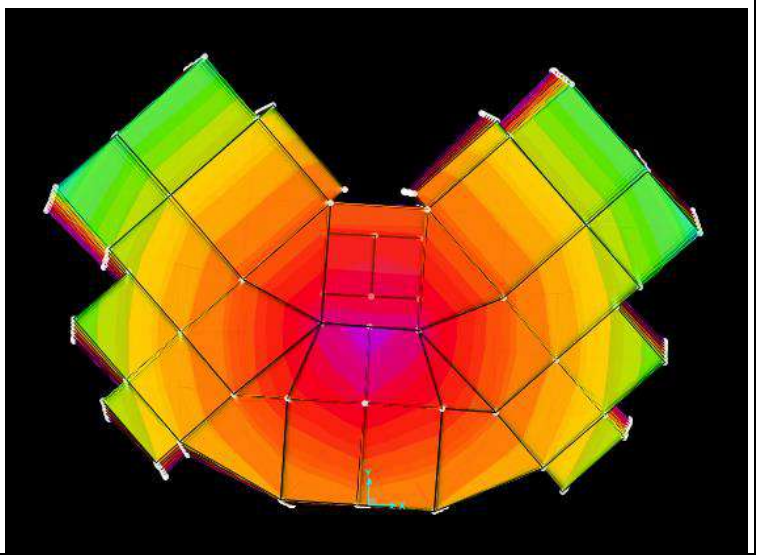
Les modes	Les figures
a)Mode1(translation suivant Y)	
b) Mode2(translation suivant X)	
c) Mode3(rotation auteur de Z)	

Figure.IV.2. Le comportement des trois premiers modes

IV.4.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après : [1] ►► [Art4.3.4 a] ◄

Tableau.IV.6. Comportement des trois premiers modes.

Mode N°	Période (s)	Cumules des masses modales effectives (%)		
		U_X	U_Y	R_Z
1	0,533	0.01	63.92	0.00
2	0.502	60.66	0.02	1.50
3	0,369	1.45	0.00	59.42
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
36	0.045	88.842	87.505	87.388
37	0.044	88.843	90.337	87.400
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
40	0.043	88.864	90.742	87.494
41	0.037	90.092	90.745	87.652
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
68	0.029	91.295	92.816	89.094
69	0.029	91.629	92.816	90.568

- **Commentaries**

La structure a été dissipé de 90 % de l'énergie stockée au 69 modes avec un temps égale à « T=4.681 sec ».

IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique

IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure

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

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par

la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Donc, il faut vérifier que :

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

- **Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 « Art4.2.3 ») :**

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

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W \quad , \quad V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0,15

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{pour: } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour : } T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{pour : } T \geq 3\,\text{sec} \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. (Site 3) ⇒ $T_2 = 0{,}50\text{sec}$

η: Facteur de correction d'amortissement.

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

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09 h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0{,}09 \times 29{,}16}{\sqrt{36{,}6}} = 0{,}433 \quad , \quad T_y = \frac{0{,}09 \times 29{,}16}{\sqrt{24{,}6}} = 0{,}529$$

$$\Rightarrow D_x = 2{,}205 \quad , \quad D_y = 2{,}205$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 4

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1{,}1$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = G_i + \beta_1 Q + \beta_2 Q \,, \quad \beta_1 = 0{,}2 \;,\; \beta_2 = 0{,}6$$

$$\Rightarrow W = \quad 32628.771\ \text{kN}$$

On représente les résultats dans le tableau VI.7

Tableau.IV.7. Les valeurs de la force sismique.

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	W(kN)	V_x(kN)	V_y(kN)
0 ,25	2,205	2,205	1,1	1,1	4	32628.771	4959.573	4959.573

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.23.2.0 » sont :

$$V_{tx} = 3970.618\ kN \quad , \quad V_{ty} = 4000.386\ kN$$

Tableau.IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V(kN)	V_t(kN)	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \geq 0,8$
Sens X	4959.573	3970.618	0,801	CV
Sens Y	4959.573	4000.386	0,807	CV

b) Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation, et le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. La structure est stable au renversement si :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

Tableau.IV.9.Vérification de la stabilité au renversement.

moment de renversement		moment de stabilité	
$M_R = \Sigma M_{ri} = \Sigma h_i.F_i$		$M_S = \Sigma M_{si} = \Sigma X_{Gi}.W_i$	
M_{rx} (kN.m)	63417.13	M_{ry} (kN.m)	68007.47
M_{sx} (kN.m)	1126111.81	M_{sy} (kN.m)	903376.41
M_{sx} / M_{rx}	**17.75> 1,5**	M_{sy} / M_{ry}	**13,28> 1,5**

- **Commentaire :**

La structure est stable vis-à-vis au risque de renversement.

c) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »)

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

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

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

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

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

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

$$\Rightarrow \Delta_{adm} = 0{,}01h_e$$

h_e : La hauteur d'étage

Suivant l'axe (X) :

➢ **Tableau.IV.10.1.** Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (X).

Diaphragm N°	Niveau(m)	δx(cm)	R.δx(cm)	ΔX(cm)	0,01.h(cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
A_DIAPH_24,48	24,48	1.926	7.704	1.260	3,06	Ok	2.88	3,5
B_DIAPH_21,42	21,42	1.611	6.444	1.296	3,06	Ok	2.96	3,5
C_DIAPH_18,36	18,36	1.287	5.148	1.288	3,06	Ok	2.95	3,5
D_DIAPH_15,30	15,30	0.965	3.860	1.232	3,06	Ok	2.82	3,5
E_DIAPH_12,24	12,24	0.657	2.628	1.092	3,06	Ok	2.50	3,5
F_DIAPH_9,18	9,18	0.384	1.536	0.896	3,06	Ok	2.05	3,5
G_ DIAPH_ 6,12	6,12	0.160	0.640	0.580	3,06	Ok	1.33	3,5
H_ DIAPH_ 3,06	3,06	0.015	0.060	0.060	3,06	Ok	0.14	3,5

Suivant l'axe (Y) :

➢ **Tableau.IV.10.2.** Vérification des déplacements inter-étages suivant l'axe (Y).

Diaphragm N°	Niveau(m)	δy(cm)	R.δy(cm)	ΔY(cm)	0,01.h(cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
A_DIAPH_24,48	24,48	2.090	8.360	1.300	3,06	Ok	2.97	3,5
B_DIAPH_21,42	21,42	1.765	7.060	1.356	3,06	Ok	3.10	3,5
C_DIAPH_18,36	18,36	1.426	5.704	1.360	3,06	Ok	3.11	3,5
D_DIAPH_15,30	15,30	1.086	4.344	1.328	3,06	Ok	3.04	3,5
E_DIAPH_12,24	12,24	0.754	3.016	1.204	3,06	Ok	2.75	3,5
F_DIAPH_9,18	9,18	0.453	1.812	1.012	3,06	Ok	2.32	3,5
G_ DIAPH_ 6,12	6,12	0.200	0.800	0.712	3,06	Ok	1.63	3,5
H_ DIAPH_ 3,06	3,06	0.022	0.088	0.088	3,06	Ok	0.20	3,5

➢ **Commentaire**

Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux directions.

d) Vérification de l'effet P-Δ. RPA2003 « Art 5.9 »).

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

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

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

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

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

h_k :Hauteur de l'étage " k ".

Si$0.10<\theta_k\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta_k>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau.IV.11. Vérification de l'effet P-Δ.

Niveu (m)	P_k (kN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	h_k (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
24,48	3698.610	1.25	1.30	824.80	826.82	306	0,018	0,019	Vérifiée
21,42	3890.340	1.30	1.36	759.11	760.97	306	0,022	0,023	Vérifiée
18,36	3958.530	1.29	1.36	662.07	663.69	306	0,025	0,027	Vérifiée
15,30	4007.760	1.23	1.33	558.59	559.96	306	0,029	0,031	Vérifiée
12,24	4063.560	1.09	1.20	453.09	454.20	306	0,032	0,035	Vérifiée
9,18	4119.360	0.90	1.01	344.49	345.33	306	0,035	0,039	Vérifiée
6,12	4181.720	0.58	0.71	233.13	233.70	306	0,034	0,042	Vérifiée
3,06	5055.730	0,12	0,14	143.39	142.75	306	0,007	0,011	Vérifiée

IV.4.3.2.2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres :**

Selon CBA93 [Art A.5.1]. On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}\tau = \frac{V_u}{b_0 .d}$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau.IV.12.Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	V_u (kN)	Combinaison	Type de fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30×40	109,35	1.35G+1,5Q	Fissuration peu nuisible	0.97	3,33	CV
Poutres secondaires	30×30	73.00	G+Q+E_{dy}	Fissuration préjudiciable	0.88	4.35	CV
Poutres paliers	25×30	12.04	G+Q+E_{dx}	Fissuration peu nuisible	0,12	3,26	CV

➢ **Commentaire**

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement**.**

- **Les poteaux**

D'appris **(RPA2003 « Art 3.4.b »).** On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

$$\bar{\tau} = \rho \times \mathbf{F_{c28}}\text{ro} = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}040 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \lambda = \frac{\mathbf{L_f}}{\mathbf{i}} = \frac{\mathbf{0,7 \times H}}{(\mathbf{b}/\sqrt{\mathbf{12}})}$$

Tableau.IV.13.Vérification de cisaillement des Poteau. Suivant x :

Section(cm^2)	H(m)	Combinaison	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 35×35	3,06	G+Q-E_{dx}	39.81	0.35	1,88	CV
Poteau 40×40	3,06	G+Q-E_{dx}	48.51	0.323	1,88	CV
Poteau 45×45	3,06	G+Q-E_{dx}	56.29	0.294	1,88	CV
Poteau 50×50	3,06	G+Q-E_{dx}	46.92	0.198	1,88	CV

Tableau.IV.14. Vérification de cisaillement des Poteau. Suivant y :

Section(cm²)	H(m)	Combinaison	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 35×35	3,06	G+Q-E_{dy}	112.56	0.99	1,88	CV
Poteau 40×40	3,06	G+Q-E_{dy}	157.19	1.048	1,88	CV
Poteau 45×45	3,06	G+Q-E_{dy}	182.93	0.956	1,88	CV
Poteau 50×50	3,06	G+Q-E_{dy}	209.08	0.88	1,88	CV

➢ **Commentaire**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement**.**

- **Les voiles :**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% ; La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1{,}4|V_u|}{b.d}$$

Avec :V_u: L'effort tranchant ;b : l'épaisseur de voile ;d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale: $\bar{\tau} = 0{,}2 \, . f_{c28}$

Tableau.IV.15.Vérification du cisaillement des voiles.

type de voile	ep (cm)	L (m)	comb.	V (kN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)
De contreventement	15	4.2	G+Q+E_{dy}	409.11	**1.01**	**5,00**

➢ **Commentaire**

Tous les voiles sont justifiés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement

b) 2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

D'après **(RPA2003 « Art 7.4.3.1 »).**

On doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0{,}3$$

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton

Tableau.IV.16. Vérification de l'effort normal réduit.

Direction	Section (b*h)	$N_d(kN)$	$B_c(mm^2)$	Combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
X	POT(50×50)	1718.87	2304.00	G+Q-E_{dx}	0,298	CV
Y	POT(50×50)	1134.24	2304.00	G+Q-E_{dy}	0.197	CV

Conclusion

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

Tableau.IV.17. Dimensions finales des éléments.

Eléments	Section	Eléments		Section
Poutres principales	30x40	**Voile de contreventement**		15xL
Poutres secondaires	30x30	**Poteau**	5 éme,6 étage	35x35
			3éme, 4étage	40x40
			1er étage. 2éme	45x45
			Sous-sol+ RDC	50x50

CHAPITRE V :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. INTRODUCTION :

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

- **Combinaisons données par le CBA93 :**

ELU (situation durable) : 1.35G + 1.5Q

ELS : G + Q

- **Combinaisons données par le RPA99 version2003 :**

ELU (situation accidentelle) : G+Q±E et 0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le calcul de ferraillage des poutres sera fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires), avec toutes les vérifications nécessaires des contraintes des déformations.

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres :

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

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

Elément	(bxh)	$M_t(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S1}(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	*Combinaison*	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres principales	30x40	54.15	1,35G+1.5Q	4.39	140.75-	$G+Q-E_{dx}$	10.43
Poutres secondaires	30x30	46.40	$G+Q+E_{dx}$	4.48	-56.04	$G+Q+E_{dx}$	5.49

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

Elément	*Section calculée*		*Section choisie*	
Poutres principales	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	4.39	10.43	3HA16=6,03	3HA16 + 4CHP14 = 10.65
Poutres secondaires	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	4.48	5.49	3HA14 = 4.62	3HA14 + 2CHP12 = 6.88

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS:

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

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

Elément	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes en travées*			*Contraintes en appuis*			*Contraintes admissibles*		*Vérification*
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres principales	39.6	-47.6	5.05	191.62	57.98	5.10	133.57	62.48	15	201,63	CV
Poutres secondaires	46.40	-56.05	3.68	133.92	38.01	4.94	139.42	54.66	15	201,63	CV

Section minimale :

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

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

Tableau.V.4. Vérification de section d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	*Vérification*
Poutres principales	10.65	20,1	6	1,2	CV
Poutres secondaires	6,78	11,3	4,5	0,9	CV

V.2.3. Vérification de la flèche :

•Vérification de la flèche des poutres principales.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \Rightarrow \dfrac{0.4}{4.8} = 0.083 \geq 0.0625 & CV \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.071 \geq \dfrac{39.6}{10 * 132{,}92} = 0.029 & CV \\ \dfrac{A}{b * d} = \dfrac{6{,}03}{30 * 37{,}5} = 0.0054 \leq \dfrac{4.2}{f_e} = \dfrac{4.2}{400} = 0.011 & CV \end{cases}$$

•Vérification de la flèche des poutres secondaires.

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \Rightarrow \dfrac{0{,}3}{4.55} = 0{,}075 \geq 0.0625 & CV \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0{,}075 \geq \dfrac{15.39}{10 * 49{,}1} = 0.031 & CV \\ \dfrac{A}{b * d} = \dfrac{4.62}{30 * 27{,}5} = 0{,}056 \leq \dfrac{4.2}{f_e} = \dfrac{4.2}{400} = 0.011 & CV \end{cases}$$

Les conditions sont vérifier.

V.2.4. Ferraillage transversal des poutres :

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

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

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

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

Tableau.V.5. La section d'armatures transversales.

Elément	$V_{max}(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
			$S(ZN)$ *(cm)*	$S'(ZC)$ *(cm)*	
Poutres principales	101.49	0.94	10	15	$4\emptyset8 = 1{,}51$
Poutres secondaires	70.21	0,87	10	15	$4\emptyset8 = 1{,}51$

V.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

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

Tableau.V.6. Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	*Section*	$V_{max}(kN)$	*Combinaison*	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x40	101.49	$1{,}35G + 1{,}5Q$	0.94	3.33	CV
Poutres secondaires	30x30	70.21	$1{,}35G + 1{,}5Q$	0,87	3.33	CV

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

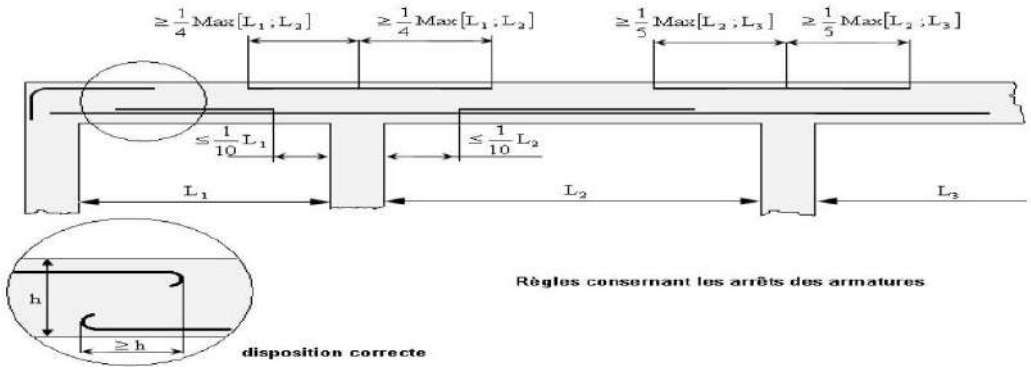


Figure.V.1..Disposition des armatures pour les poutres.

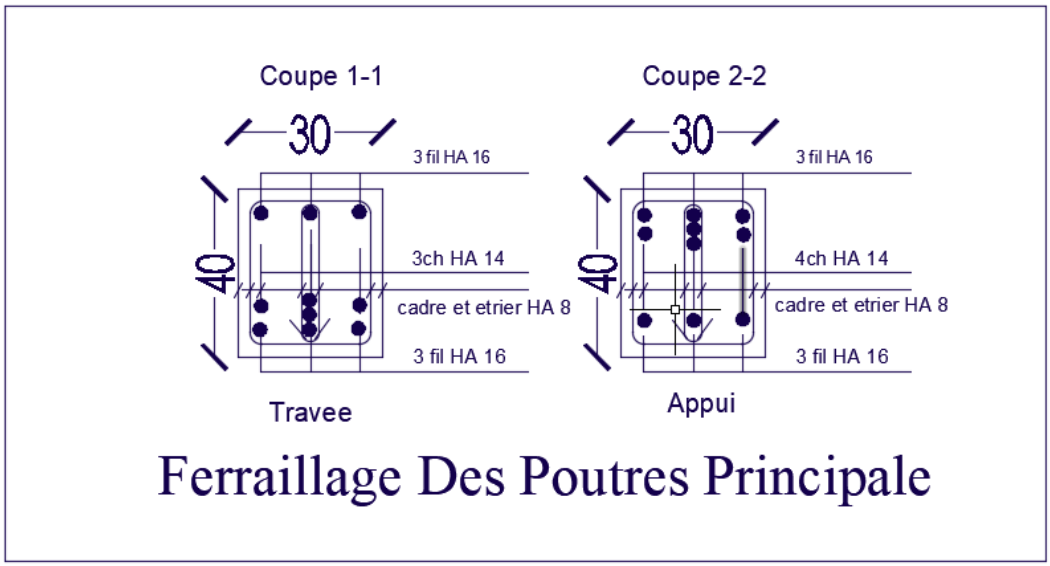


Figure.V.2. Dessin de ferraillage des poutres principales

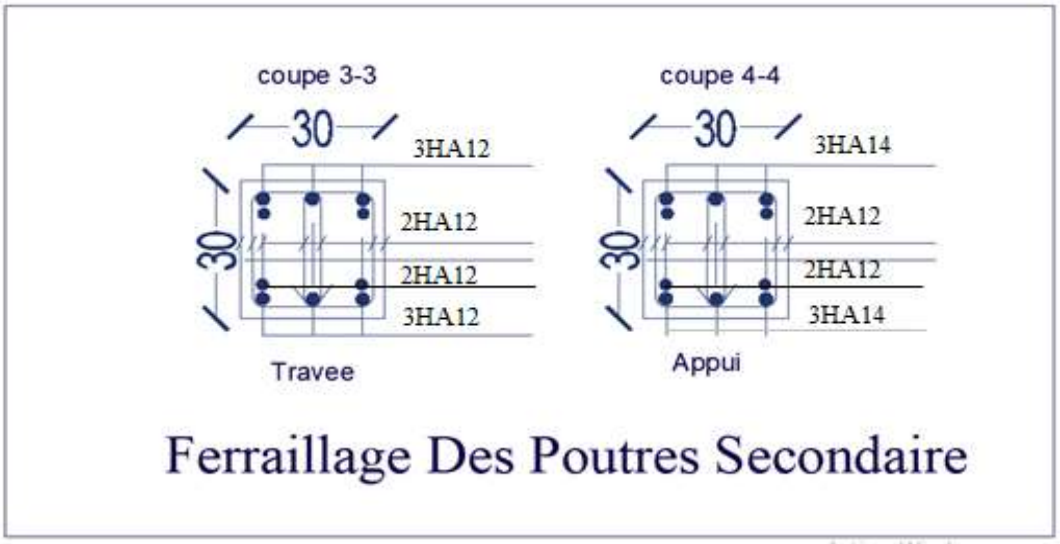


Figure .V. 3. Dessin de ferraillage des poutres secondaires.

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

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

V.3.1. Armatures longitudinales :

V.3.1.1. Recommandations sur le ferraillage minimal :

Selon le CBA93 :

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

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

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIa par :

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \qquad (Zone\ courante)$$

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \qquad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 25 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

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

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

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

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspendent}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}$
- $M_{max}\ et\ et\ M_{correspendant}\ et\ N_{correspendent}$

Remarque :

Les sollicitations sont calculées avec la combinaison 1.35G+1.5Q parce que les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

. **Tableau.V.7.** La section d'armatures des poteaux.

Etage	*Section*	*Combinaison*	*Sollicitations*						$A_{calculée}$ *(cm²)*		$A_{min}(RP$ *(cm²)*	$A_{choisie}$ *(cm²)*
									A_{s1}	A_{s2}		
S-Sol RDC	50x50	$G+Q+E_{dx}$	N_{max}	1491.875	$M_{x\,corr}$	42.876	$M_{y\,cor}$	68.26	2.5	1.5	22.5	12HA16 = **24.13**
		0,8G + E_{dx}	N_{min}	34.569	$M_{x\,corr}$	11.15	$M_{y\,cor}$	7.446	2.9	1.1		
		$G+Q+E_{dy}$	$M_{x\,max}$	95.07	$M_{y\,corr}$	21.46	N_{corr}	1006.40	2.5	1.5		
1éme 2éme	45x45	1.35G+1.5Q	N_{max}	1255.099	$M_{x\,corr}$	4.83	$M_{y\,cor}$	11.22	2,3	1.3	18.23	4HA16+ 8HA14= **20.36**
		0,8G + E_{dx}	N_{min}	13.17	$M_{x\,corr}$	11.18	$M_{y\,cor}$	6.99	2.6	1.00		
		$G+Q+E_{dy}$	$M_{x\,max}$	292.26	$M_{y\,corr}$	8.87	N_{corr}	809.15	3.2	0.4		
3éme 4éme	40x40	1.35G+1.5Q	N_{max}	829.64	$M_{x\,corr}$	6.03	$M_{y\,cor}$	10.77	2	1.2	14.4	4HA16+8HA12= **17.09**
		0,8G + E_{dx}	N_{min}	-2.67	$M_{x\,corr}$	12.93	$M_{y\,cor}$	17.55	1.4	1.8		
		1.35G+1.5Q	$M_{x\,max}$	92.52	$M_{y\,corr}$	17.00	N_{corr}	438.73	4.4	0.5		
5éme 6éme	35x35	1.35G+1.5Q	N_{max}	414.406	$M_{x\,corr}$	6.059	$M_{y\,cor}$	8.95	1.8	1.1	11.025	4HA16+4HA14= **12.57**
		0,8G + E_{dx}	N_{min}	-0.938	$M_{x\,corr}$	10.90	$M_{y\,cor}$	16.34	1.7	1.5		
		$G+Q+E_{dy}$	$M_{x\,max}$	68.477	$M_{y\,corr}$	10.65	N_{corr}	205.47	4.8	0.6		

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

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

Etage	Section	Sollicitations						Type de fissuration	σ_b (MP	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_\iota}$
S-Sol RDC	50x50	N_{max}	1073.94	$M_{x\,cor}$	3.26	$M_{y\,cor}$	10.53	Peu nuisible	3.9	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	416.65	$M_{x\,cor}$	3.01	$M_{y\,cor}$	10.57	Préjudiciable	1.8	25.5	15	201,63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	38.137	$M_{y\,cor}$	17.77	N_{corr}	764.4	Peu nuisible	2.4	/	15	/	Vérifiée
1éme 2éme	45x45	N_{max}	792.622	$M_{x\,cor}$	8.67	$M_{y\,cor}$	9.70	Peu nuisible	3.7	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	471.50	$M_{x\,cor}$	14.33	$M_{y\,cor}$	9.32	Préjudiciable	2.5	37.5	15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	27.10	$M_{y\,cor}$	15.66	N_{corr}	704.4	Peu nuisible	4.4	/	15	/	Vérifiée
3éme 4éme	40x40	N_{max}	604.23	$M_{x\,cor}$	4.43	$M_{y\,cor}$	7.77	Peu nuisible	3.4	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	221.47	$M_{x\,cor}$	0.14	$M_{y\,cor}$	7.65	Préjudiciable	3.5	19.9	15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	23.89	$M_{y\,cor}$	10.43	N_{corr}	533.9	Peu nuisible	4	/	15	/	Vérifiée
5éme 6éme	35x35	N_{max}	301.77	$M_{x\,cor}$	4.45	$M_{y\,cor}$	6.74	Peu nuisible	3.1	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	102.77	$M_{x\,cor}$	0.87	$M_{y\,cor}$	6.14	Préjudiciable	1.4	18.1	15	201.63	Vérifiée
		$M_{x\,max}$	21.62	$M_{y\,cor}$	7.71	N_{corr}	258.9	Peu nuisible	4.8	/	15	/	Vérifiée

V.3.2. Armatures transversales :

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

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

T_u : Effort tranchant.

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

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

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

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{t b_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{t b_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

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

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est négligeable (Système de contreventement 2), donc :

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

Tableau.V.9. La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	*Section*	*Zone*	*t (cm)*	$A_{t\,ch}(cm^2)$
S-Sol RDC	50x50	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
1éme, 2éme	45x45	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
3éme, 4éme	40x40	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
5éme, 6éme	35x35	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01

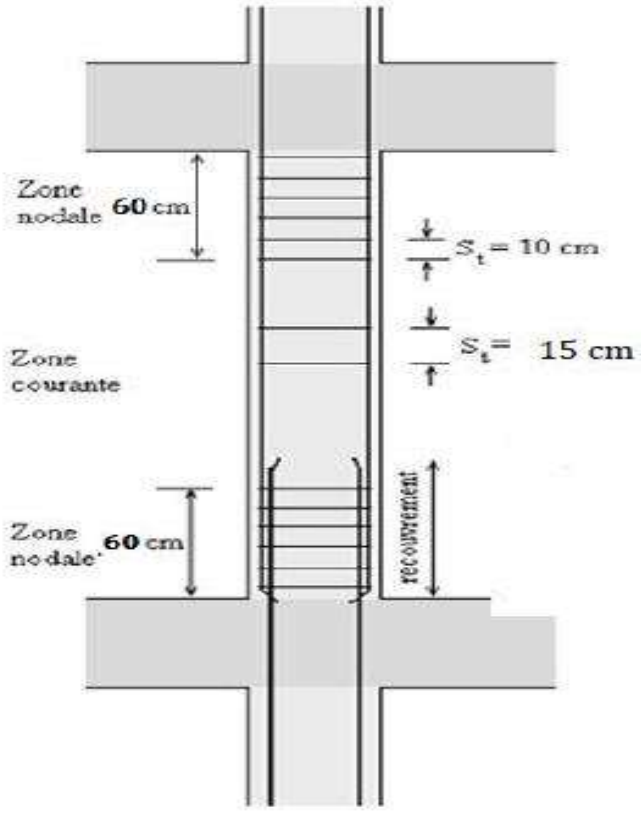


Figure.V.4..Disposition des armatures pour le poteau.

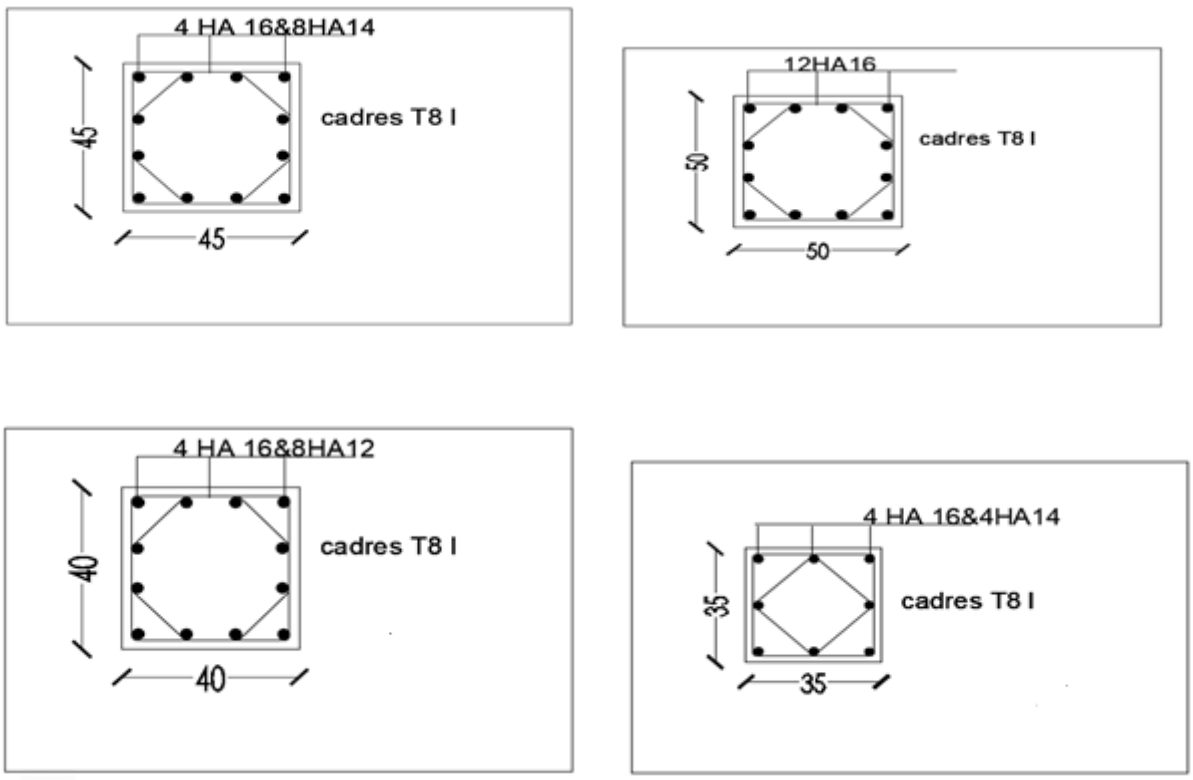


Figure.V.5. Dessin de ferraillage des poteaux

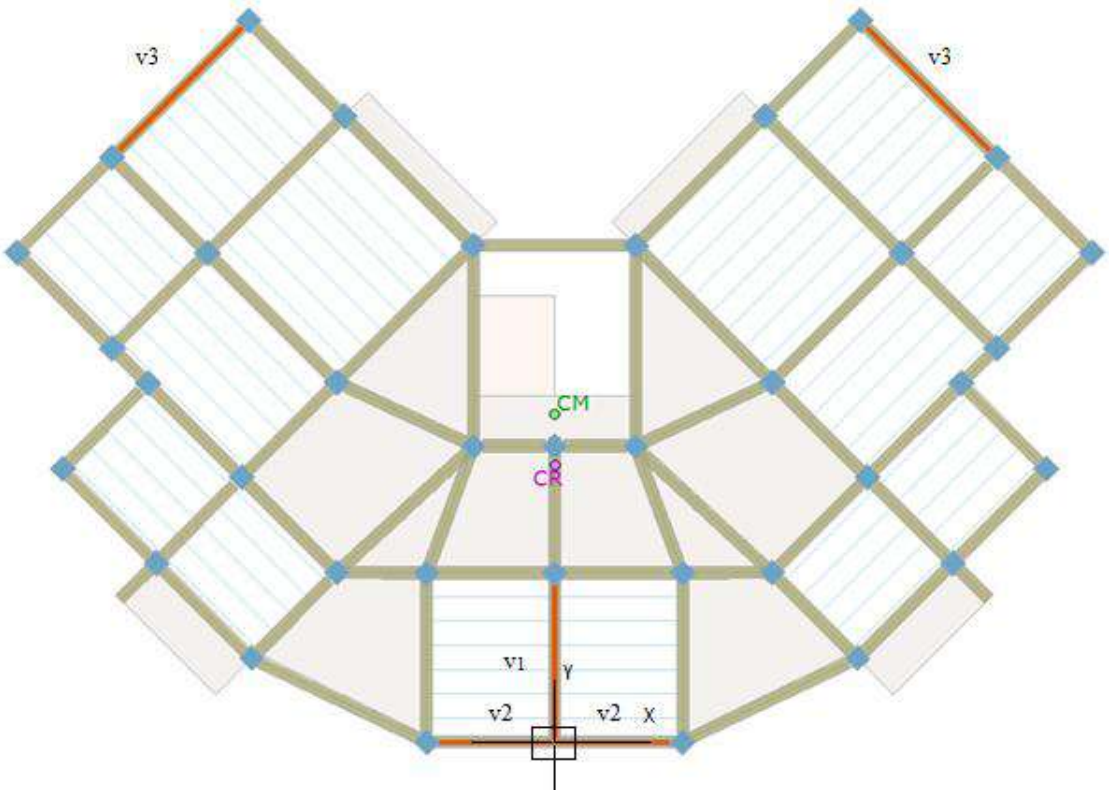
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

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

Dans notre projet on a des voiles pleines.

Le ferraillage des voiles pleines sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des forces.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), le ferraillage des trumeaux sera calculé par la méthode des forces (comme les voiles pleines), et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple ou bien en traction/compression.



V.4.1. Ferraillage des trumeaux :

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales :

Nous utilisons la méthode des forces (annexe)

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0{,}2\%B_tB_t$: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0{,}15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0{,}1\%B_cB_c$: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0{,}1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0{,}5\% \qquad \Rightarrow \qquad A_v \geq 0{,}1\%B_t$$

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

Tableau.V.10. La section calculée d'armatures verticales des voiles.

Voile	S cm²	D Cm	C Cm	L/10 Cm	N kN	M kN.m	Cas	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²
V1	15x420	494	26	42	3008.91	1925.45	**S.P.C**	18,20	0,00
V3	15x480	494	26	48	3051.22	1935.56	**S.P.C**	19.35	0,00

Tableau.V.11. La section choisie d'armatures verticales des voiles.

Voile	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²	$A_{choisie}$ cm²	$A_{courante\ choisie}$ cm²	$Av_{globale}$ cm²
V1	18,20	0,00	2x(5HA16)=20,11	2x(20HA8)=20.10	50.03
V3	19.35	0,00	2x(5HA16)=20,11	2x(20HA8)=20.10	50.03

V.4.1.2. Vérification des contraintes normal à L'ELS

Tableau.V.12. Vérification des contraintes normales des voiles.

Voile	S cm²	N Kn	M kN.m	σ_b MPa	σ'_s MPa	σ'_s MPa	Vérification
V1	15x420	1910,077	46,84	2,38	0,00	35,64	Oui
V3	15x480	1972.126	63.23	2.68	0,00	35.64	Oui

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

$$\tau = \frac{Vu}{b \times d} \leq 6\bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1{,}4 \times T$$

Tableau.V.13.Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	S cm²	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
V1	15x420	664,204	1,30	5	Oui
V3	15x480	683,361	1.95	5	Oui

V.4.2. Calcul des 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 D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b

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

Tableau.V.14. La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles.

Voile	h_e cm	T Kn	τ MPa	$Av_{globale}$ cm²	Ah cm²	$Sh_{choisie}$ Cm	Ah_{ch} cm²
V1	306	664,204	1,30	50.03	36,19	10	2x(20HA12)=45,24
V3	306	683.361	1.95	50.03	36.19	10	2x(20HA12)=45,24

V.4.3. 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 (RPA Art 7.7.4.3).

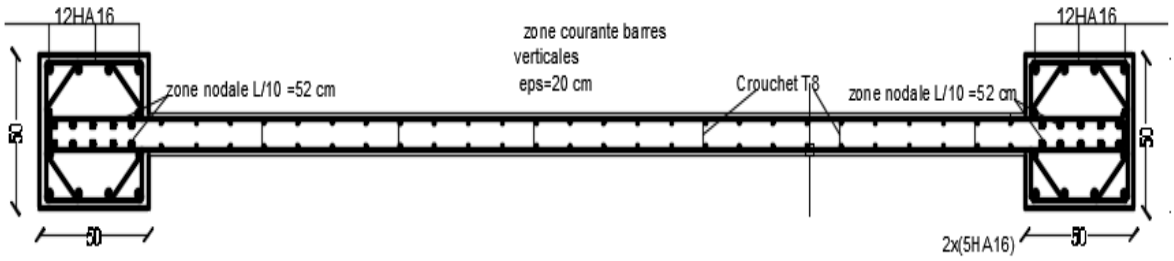


Figure.V.6. Dessin de ferraillage des voiles pleines

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $50.\emptyset_{max}$ en zone III.

V.4.4. Ferraillage des linteaux

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0{,}06 f_{c28} \quad \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad , \quad \overline{V} = 1{,}4 V_u$$

V.4.4.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0{,}06 f_{c28}$)

On devra disposer :

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

V.4.4.1.1. Aciers longitudinaux

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1{,}4 M_u$$

V.4.4.1.2. Aciers transversaux

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

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

Linteaux longs :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\overline{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

$Z = h - 2d'$

$\overline{V} = 1{,}4V_u$

Linteaux courts :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\overline{V} + (A_t \times f_e)}$$

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

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

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

$$M_c = V_l \times f_e \times Z$$

V.4.4.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \leq 0{,}06.f_{c28}$)

a) 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.

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

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

Ferraillage minimal : RPA2003 **« Art 7.7.3.3 »**

b) Armatures longitudinales

$$(A_l, A_l') \geq 0{,}15\%\ (b \times h)$$

c) Armatures transversales

$$\text{Pour} : \tau_b \leq 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0015\ b \times s$$

$$\text{Pour} : \tau_b > 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0025\ b \times s$$

s : Espacement entre les cadres

d) Armatures de peau

$$A_c \geq 0{,}002 \times b \times h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau.V.15. Choix de la méthode de calcul.

Voile	Niveau	e cm	H cm	L cm	V kN	M kN.m	τ_b MPa	$\tau_b \leq 0{,}06.f_{c28}$	Cas
V2	RDC-6ème	15	186	320	378,45	127,86	1,19	Oui	Flexion simple

Flexion simple :

Tableau.V.16. La section d'armatures des linteaux.

Voile	Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)			$A_{choisie}$ (cm²)			
		A_l	A_t	A_p	A_l	S_t (cm)	A_t	A_p
V2	9ème -10ème	2,33	0,93	9,85	2x(2HA12)=4,52	15	2HA10=1,57	2x(14HA12)=31,67

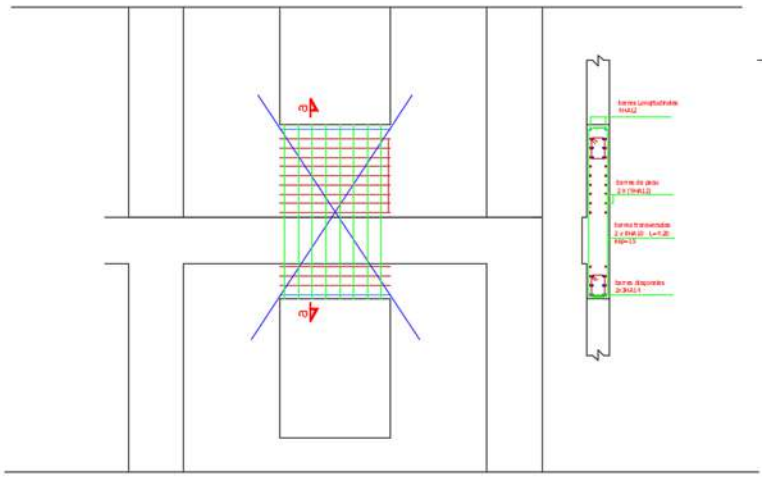


Figure.V.7. Dessin de ferraillage des linteaux

CHAPITRE VI :
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur l^{er} premier mètre.

La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux…).

La distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0,0m peut être de 80cm à 1m.

Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de gros béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se reposer sur le gros béton. La couche de gros béton se compose de (tout-venant(TVO) +ciment +eau).

VI.2. Connaissance du site et du sol

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

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol de nature Argiles marneuses légèrement sableuse
- De faible humidité et de moyenne compacité. (**W % = 14,84%**)
- De Moyenne cohésion. (**c = 0,40 bars**)
- L'angle de frottement est de ($\boldsymbol{\varphi}$ **=22°**)
- Le PH est proche de la neutralité. (**7,94**)
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle. (**0 %**)
- Le taux de carbonates est moyen. (**35 %**)

VI.3. Etude Préliminaire Du Choix De Type De Semelle

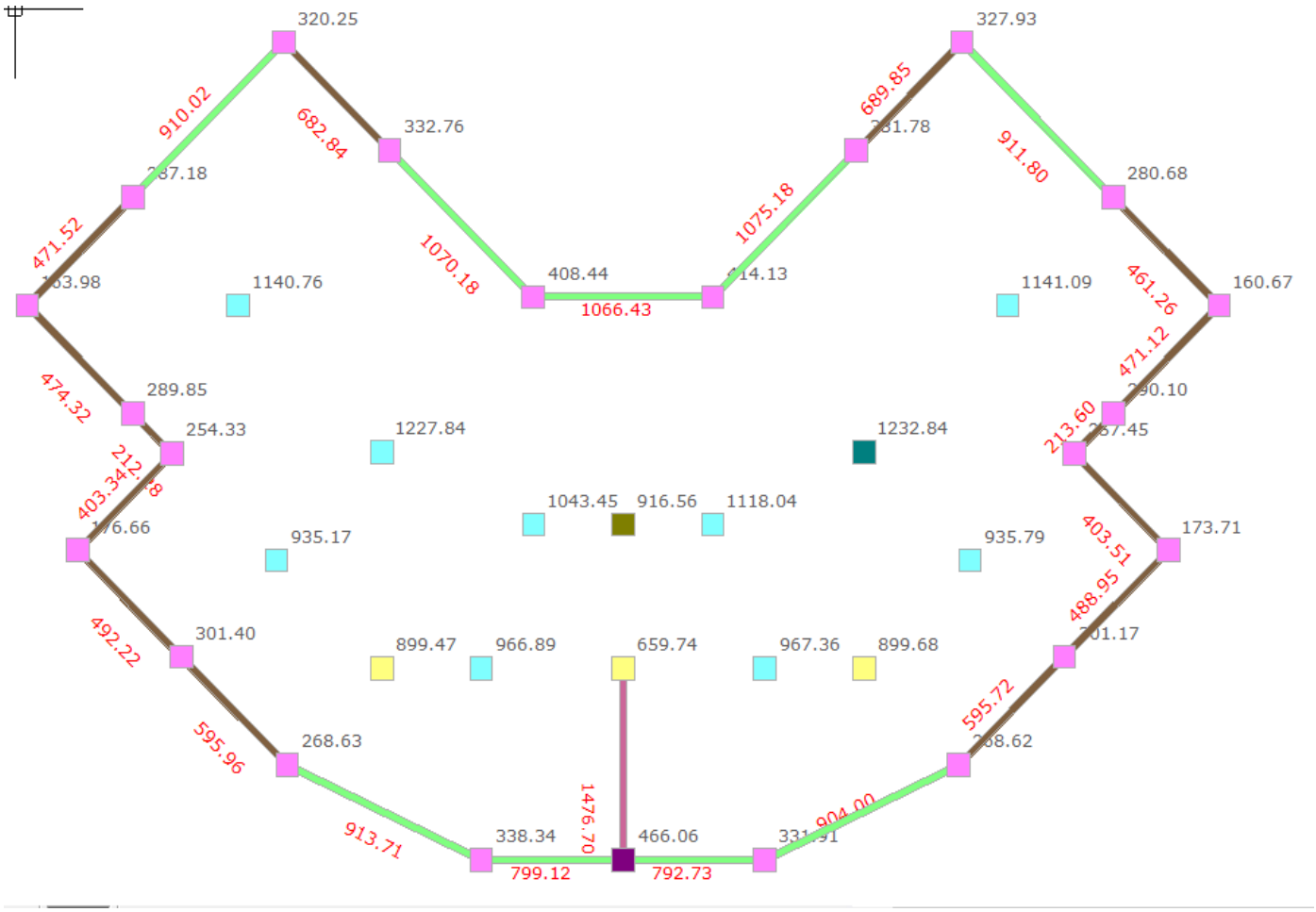
La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2.00 bars**

La profondeur d'ancrage de **2,00 m** par rapport au niveau du sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant : Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.4. Les efforts normaux à base de la structure

- A l'ELS



Figur.VI.1. Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

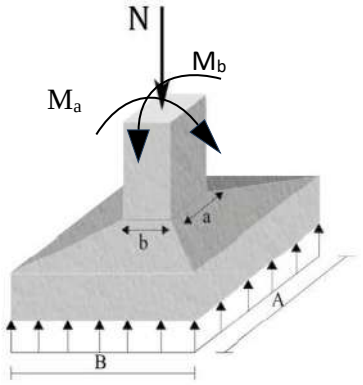
- **VI.4.1Calcul des semelles isolées**
- **VI.4.1.1.Dimensionnement des semelles isolées**

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} ; \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = \frac{a}{b}.B ; B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} ; h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Avec :

A,B : longueur et largeur de la semelle. a, b : longueur et largeur du poteau

Nser : effort normal a l'ELS



FigureVI.2 : Semelle isolée.

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

Poteaux	S	A cm	B cm	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	A cal (m)	B cal (m)	A ch (m)	B ch (m)	h cal (cm)	Hch (cm)
car	S1	50	50	1232.84	0.71	-2.98	3.72	3.72	3.8	3.8	62	65
	S2	50	50	899.67	-10.88	1.22	2.87	2.87	3	3	48	50
	S3	50	50	466.06	9.73	3.04	2.41	2.41	2,50	2,50	41.5	45

VI.4.1.2.Vérification de l'interférence entre deux semelles

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

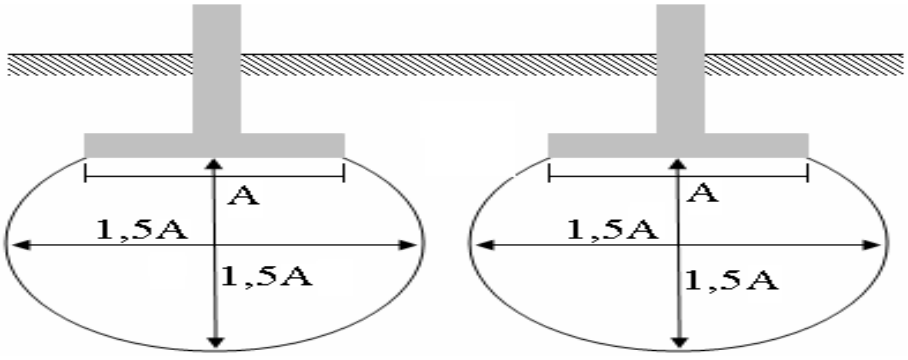


Figure.VI.3. Les bulbes de pression sous la semelle.

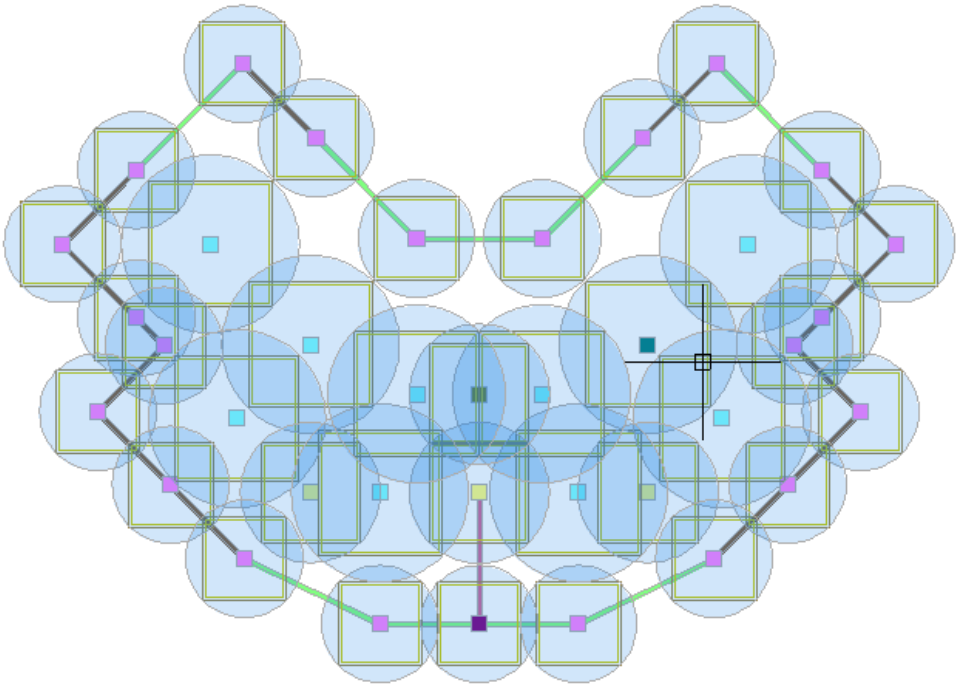


Figure VI.4 : chevauchement Des bulbes de pression sous la semelle.

➢ **Remarque**

D'après le Figure VI.2, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on a 1 types de semelle a étudié : et les semelles filantes.

VI.4.2. Calcul des semelles filantes

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

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

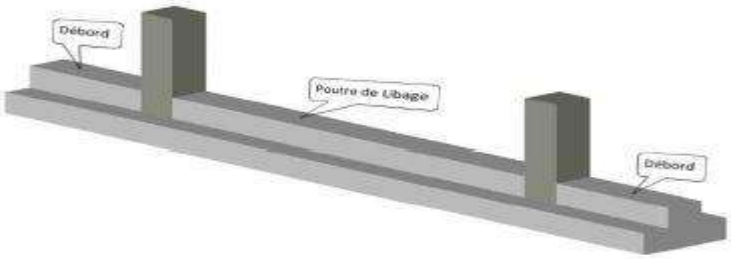


Figure VI.5. : Semelle filantes sous plusieurs poteaux.

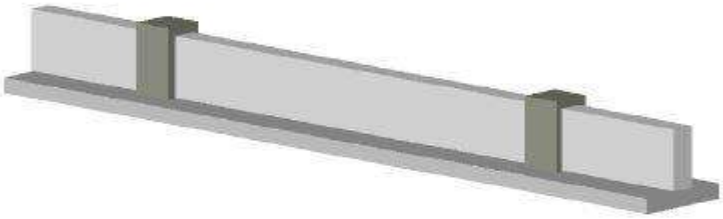


Figure VI.6. : Semelle filantes sous voiles.

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles filantes

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

$$\frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \quad \Longrightarrow \quad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]} \quad ; \quad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

On doit vérifier **:**

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

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

Tbleau.VI.2. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	L m	$\sum N_{ser}$ kN	$B_{calculé}$ m	$B_{adopté}$ m	$h_{calculé}$ cm	$h_{adopté}$ cm	$\sigma_{sol\ calculé}$ MPa	$[\sigma_{sol}]$ MPa
Sf-1	11.15	4001.62	1.85	2.00	38	40	1,35	2.00
Sf-2	10.80	4200.99	1,85	2.00	38	40	1,46	
Sf-3	7.9	3881.01	1.32	2.00	38	40	1,10	
Sf-4	4.20	3456.21	1,48	2.00	38	40	1,48	

VI.4.2.2. Vérification de la stabilité au renversement.

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

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

Tbleau.VI.3. Vérification de renversement des semelles filantes.

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	1075,05	11,03	0,53	2,00	50,00	Oui
Sf-2	2905,38	14,89	0,3	2.00	50.00	Oui
Sf-3	1657,77	8,53	0,51	2.00	50,00	Oui
Sf-4	2087,21	28,14	0,68	2.00	50.00	Oui

VI.4.2.3Vérification de poinçonnement de semelle filante

$$F \leq F_{Limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Tbleau.VI.4. Vérification de poinçonnement de la semelle filante.

Semelle filante	H Cm	F_{limite} kN	F_u kN	Vérification
	40.00	1897,50	2839,11	Non

- **La condition n'est pas vérifiée donc on doit prévoir la poutre de libage.**

VI.4.3. Prédimensionnement de la poutre de libage

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura inferieur à la largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol : $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5kll^4max}{E}}$

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164,2MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille

- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3 moyenne sol).
- h_p : la hauteur de la poutre de libage

Tbleau.VI.5. Prédimentionnment de poutre de libage.

Poutre de libage	L_{max} M	$h_{pcalculé}$ m	$h_{padopté}$ m	b_p m
	10.80	86,91	90	0,60

VI.4.3.1Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage

$$F \leq F_{Limite} = 0{,}045.u_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Tbleau.VI.6. Vérification de Poinçonnement de la poutre de libage.

Poutre de libage cm²	Nu kN	F limite kN	Nu≤ F_{limite}
60x90	2839,11	4050,00	Vérifiée

VI.4.3.2. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU

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

$\tau = \frac{T_u}{b \times d}$; $\bar{\tau}$ = min ($\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa) = 2,50 MPa…… (Fissuration préjudiciable).

Tbleau.VI.7. Vérification de cisaillement de poutre de libage.

Elément	b cm	h cm	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
Poutre de libage 1	60	90	746,64	1,46	2,50	Oui

VI.4.3.3. Ferraillage Poutre de libage

Pour le ferraillage on a deux poutres de libage a ferraillé de même section mais d'effort normal diffèrent.

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

$\sigma_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1{,}35 \times (P_{semelle}) + P_{poutre\ de\ libage}}{B \times L}$ $\sigma_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{semelle}) + P_{poutre\ de\ libage}}{B \times L}$

Avec :

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

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

$F_{ELU} = \sigma_{ELU}$ x B $F_{ELS} = \sigma_{ELS}$ x B

La quantité de ferraillage calculé est très grand donc on a adopté une solution de crée des poutres de libage à mi travée (dans les travée longs).

Tbleau.VI.8. Détermination des valeurs de (F) de la poutre de libage.

Elément	σ_{ELU} KN/m²	σ_{ELS} KN/m²	F ELU KN/ml	F ELS KN/ml
Poutre de libage 1	1,51	1,23	302,00	246,00

VI.4.3.4. Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tbleau.VI.9. Ferraillage longitudinal de poutre libage.

Elément	bxh cm²	M_t kN.m	M_a kN.m	As1	As2
Poutre de libage 1	60x90	428,73	-525,14	14,67	18,13

VI.4.3.5. Armatures choisis en travées et en appui

Tbleau.VI.10. Ferraillage longitudinal de poutre libage choisis.

Elément	M_{max}(kN.m)		$A_{calculées}$(cm²)		$A_{choisie}$(cm²)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
Poutre de libage 1	428,73	-525,14	14,67	18,13	8HA16 = 16,08	10HA16=20,11

Sections minimale :

A_{min} = 0,5 % b.h (cm²) RPA99v2003 (Art.7.5.2.1).

Section tendue = A_{tmin} = 0,1 % b.h (cm²) CBA93 (Art.B.6.4).

Tbleau.VI.11. Vérification de sections d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification
Poutre de libage	26,14	30,16	30,00	6,00	Oui

VI.4.3.6. Vérification des contraintes a L'ELS [2]

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

Tbleau.VI.12. Vérification des contraintes a L'ELS.

Elément	M_{ser}(kN.m)		σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Vérifiée	σ_s MPa	σ_s' MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérifiée
Poutre de libage	Appui	-427,76	6,46	15	Oui	201,63	84,33	201,63	Oui
	Travée	349,23	5,70	15	Oui	201,63	73,33	201,63	Oui

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$n'est pas vérifiée donc on doit recalcule la section d'armature à l'ELS.

VI.4.3.7. Armature transversale

Tbleau.VI. 13. Armateurs transversale.

Elément				Espacement et Armatures			
B cm	H Cm	T kN	Tu MPa	ZN cm	ZC cm	Φ mm	At cm²
60	90	746,64	1,46	10	15	8	4HA8=2,01

VI.4.3.8. Vérification de la flèche a L'ELS [2]

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Tbleau.VI.14. Vérifications préliminaire de la flèche.

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
Poutre de libage 1	0,16	0,0625	CV	0,16	0,10	CV	0,003	0,0105	CV

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93 [2]

$[\mathbf{f}]adm = \frac{L}{500}$ Si $L \leq 5$ m.

$[\mathbf{f}]adm = 0.5\ cm + \frac{L}{500}$ Si > 5 m.

Tbleau.VI.15. Vérification de la flèche de poutre de libage.

Poutre			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
b	H	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As_1	As_2	[f]	$[f_{adm}]$	
cm	Cm	M	kN.m			cm^2		mm		**Oui**
60	100	5,50	-149,86	635,44	-607,72	36,19	0,00	2,0	15,60	

VI.4.3.9. Armatures de peau [2]

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 90 cm le CBA93 [2] exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins $3cm^2/m.l$ posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap= $5,40cm^2$, donc on adopte 6HA12=$6,79cm^2$.

VI.4.4. Ferraillage des semelles filantes

On a deux cas des semelles filantes

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

VI.5. Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux

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

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

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

Tbleau.VI.16. Vérification l'excentricité des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)$	$\frac{B}{6}(cm)$	$e_0 \geq \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}(cm)$	$e_0 \leq \frac{B}{18}$
Sf-1	2839,11	3,24	1,14	33,33	Pas Vérifiée	11,1	Vérifiée

Donc le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelles avec un diagramme trapézoïdal. Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

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

- Armatures principales

Tbleau.VI.17. Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	N_u KN	A m	B m	$A_{calculée}$ cm^2	$A_{choisie}$ cm^2	St Cm
SF-1	2839,11	5,50	2,00	32,32	37HA12 = 41,85	15

- Armature de repartions

Tbleau.VI.18. Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	Ab/ml cm^2	B M	$A_{rép}$ M	$A_{choisie}$ cm^2	St cm
SF-1	7,92	2,00	3,96	2x(4HA12)=9,05	15

VI.6. Semelle filante (continue) sous un voile

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

Tbleau.VI.19. Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)$	$\frac{B}{6}(cm)$	$e_0 \geq \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}(cm)$	$e_0 \leq \frac{B}{18}$
Sf-3	663,24	1,57	0.23	25,00	Pas Vérifiée	13,88	Vérifiée

- Armatures principales

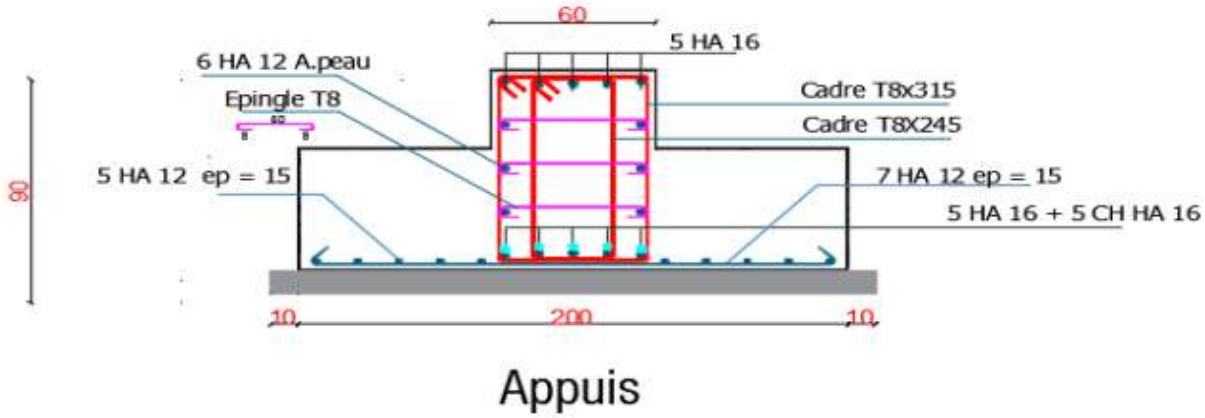
Tbleau.VI.20. Ferraillages des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u/ml KN/ml	M_u/ml KN	e_0(cm)	B m	$A_{calculée}$ cm^2	$A_{choisie}$ cm^2	St cm
Sf-3	663,24	1,57	0.23	2,50	6,67	7HA12=7,92	15

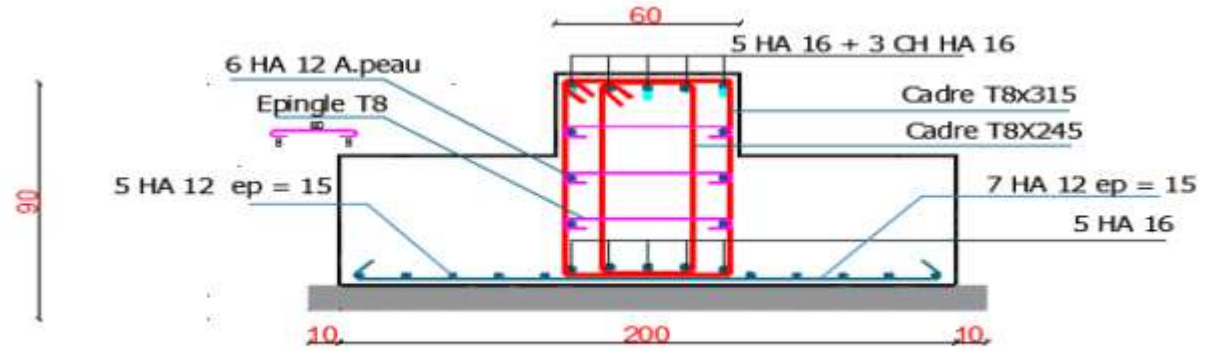
- Armature de repartions

Tbleau.VI.21. Armature de répartitions des semelle filantes sous voiles.

Semelle	Ab cm^2	B M	$A_{rép}$ M	A calculée cm^2	St cm
Sf-3	7,92	250	4,95	16HA12 =18,10 cm^2	15



Appuis



Travèe

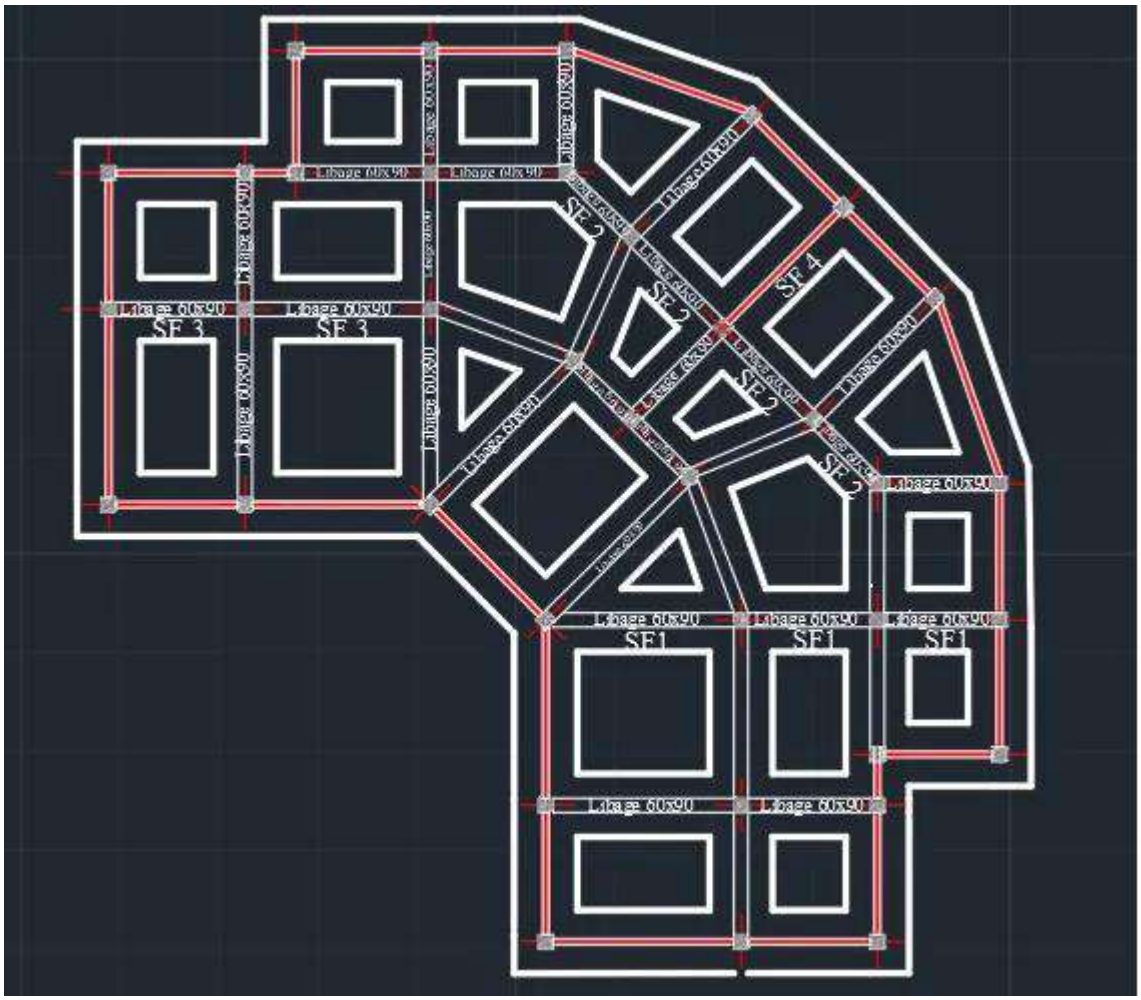


Figure VI.7. Dimensionnement finales des semelles

VI.7. Ferraillage des longrines

Les longrines sont des poutres dimensionnées pour minimiser les déformations due au sol (tassement, gonflement, soulèvement ……) ; minimiser la longueur du flambement des poteaux

Appui continue pour les murs double cloison

VI.7.1. Prédimensionnement

Selon Art 10.1.1 RPA 99 Version 2003

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

Site S3: 25 cm×30 cm , on adopter 30 cm×30 cm.

VI.7.2. Calcul de Ferraillage a L'ELU ou L'ACC

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

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Tbleau.VI.22. Coefficient α.

Site	Zone I	Zone IIa	Zone IIb / III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	**10**
S4	12	10	8

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

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée étant donné que le béton tendu est négligé,

$$Fu = \frac{1692.75}{10} = 169.27\ kN \quad ; \quad A = \frac{Fu}{\sigma s} = \frac{Fu}{Fe/\gamma s} = \frac{169.27}{400/1,15} = 4.87\ cm^2$$

❖ **Choix des Armatures**

➢ Section minimale : 0,6 % x (bxh) = 0,6% 0,30x0,30 = 5,40 cm².

Tbleau.VI.23. Ferraillage des longrines.

Elément	$A_{calculée}$	A_{min} (cm²)	$A_{choisie}$(cm²)
Longrines	4.87	5.40	6HA12 =6.79

VI.7.3. Vérification des contraintes à l'ELS

Type de fissuration : préjudiciable

$$Fser = \frac{Nser}{\alpha} \; ; \; \sigma s = \frac{Fser}{Ach} < \overline{\sigma s}$$

Tbleau.VI.24. Vérification des contraint normal.

Sollicitation a L'ELS		Contraintes normales		Contraintes admissibles		Vérification Oui/Non
Nser kN	A	σb MPa	σs MPa	$\overline{\sigma b}$ MPa	$\overline{\sigma s}$ MPa	
1232.84	10	/	181.56	/	201,63	Oui

VI.7.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tbleau.VI.25. Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement.

Section et Sollicitations			Vérification			Espacement et Armatures			
b cm	h cm	Tmax kN	Tu MPa	Tadm MPa	Oui/Non	ZN cm	ZC cm	Φ mm	At cm²
30	30	40,40	0,41	2,5	Oui	10	15	8	3HA8 = 1,51

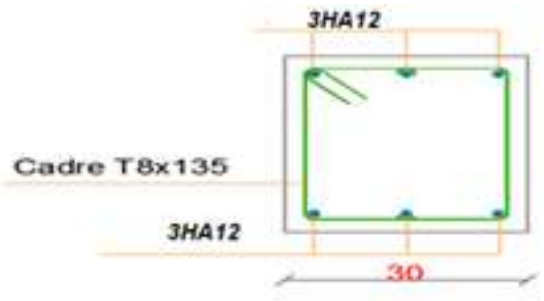


Figure VI.8. Ferraillage des longrines.

VI.8. Ferraillage de voile périphérique

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

Selon le RPA2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

-l'épaisseur minimale des voiles est : $e \geq 15$ cm.

-Les armatures sont constituées de deux nappes.

-Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal, vertical)

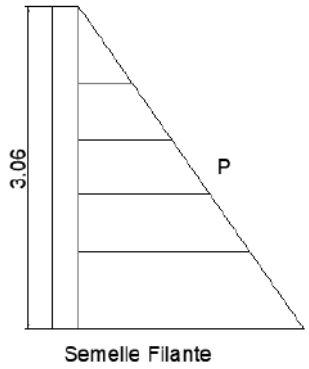


Figure VI.9. Schéma statique du voile périphérique.

VI.8.1 Calcul de la poussée des terres

$$P = \frac{1}{2} . \rho_h . K_p . H^2$$

Avec:

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

$$\rho_h = 19\ kN/m^3 \quad , \quad H = 3.06\ m \quad , \quad \varphi = 22° \quad \Rightarrow \quad K_p = 0.17$$

ρ_h : poids volumique des terres.

K_p: Coefficient de poussée.

φ : angle de frottement interne.

$$P = \frac{1}{2} \times 19 \times 0{,}17 \times (3.06)^2 = 21.59\ kN/m$$

Le voile est donc soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera en charge uniformément repartie, il est considéré comme un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture.

Tbleau.VI.26. Calcul des moments de flexion des lignes de rupture.

P(kN/m)	P_u (kN/m)	P_s (kN/m)	M_U	M_s
21.59	30.50	21.59	24.40	17.27

VI.8.2. Calcul de ferraillage à l'ELU

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur

Avec:

$$\begin{cases} Mt = M \\ Ma = -0{,}5M \end{cases}$$

b=100cm, h=25 cm; c=3 cm σ_b=14,20MPa;σ_s==348 MPa
La fissuration est préjudiciable**.**

Tbleau.VI.27. La section d'armatures du voile périphérique.

	M_U (kN.m)	A (cm^2)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choix}(cm^2)$	S_t (cm)
travée	24.40	3.2	2.50	7HA10=5.5	15
appuis	-12.2	2.8	2.50	7HA10=5.5	15

VI.8.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS

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

Tbleau.VI.28. Vérification des contraintes à l'ELS.

Contraint	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Travée	17.27	1.5	15	oui	17.7	17.7	201.63	Oui
Appuis	-8.63	0.7	15	oui	8.8	8.8	201.63	Oui

VI.8.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = \text{Min}\left[\frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right]$$

$$T_{max} = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{(2 \times l_y) + l_x}$$

$$\tau_{max} = \frac{42.36 \times 10^3}{(1000 \times 220)} = 0{,}192\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{adm} = 1{,}167\ \text{MPa} \quad \text{(cv)}$$

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires , on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003.de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant toute notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature auto-stable contreventée par voiles a été exigée par le règlement parasismique Algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout a fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction et de réalisation.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir: La sécurité, la fonction, l'économie et l'esthétique.

Références bibliographiques

Documents réglementaires

📖 [1] Règles parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

📖 [2] Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

📖 [3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures « SAP2000 version 23 ».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2021.