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

Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option: Structure

Thème :

Analyse numérique de l'influence de la résistance du béton sur la réponse d'une structure composée de (RDC + 10 étages + Un sous-sol).

Etudié par :

- OTMANINE Abderrezak
- AYACHE Omar

Encadré par :

- Dr.BOUCHERIT Dalila

Promotion Juin 2018

Dédicace

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

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

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

A mes sœurs et toute la famille.

A tous mes amis

A mes très chers collègues et toute la promotion 2018.

*Et spécialement à l'ingénieur qui nous a aidés beaucoup dans ce travail **Mr. OULD TURKI Benaissa.***

*A la fin, je dédie très chaleureusement ce travail à mon cher ami et mon binôme **AYACHE Omar**.*

Abderrezak

Dédicace

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

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

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

A mes frères Abdellah, Selmane et Kheiraddine et toute la famille.

A mes chers amis Mohamed, Hamza et à tous mes amis

A mes très chers collègues et toute la promotion 2018.

*Et spécialement à l'ingénieur qui nous a aidés beaucoup dans ce travail **Mr. OULD TURKI Benaissa**.*

*A la fin, je dédie très chaleureusement ce travail à mon cher ami et mon binôme **OTMANINE Abderrezak**.*

Omar

.

Remerciement

Tout d'abord nous remercions Dieu 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, et nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre Encadreur ***Dr.BOUCHERIT Dalila*** *pour son aide et ses orientations précieuses.*

Nous tenons également à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé, en acceptant de juger notre travail.

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

Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidé de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Et un grand merci pour l'ingénieur qui nous a donnée

Beaucoup de l'aide pour faire ce travail

Mr. OULD TURKI Benaissa

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة تأثير مقاومة الخرسانة على استجابة بنية خرسانية مسلحة مكونة من 12 طابقا (تحتي + ارضي + 10 طوابق) والمقرر بناؤها في بالجزائر العاصمة المصنفة ضمن المنطقة القوية زلزاليا (III).

الدراسة الديناميكية أوجبت تدعيم البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية بواسطة جدران مسلحة. وهذه الاخيرة تمت دراستها وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال برنامج « SAP.2000 ».

عاملين تم اخذهما بعين الاعتبار في هذه الدراسة: مقاومة الخرسانة وعرض الجدران

قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل[RPA99 2003]

* قانون الخرسانة المسلحة[CBA93]

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات وقيمنا تكلفة العناصر المقاومة للبناية.

Résumé

L'objectif de ce projet est d'étudier l'effet de la résistance du béton sur la réponse d'une structure composée de 12 niveaux (**SS + RDC+10 étages**) qui sera implanté à la wilaya d'Alger, classée dans la zone de forte sismicité (**III).**

L'étude dynamique montre que la résistance de la structure aux charges horizontales et verticales doit être assurée par un système de contreventement composé de voiles. L'étude de ce dernier a été menée suivant la méthode numérique basée principalement sur la méthode des éléments finis en utilisant le programme «SAP.2000». Deux facteurs ont été pris en compte dans cette étude : la résistance du béton et l'épaisseur des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur [**CBA93] et [RPA99 2003**].

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations, et nous avons évalué le coût des éléments résistant de la structure.

Abstract

The aim of this project is to study the effect of concrete strength on the response (behavior) of a building composed of 12 levels (SS + ground floor + 10 floors) which will be implanted in Algiers city, classified in the zone of strong seismicity (III).

The dynamic study shows that the resistance of the building to horizontal and vertical loads must be ensured by a system of bracing composed of shear walls. The study of the latter was realized by numerical method based mainly on the finite element method using the "SAP.2000" program.

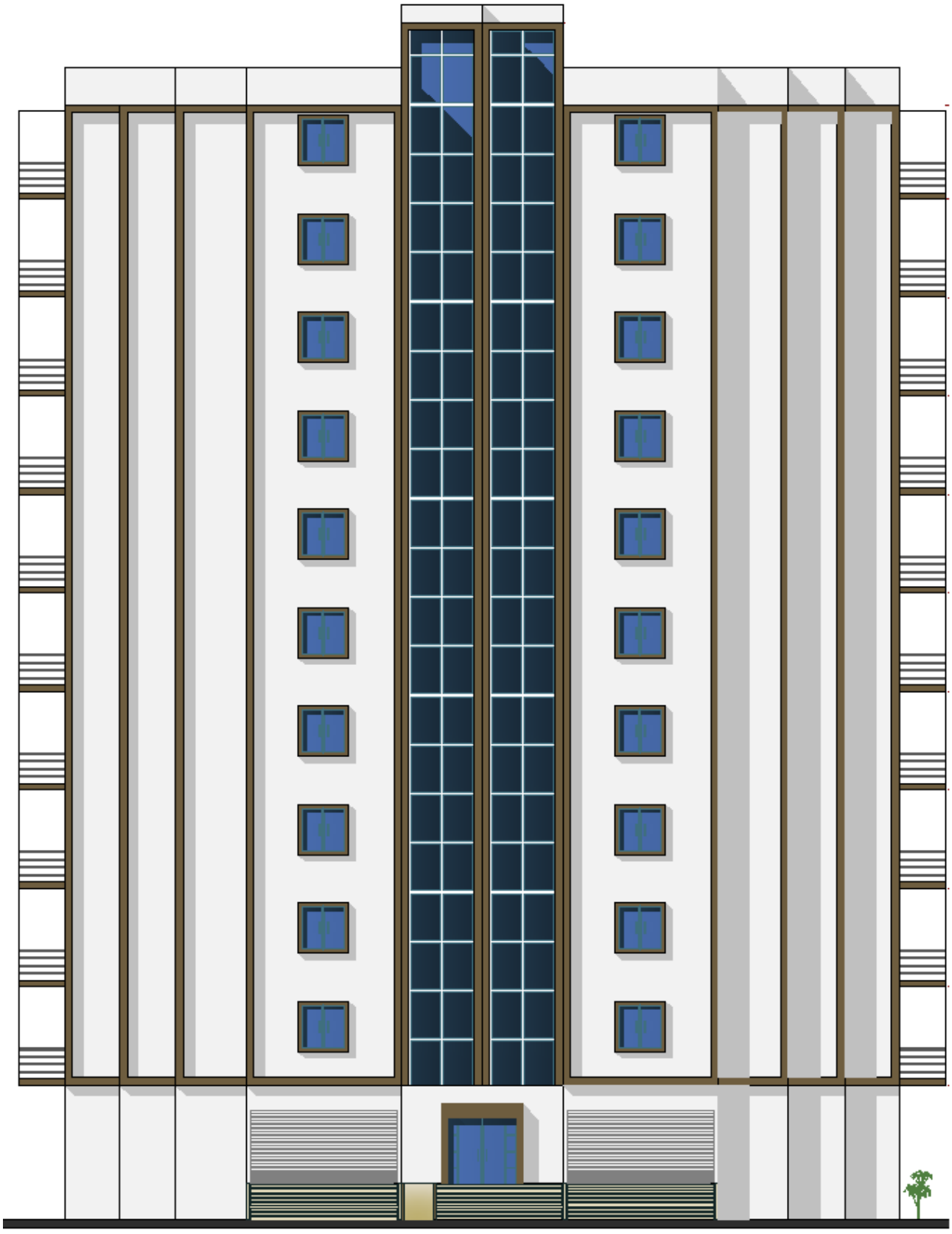
Two factors were taken into account in this study: the strength of the concrete and the thickness of the shear walls.

The design and the reinforcement of all elements were established according to the Algerian Standards (**CBA 93; RPA 99 version 200**3).

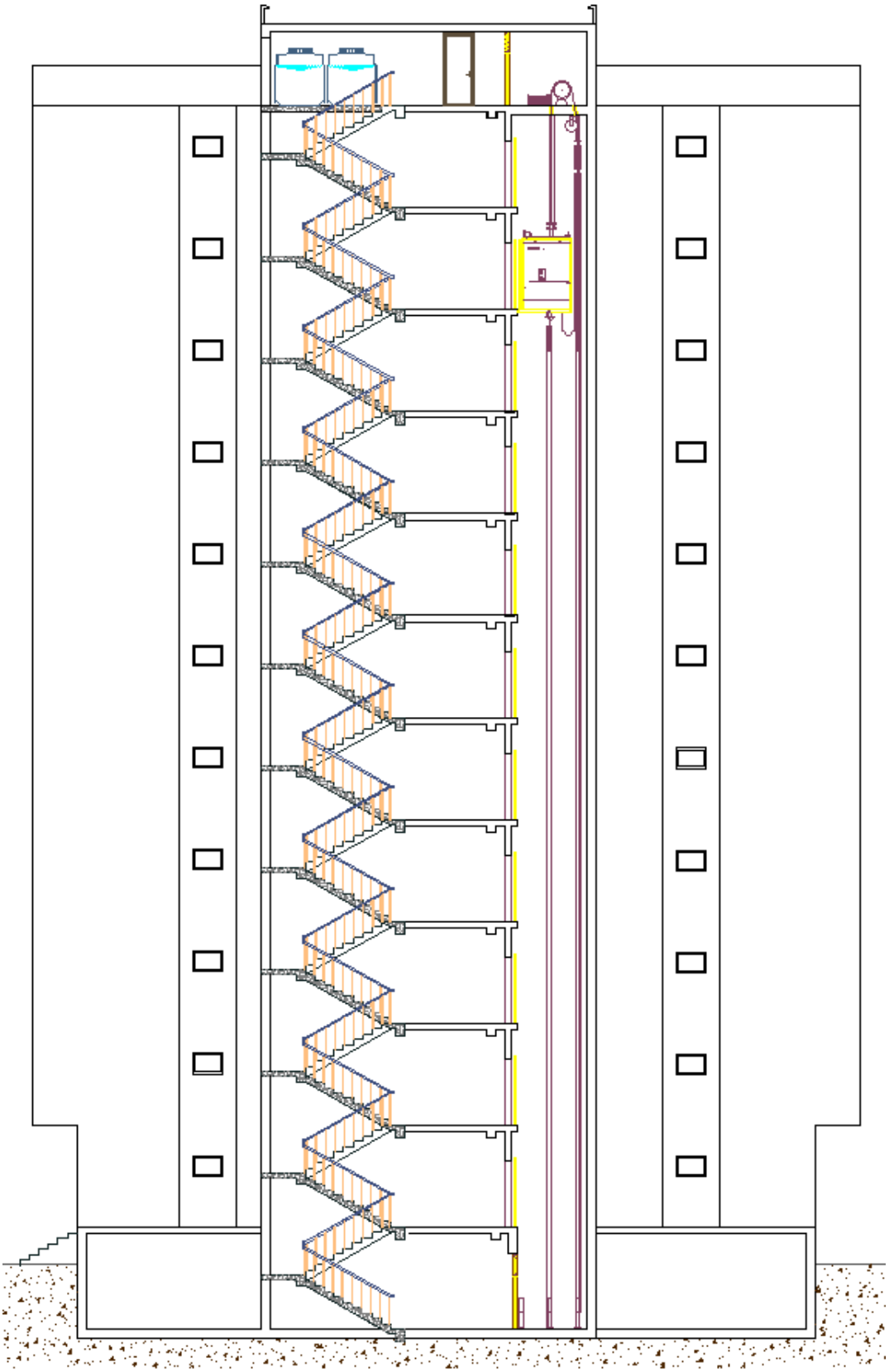
Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations, and we evaluated the cost of the structural elements.



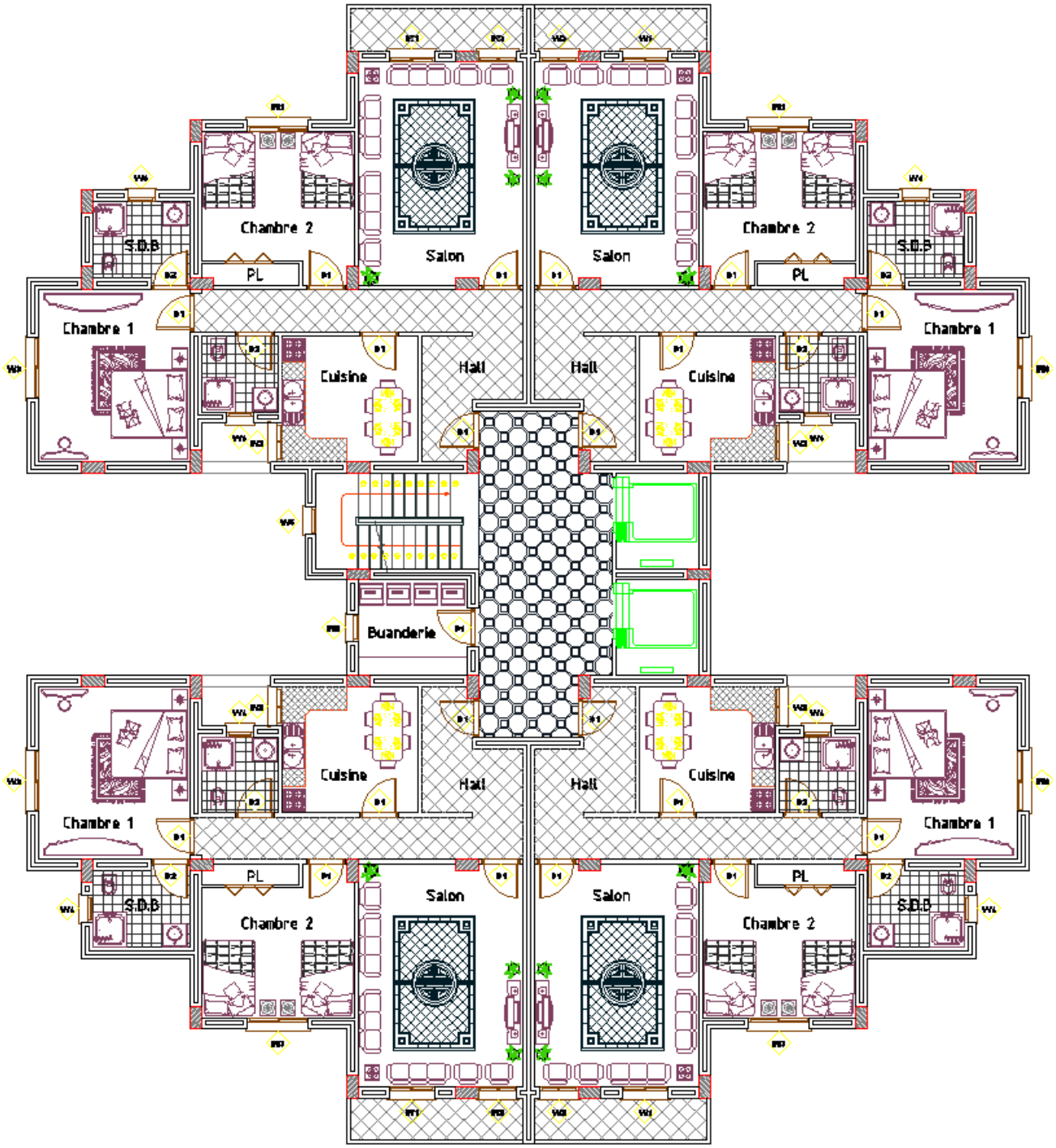
Façade principale.



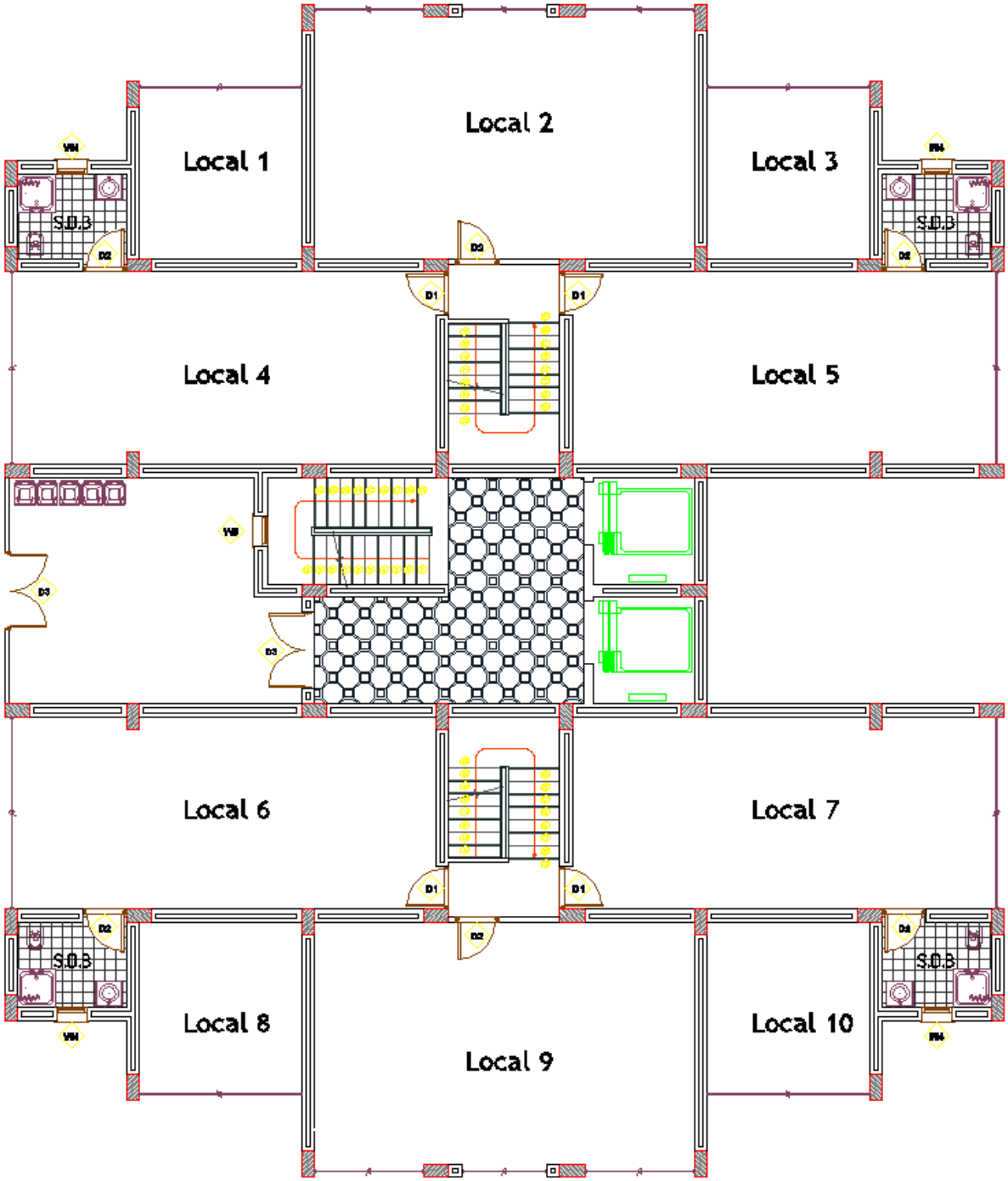
Façade postérieure



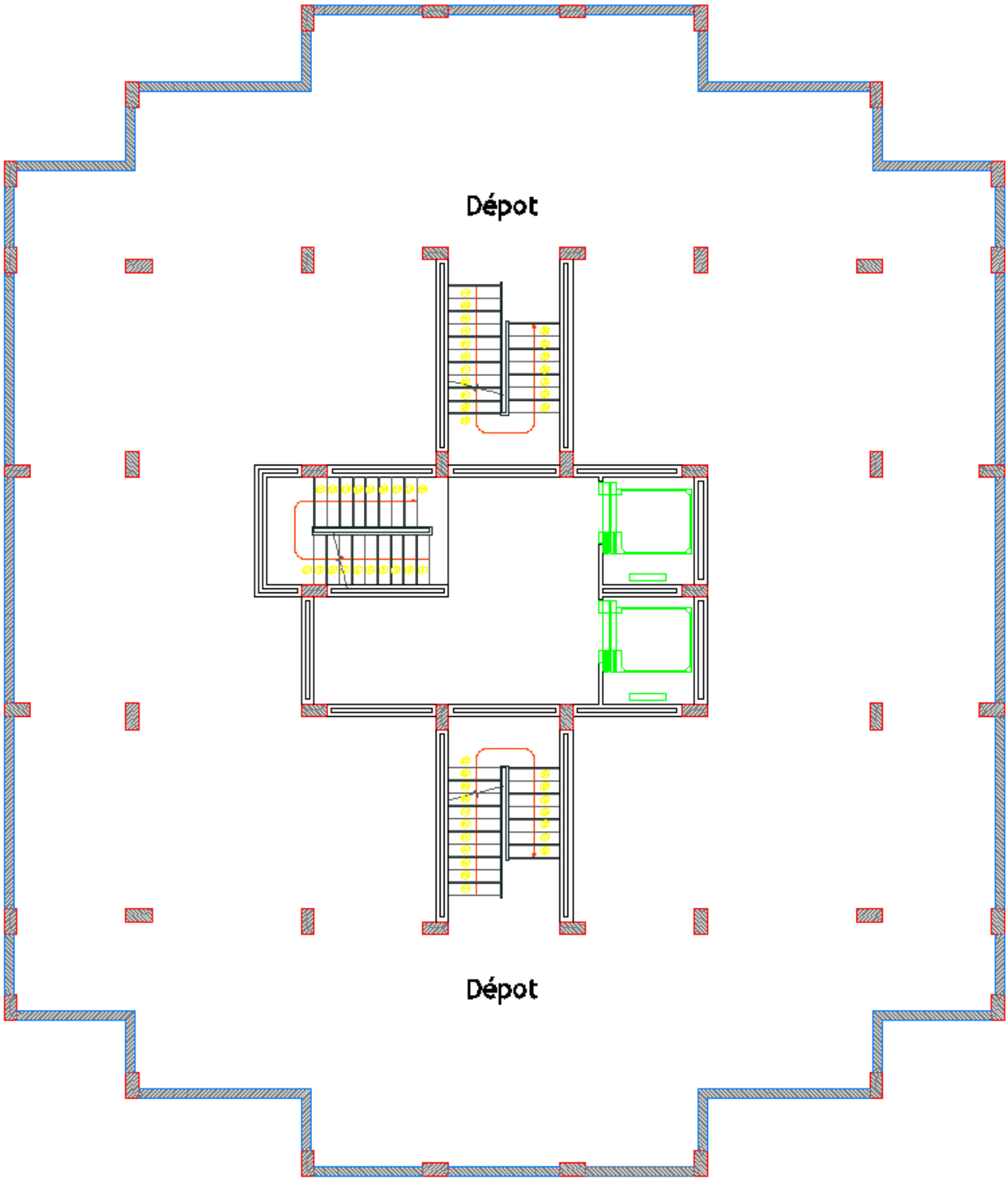
Coupe A-A



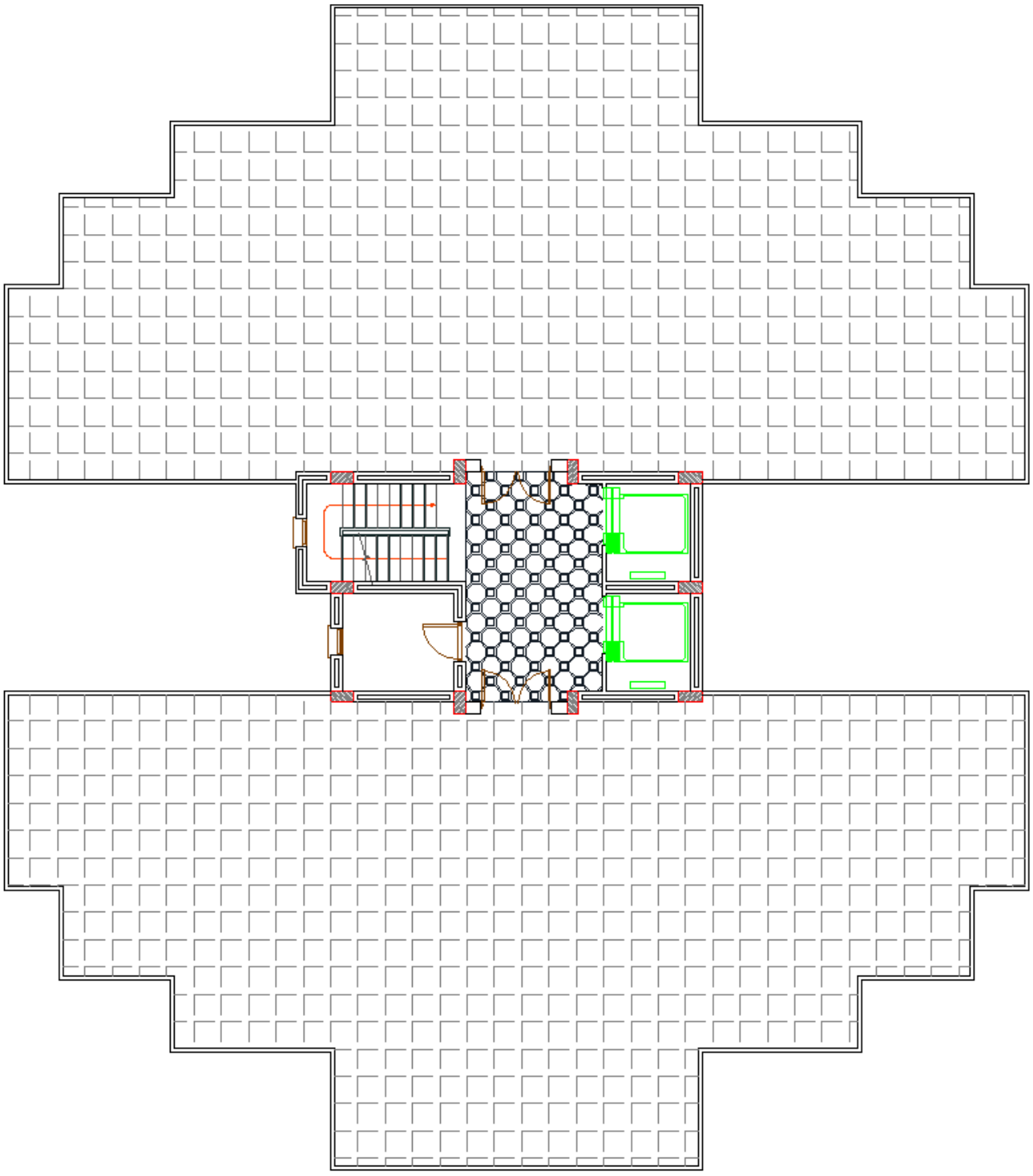
Vue en plan des étages.



Vue en plan du RDC



Vue en plan du sous-sol



Vue en plan de la terrasse.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERAL 1

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction : 2
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage: 2
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment : 2
I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment : 2
I.3. Caractéristiques structurelles : 2
I.3.1. Système de contreventement : 2
I.3.2. Planchers : 2
I.3.3. Maçonnerie : 3
I.3.4. Revêtement : 3
I.3.5. L'acrotère : 3
I.3.6. Les escaliers : 3
I.3.7. L'Ascenseur : 3
I.3.8. L'infrastructure : 3
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux : 4
I.4.1. Le béton : 4
Tableau I.01 Composition de béton Ordinaire et béton HR [kg/m^3]. 4
I.4.1.1. Résistance du béton : 5
I.4.1.1.1. Résistance caractéristique à la compression:►►Art[A.2.1.1]◄◄ CBA93 5
I.4.1.1.2. Résistance caractéristique à la traction : ►►Art [A.2.1.1.2] ◄◄ CBA93 5
I.4.1.2. Module d'élasticité : 5
I.4.1.2.1. Module d'élasticité longitudinale : ►► Art [A.2.1.2.] ◄◄ CBA93 5
I.4.1.2.2. Module d'élasticité transversale : 5
I.4.1.3. Coefficient de POISSON (υ) : ►► Art [A.2.1.3] ◄◄ CBA93 5
I.4.1.4. Contraintes limites : 5
I.4.1.4.1. Contrainte de cisaillement : 5
I.4.1.4.2. contrainte-déformation: ►► Art [A.4.3.4.1] ◄◄ CBA93 6
I.4.2. Les aciers : 6
I.4.2.1. Types d'acier : 6
I.4.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : ►► Art [A.2.2.1] ◄◄ CBA93 7
I.4.2.3. Contraintes limites : 7

I.4.2.3.1. Etat limite ultime (ELU) : 7
I.4.2.3.2. Etat limite de service (ELS) : 7
II.1. Introduction : 8
II.2. Maçonnerie : 8
II.3. Plancher en corps creux pour la terrasse inaccessible : 9
II.4. Plancher en corps creux pour la terrasse accessible et les étages courants : 10
II.5. Escalier : 11
III.1. Introduction : 12
III.2. Prédimensionnement des plancher: 12
III.2.1. Plancher corps creux: 12
III.3. Pré dimensionnement des poutres : 12
III.3.1. Les poutres principales : 13
III.3.2. Les poutres secondaires : 13
III.4. Prédimensionnement des poteaux : 13
III.4.1. Choix du poteau le plus sollicité : 13
III.4.2. La surface reprise par le poteau : 14
III.4.3. Dimensions des poteaux : 14
III.4.4. Calcul de l'effort Nu: 14
III.4.5. Descente des charges : 15
III.4.5.1. Charges d'exploitation : 16
III.4.5.2. Charges permanentes : 16
III.4.5.3. Calcul de l'effort normal Nu : 17
III.5. Prédimensionnement des voiles : 17
IV.1. Introduction : 18
IV.2. Calcul de plancher corps creux : 18
IV.2.1. Définition : 18
IV.2.2. Calcul de la dalle de compression : 18
IV.2.3. Calcul de la poutrelle : Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes. 19
IV.2.3.1. Avant coulage : 19
IV.2.3.2. Après coulage pour plancher courant et terrasse : 21
IV.2.3.2.1. Schéma statique : 21
IV.2.3.2.2. Charges : DTR B.C 2.2 21
IV.2.3.2.3. Combinaison des charges ; 21
IV.2.3.2.4. Calcul des sollicitations : 22
IV.2.3.2.5. Calcul de ferraillage a l'ELU : 24
IV.2.3.2.6. Vérification des contraintes à l'ELS : ►► [Art.A.4.5.3] ◄◄ **CBA 9** 25
IV.2.3.2.7. Vérification des contraintes de cisaillement : ►[Art.A.5.1.2]◄**CBA93** 25

IV.2.3.2.8. Vérification de la flèche: ►► [Art.B.6.5.3] ◄◄ **CBA 93** 25
IV.2.3.2.9. Détaille de ferraillage : 26
IV.2.3.3. Après coulage pour plancher a usage commerce : 27
IV.2.3.3.2. Charges : DTR B.C 2.2 27
IV.2.3.3.3. Combinaisons des charges : 27
IV.2.3.3.4. Calcul des sollicitations : 27
IV.2.3.3.5. Calcul de ferraillage a l'ELU : 29
IV.2.3.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS : ►► [Art.A.4.5.3.3] ◄◄ **CBA 93** 29
IV.2.3.3.7. Vérification des contraintes de cisaillement :► [Art.A.5.1.2]◄**CBA 93** 29
IV.2.3.3.8. Vérification de la flèche : ►► [Art.B.6.5.3] ◄◄ **CBA 93** 30
IV.2.3.3.9. Détaille de ferraillage : 30
IV.3. Calcul de la dalle machine : 31
IV.3.1. Définition : 31
IV.3.2. Prédimensionnement : 31
IV.3.3. Evaluation des charges : ►► [Pages 25] ◄◄ Fiche technique **OMEGA** 31
IV.3.4. Combinaison des charges : 31
IV.3.5. Calcul des sollicitations : 32
IV.3.6. Calcul de ferraillage à l'ELU : 33
IV.3.7. Vérification des contraintes à l'ELS : ►► [Art.A.4.5.3.3] ◄◄**CBA93** 34
IV.3.8. Vérification des contraintes de cisaillement :►►[Art.A.5.1.2.1.1]◄◄CBA93 34
IV.3.9. Vérification de la flèche : ►► [Art.B.6.5.3] ◄◄ **CBA 93** 34
IV.3.10. Détail de ferraillage : 34
IV.4. Calcul de l'acrotère : 35
IV.4.1. Dimension et schéma statique : 35
IV.4.2. Charges : DTR B.C 2.2 35
IV.4.3. Calcul des sollicitations : 35
IV.4.4. Calcul de ferraillage a l'ELU : 36
IV.4.5. Vérification des contraintes a l'ELS : ►► [Art.A.4.5.3.3] ◄◄**CBA93** 36
IV.4.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : 36
IV.4.7. Détaille de ferraillage : 37
IV.5. Calcul de l'escalier : 38
IV.5.1. Définition : 38
IV.5.2. Prédimensionnement : 38
IV.5.3. Dimension : 38
IV.5.4. Schéma statique : 39
IV.5.5. Charge : 39
IV.5.6. Combinaison des charges : 39
IV.5.7. Calcul des sollicitations : 40

IV.5.8. Calcul de ferraillage a l'ELU : 41
IV.5.9. Vérification des contraintes à l'ELS : ►► [Art.A.4.5.3] ◄◄CBA93 41
IV.5.10. Vérification des contraintes de cisaillement : ►► [Art.A.5.1.2] ◄◄CBA93 42
IV.5.11. Vérification de la flèche : ►► [Art.B.6.5.3] **◄◄ CBA 93**..... 42
IV.5.12. Détail de ferraillage : 42
IV.6. Calcul de la poutre palière : 43
IV.6.1. Prédimensionnement : 43
IV.6.2. Schéma statique : 43
IV.6.3. Charge :..... 43
IV.6.4. Combinaison des charges : 43
IV.6.5. Calcul des sollicitations : 43
IV.6.6. Calcul de ferraillage à l'ELU :..... 44
IV.6.7. Vérification des contraintes à l'ELS : ►► [Art.A.4.5.3] ◄◄CBA93 44
IV.6.8. Vérification des contraintes de cisaillement : ►► [Art.A.5.1.2] **◄◄CBA93**..... 45
IV.6.9. Vérification de la flèche : ►► [Art.B.6.5.3] **◄◄ CBA 93**..... 45
IV.6.10. Détail de ferraillage : 45
V.1. Introduction : 46
V.2. Disposition des violes :..... 46
V.3. Caractéristiques géométriques de la structure : 50
V.3.1. Centre de masse et centre de rigidité : 50
V.3.2. Calcul de l'excentricité : 51
V.4. Choix de la méthode de calcul : ►► [Art 4.1.1] **◄◄ RPA 2003**..... 53
V.5. La méthode dynamique modale spectrale :..... 53
V.5.1. Principe de la méthode : ►► [Art 4.3.1] **◄◄ RPA 2003** 53
V.5.2. Modélisation : ►► [Art 4.3.2] **◄◄ RPA 2003** 53
V.5.3. Spectre de réponse de calcul : ►► [Art 4.3.3] **◄◄ RPA 2003** 53
V.6. Interprétation des résultats du 1er cas– (f_{c28} = 25 MPa, epv = 25 cm) : 56
V.6.1. Analyse modale : 56
V.6.1.1. Comportement modal : 56
V.6.1.2. Participation massique : ►► [Art 4.3.4] **◄◄ RPA 2003**..... 56
V.6.2. Analyse statique et dynamique : 57
V.6.2.1. Stabilité de la structure :..... 57
V.6.2.1.1. Vérification de la force sismique à la base:►► [Art 4.3.6] **◄◄RPA2003** 57
V.6.2.1.2. Vérification de la stabilité au renversement:►► [Art 4.4.1] **◄◄RPA2003** 58
V.6.2.1.3. Vérification du déplacement en tête du bâtiment: 58
V.6.2.1.4. Vérification des déplacements inter-étage : ►► [Art 5.10] **◄◄RPA2003**..... 59
V.6.2.1.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : ►► [Art 5.9] **◄◄RPA2003** 59
V.6.2.2. Résistance des éléments : 60

V.6.2.2.1. Vérification du cisaillement des éléments :►►[Art7.4.3.2] **◄◄RPA2003** 60
V.6.2.2.1.1. Les poutres : 60
V.6.2.2.1.2. Les voiles : 60
V.7. Interprétation des résultats de la 2ème cas - (f_{c28} = 40 MPa, epv = 25 cm) : 61
V.7.1. Analyse modale : 61
V.7.1.1. Comportement modal : 61
V.7.1.2. Participation massique : ►► [Art 4.3.4] **◄◄ RPA 2003**.....61
V.7.2. Analyse statique et dynamique : 62
V.7.2.1. Stabilité de la structure : 62
V.7.2.1.1. Vérification de la force sismique à la base:►► [Art 4.3.6] **◄◄RPA2003** 62
V.7.2.1.2. Vérification de la stabilité au renversement:►► [Art 4.4.1] **◄◄RPA2003** 62
V.7.2.1.3. Vérification du déplacement en tête du bâtiment:► [Art5.8] **◄RPA2003** 62
V.7.2.1.4. Vérification des déplacements inter-étage : ►► [Art 5.10] **◄◄RPA2003**.....63
V.7.2.1.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : ►► [Art 5.9] **◄◄RPA2003** 64
V.7.2.2. Résistance des éléments : 64
V.7.2.2.1. Vérification du cisaillement des éléments : ►[Art7.4.3.2] **◄RPA2003** 64
V.7.2.2.1.1. Les poutres : 64
V.7.2.2.1.2. Les voiles: 65
V.8. Interprétation des résultats de la 3ème cas - (f_{c28} = 40 MPa, eps = 25 cm) : 66
V.8.1. Analyse modale : 66
V.8.1.1. Comportement modal : 66
V.8.1.2. Participation massique : ►► [Art 4.3.4] **◄◄ RPA 2003**.....66
V.8.2. Analyse statique et dynamique : 67
V.8.2.1. Stabilité de la structure : 67
V.8.2.1.1. Vérification de la force sismique à la base:►► [Art 4.3.6] **◄◄RPA2003** 67
V.8.2.1.2. Vérification de la stabilité au renversement:►► [Art 4.4.1] **◄◄RPA2003** 68
V.8.2.1.3. Vérification du déplacement en tête du bâtiment:► [Art5.8] **◄RPA2003** 68
V.8.2.1.4. Vérification des déplacements inter-étage :►► [Art 5.10] **◄◄RPA2003** 68
V.8.2.1.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : ►► [Art 5.9] **◄◄RPA2003** 69
V.8.2.2. Résistance des éléments : 69
V.8.2.2.1. Vérification du cisaillement des éléments :►►[Art7.4.3.2] **◄◄RPA2003** 69
V.8.2.2.1.1. Les poutres : 69
V.8.2.2.1.2. Les voiles : 70
V.9. Evaluation de l'effet de la résistance du béton et l'épaisseur des voiles sur le comportement dynamique : 71
V.9.1. La force sismique à la base : 71

V.9.2. La stabilité au renversement : 72
V.9.3. Déplacement en tête du bâtiment : 73
V.9.4. Déplacements inter-étage : 73
V.9.5. Déplacement en tête du bâtiment : 74
V.9.6. Effort tranchant des voiles: 75
V.10. Conclusion : 75
VI.1. Introduction : 76
VI.2. Ferraillage des poutres : 76
VI.2.1. Ferraillages des poutres principales : 77
VI.2.1.1 Calcul des armatures longitudinales : 77
VI.2.1.2.Vérification des contraintes à l'ELS : ►► [Art.A.4.5.3] ◄◄**CBA93** 78
VI.2.1.3.Calcul des armatures transversales : ►► **[**Art.E3] ◄◄ **RPA2003** 78
VI.2.1.4.Vérification de la flèche : ►► **[**Art.B.6.5.3] ◄◄ **CBA 93** 78
VI.2.1.5.Détaille de ferraillages : 79
VI.2.2. Ferraillages des poutres secondaires : 80
VI.2.2.1. Calcul des armatures longitudinales : 80
VI.2.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS : ►► [Art.A.4.5.3] ◄◄**CBA93** 81
VI.2.2.3. Calcul des armatures transversales : 81
VI.2.2.4. Vérification de la flèche : 81
VI.2.2.5. Détaille de ferraillages : 82
VI.3. Ferraillage des voiles : 83
VI.3.1. Ferraillages des voiles pleines : 83
VI.3.1.1. Calcul des armatures verticales : 85
VI.3.1.2. Vérification de contrainte de compression à l'ELS: 86
VI.3.1.3. Calcul des armatures horizontales : 86
VI.3.2. Ferraillages des voiles avec ouvertures : 87
VI.3.2.1. Ferraillages des trumeaux : 87
VI.3.2.1.1. Calcul des armatures verticales : 87
VI.3.2.1.2. Vérification de contrainte de compression à l'ELS: 87
VI.3.2.1.3. Calcul des armatures horizontales : 87
VI.3.2.2. Ferraillages des linteaux : 88
VI.4. Conclusion: 89
VI.5. Le métré : 90
VI.5.1. Métré de béton : 90
VI.5.2. Métré de l'acier : 90
VI.5.3. Calcul des prix : 91
VI.5.3.1. Prix de chaque matériau : 91
VI.5.3.2. Prix de l'acier pour un [m3] de béton de chaque élément : 91

VI.5.3.3. Prix totale du béton armé des éléments résistants : 92
VI.5.4. Conclusion : 92
VII.1. Introduction : 93
VII.2. Information du rapport géotechnique : 93
VII.3. Choix du type de fondation : 93
VII.3.1. Calcul des surfaces revenant aux semelles : 93
VII.4. Calcul de radier : 94
VII.4.1. Dimensionnement initial à ELS : 94
VII.4.2. Vérification des contraintes sous le radier à ELS : 94
VII.4.3. Vérification de poinçonnement à ELU : 95
VII.4.4. Calcul des nervures : 95
VII.4.4.1. Dimensionnement des nervures : 95
VII.4.4.2. Vérification de poinçonnement à ELU : 95
VII.4.4.3. Calcul des armatures longitudinal des nervures : 95
VII.4.4.4. Vérification des contraintes à ELS : 96
VII.4.4.5. Calcul des armatures transversales : 96
VII.4.4.6. Vérification de cisaillement à ELU : 96
VII.4.4.7. Vérification de la flèche à ELS : 96
VII.4.5. Ferraillage du Radier : 97
VII.4.6. Calcul des Charges du radier: 98
VII.4.7. Calcul des armatures : 98
VII.4.8. Vérification des contraints à ELS : 98
VII.4.9. Vérification de cisaillement du radier à ELU : 99
VII.4.10.Détaille de ferraillage : 99
VII.5. Calcul de voile de sous-sol : 100
VII.5.1. Calcul de la contrainte appliquée sur le voile : 100
VII.5.2. Combinaisons des charges : 100
VII.5.2.1. Calcul des sollicitations : 101
VII.5.2.2. Calcul des ferraillages à l'ELU : 101
VII.5.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS : 101
VII.5.2.4. Vérification de cisaillement du voile de sous-sol à ELU : 101

CONCLUSION GENERAL 103

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.01 Composition de béton Ordinaire et béton HR [kg/m^3]**.** 4
Tableau I.02 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances. 6

Tableau II.1 Charge permanente du mur intérieur. 8
Tableau II.2 Charge permanente du mur extérieur. 8
Tableau II.3 Charge permanente du plancher en corps creux pour la terrasse inaccessible. 9
Tableau II.4 Charge permanente du plancher en corps creux pour la terrasse accessible et les étages courants.**Error! Bookmark not defined.**
Tableau II.5 Charges permanentes du palier de repos de l'escalier. 11
Tableau II.6 Charges permanentes de la paillasse de l'escalier. 11

Tableau III.01 Les dimensions des poteaux. 14
Tableau III.02 Calcul de l'effortNu. 15
Tableau III.03 Les charges d'exploitations cumulées des surfaces reprises. 16
Tableau III.04 Les charges permanentes cumulées des surfaces reprises. 16
Tableau III.05 Calcul de l'effort normal Nu. 17

Tableau IV.01 Exposé de la méthode de Caquot. 22
Tableau IV.02 Les sollicitations des poutrelles à l'ELU. 22
Tableau IV.03 Les sollicitations des poutrelles à l'ELS. 24
Tableau IV.04 Calcul des armatures longitudinal des poutrelles a l'ELU. 24
Tableau IV.05 Vérification des contraintes des poutrelles à l'ELS. 25
Tableau IV.06 Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles. 25
Tableau IV.07 Armature transversale des poutrelles et leur espacement 25
Tableau IV.08 vérification de l'ELS de déformation des poutrelles. 25
Tableau IV.09 Vérification de la flèche des poutrelles. 26
Tableau IV.10 Les sollicitations des poutrelles à l'ELU. 28
Tableau IV.12 Calcul de la section d'armatures des poutrelles a l'ELU. 29
Tableau IV.13 Vérification des contraintes des poutrelles à l'ELS. 29
Tableau IV.14 Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles. 29
Tableau IV.15 Armature transversale des poutrelles et leur espacement. 30
Tableau IV.16 Vérification de la flèche des poutrelles. 30
Tableau IV.17 Prédimensionnement de la dalle machine 31
Tableau IV.18 Les charges de l'assesseure 31
Tableau IV.19 Les sollicitations de la dalle machine à l'ELU. 33
Tableau IV.20 Les sollicitations de la dalle machine à l'ELS. 33
Tableau IV.21 Calcul de ferraillage de la dalle machine. 33
Tableau IV.22 Vérification des contraintes de la dalle machine à l'ELS. 34
Tableau IV.23 Vérification des contraintes de cisaillement de la dalle machine à l'ELS. 34
Tableau IV.24 vérification de l'ELS de déformation de la dalle machine. 34
Tableau IV.25 Calcul des armatures verticales de l'acrotère. 36
Tableau IV.26 Calcul des armatures de répartition de l'acrotère. 36
Tableau IV.27 Vérification des contraintes de l'acrotère à l'ELS. 36
Tableau IV.28 Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère. 36
Tableau IV.29 Méthode forfaitaire d'une dalle appuyée sur deux coté. 40
Tableau IV.30 Les sollicitations des poutrelles à l'ELU. 40
Tableau IV.31 Les sollicitations de L'escalier à l'ELS. 40

Tableau IV.32 Calcul des armatures longitudinal de l'escalier à l'ELU. 41
Tableau IV.33 Calcul des armatures de répartition de l'escalier. 41
Tableau IV.34 Vérification des contraintes de l'escalier a l'ELS. 41
Tableau IV.35 Vérification des contraintes de Cisaillement de l'escalier à l'ELS. 42
Tableau IV.36 vérification de l'ELS de déformation des escaliers. 42
Tableau IV.37 Les sollicitations de la poutre palière à l'ELU. 43
Tableau IV.38 Les sollicitations de la poutre palière à l'ELS. 44
Tableau IV.39 Calcul des armatures longitudinal de la poutre palière à l'ELU. 44
Tableau IV.40 Vérification des contraintes de La poutre palière a l'ELS. 44
Tableau IV.41 Vérification des contraintes de Cisaillement de la poutre palière à l'ELS. 45
Tableau IV.42 Armature transversales de la poutre palière. 45
Tableau IV.43 vérification de l'ELS de déformation des poutres principales. 45

Tableau V.01 Analyse statique et dynamique de la disposition N^0 1.....47
Tableau V.02 Analyse statique et dynamique de la disposition N^0 2.....48
Tableau V.03 Analyse statique et dynamique de la disposition N^0 3.....49
Tableau V.04 Calcul du centre de masse et centre de rigidité. 51
Tableau V.05 Calcul de l'excentricité théorique et vérification avec l'excentricité admissible. 51
Tableau V.06 Détermination du coefficient d'accélération. 54
Tableau V.07 Détermination de la période caractéristique. 54
Tableau V.08 Détermination du pourcentage d'amortissement critique. 54
Tableau V.09 Détermination du Facteur de qualité. 54
Tableau V.10 Détermination du coefficient de comportement global de la structure. 55
Tableau V.11 Détermination du Coefficient de pondération. 55
Tableau V.12 Comportement modal de la structure. 56
Tableau V.13 La participation massique de la structure. 56
Tableau V.14 Calcul de la force statique. 57
Tableau V.15 Vérification de la force sismique à la base. 57
Tableau V.16 Correction de la force dynamique. 57
Tableau V.17 Vérification de la stabilité au renversement. 58
Tableau V.18 Vérification du déplacement en tête du bâtiment. 58
Tableau V.19 Vérification des déplacements inter-étage. 59
Tableau V.20 Justification vis-à-vis de l'effet P-$\underline{\Delta}$ 59
Tableau V.21 Vérification du cisaillement des poutres. 60
Tableau V.22 Vérification du cisaillement des voiles. 60
Tableau V.23 Comportement modal de la structure. 61
Tableau V.24 La participation massique de la structure. 61
Tableau V.25 Vérification de la force sismique à la base. 62
Tableau V.26 Correction de la force dynamique. 62
Tableau V.27 Vérification de la stabilité au renversement. 62
Tableau V.28 Vérification du déplacement en tête du bâtiment. 63
Tableau V.29 Vérification des déplacements inter-étage. 63
Tableau V.30 Justification vis-à-vis de l'effet P-$\underline{\Delta}$ 64
Tableau V.31 Vérification du cisaillement des poutres. 64
Tableau V.32 Vérification du cisaillement des voiles. 65
Tableau V.33 Comportement modal de la structure. 66
Tableau V.34 La participation massique de la structure. 66
Tableau V.35 Calcul de la force statique. 67
Tableau V.36 Vérification de la force sismique à la base. 67
Tableau V.37 Correction de la force dynamique. 67

Tableau V.38 Vérification de la stabilité au renversement. 68
Tableau V.39 Vérification du déplacement en tête du bâtiment. 68
Tableau V.40 Vérification des déplacements inter-étage. 68
Tableau V.41 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ 69
Tableau V.42 Vérification du cisaillement des poutres. 69
Tableau V.43 Vérification du cisaillement des voiles. 70

Tableau VI.01 Sollicitations des poutres principales. 78
Tableau VI.02 Calcul des armatures longitudinal des poutres principales. 78
Tableau VI.03 Vérification des contraintes des poutres principales à l'ELS 79
Tableau VI.04 Armature transversale des poutres principales et leur espacement. 79
Tableau VI.05 vérification de l'ELS de déformation des poutres principales. 79
Tableau VI.06 Sollicitations des poutres secondaires. 81
Tableau VI.07 Calcul des armatures longitudinal des poutres secondaires. 81
Tableau VI.08 Vérification des contraintes des poutres secondaires à l'ELS. 82
Tableau VI.09 Armature transversale des poutres secondaires et leur espacement. 82
Tableau VI.10 vérification de l'ELS de déformation des poutres secondaires. 82
Tableau VI.11 Calcul de la section d'armatures verticales des voiles pleine. 86
Tableau VI.12 Chois de la section d'armatures verticales des voiles pleine. 86
Tableau VI.13 Vérification de contrainte de compression des voiles pleines suivant à l'ELS. ...87
Tableau VI.14 Calcul des armatures horizontales des voiles. 87
Tableau VI.15 Calcul de la section d'armatures verticales des trumeaux. 88
Tableau VI.16 Chois de la section d'armatures verticales des trumeaux (fc_{28}=25 MPa). 88
Tableau VI.17 Vérification de contrainte de compression des trumeaux. 88
Tableau VI.18 Calcul des armatures horizontales des trumeaux. 88
Tableau VI.19 Les sollicitations des linteaux 89
Tableau VI.20 Calcul de ferraillages des linteaux. 90
Tableau VI.21 Chois de la section d'armatures des linteaux. 90
Tableau VI.22 Volume totale de chaque type d'élément. 91
Tableau VI.23 Quantité d'acier dans chaque élément. 91
Tableau VI.24 Le prix de chaque matériau en [Kg] dans un [m^3] de béton. 92
Tableau VI.25 Les prix des armatures d'aciers en [DA] pour un [quintal]. 92
Tableau VI.26 Prix de l'acier pour un [m3] de béton de chaque élément. 92
Tableau VI.27 Prix totale de béton armé dans la structure. 93

Tableau VII.01 Calcul des dimensions du radier. 95
Tableau VII.02 Vérification des contraintes sous le radier à ELS. 95
Tableau VII.03 Vérification de poinçonnement à ELU. 96
Tableau VII.04 Dimensionnement des nervures. 96
Tableau VII.05 Vérification de poinçonnement à ELU. 96
Tableau VII.06 Sollicitations des nervures. 96
Tableau VII.07 Calcul des armatures longitudinal des nervures 97
Tableau VII.08 Vérification de contraintes des nervures à ELS. 97
Tableau VII.09 Armature transversale des nervures et leur espacement. 97
Tableau VII.10 Vérification de cisaillement de nervure à ELU. 97
Tableau VII.11 vérification de l'ELS de déformation des nervures. 98
Tableau VII.12 Vérification de l'ELS de déformation des nervures. 98
Tableau VII.13 Sollicitation du radier. 99
Tableau VII.14 Calcul des armatures de radier 99
Tableau VII.15 Vérification de contraintes du radier à ELS. 99

Tableau VII.16 Vérification de cisaillement du radier à ELU. 100
Tableau VII.17 Calcul de ferraillage du voile de sous-sol à ELU. 102
Tableau VII.18 Vérification de contraintes du voile de sous-sol à ELS. 102
Tableau VII.19 Vérification de cisaillement du voile de sous-sol à ELU. 102

LISTE DES FIGURES

Figure I.01. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU. 6
Figure I.02. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU. 7

Figure II.01 Mur simple cloison. 8
Figure II.02 Mur double cloison. 8
Figure II.03 Plancher terrasse inaccessible. 9
Figure II.04 Plancher étage courant. 10

Figure III.01 Coupe de plancher corps creux. 12
Figure III.02 Le poteau le plus sollicité. 13
Figure III.03 Section réduite du poteau. 14
Figure III.04 La descente des charges dans la structure. 15

Figure IV.01 Plancher corps creux. 18
Figure IV.02 Disposition des armatures de la dalle de compression. 19
Figure IV.03 Schéma de la poutrelle avant coulage. 20
Figure IV.04 Poutrelle avec deux étais. 21
Figure IV.05 Schéma statique des poutrelles. 21
Figure IV.06 Les charges appliquées sur les poutrelles. 21
Figure IV.07 Diagrammes des moments des poutrelles a l'ELU. 23
Figure IV.08 Diagramme des efforts tranchants a l'ELU. 24
Figure IV.09 Diagrammes des moments des poutrelles a l'ELS. 24
Figure IV.10 Détaille de ferraillage des poutrelles. 26
Figure IV.11 Détaille de ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis. 26
Figure IV.12 Schéma statique de la poutrelle. 27
Figure IV.13 La charge appliquée sur la poutrelle. 27
Figure IV.14 Diagrammes des moments des poutrelles à l'ELU. 28
Figure IV.15 Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU. 28
Figure IV.16 Diagrammes des moments des poutrelles à l'ELS. 28
Figure IV.17 Détaille de ferraillage des poutrelles. 30
Figure IV.18 Détaille de ferraillage des poutrelles coupe A-A et B-B. 30
Figure IV.19 Calcul des sollicitations par la méthode des lignes de ruptures. 32
Figure IV.20 Détaille de ferraillage de la dalle machine 34
Figure IV.21 Dimension de l'acrotère. 35
Figure IV.22 Schéma statique. 35
Figure IV.23 Détaille de ferraillage d'acrotère 37
Figure IV.24 Vue en plan de l'escalier. 38
Figure IV.25 Coupe B-B de l'escalier. 38
Figure IV.26 Coupe A-A de l'escalier. 38
Figure IV.27 Schéma statique de l'escalier. 39
Figure IV.28 Les charges appliquées sur l'escalier. 39
Figure IV.29 Diagramme des moments d'escalier à l'ELU. 40
Figure IV.30 Diagramme des efforts tranchant de l'escalier à l'ELU 40
Figure IV.31 Diagramme des moments d'escalier à l'ELS. 41
Figure IV.32 Ferraillages longitudinale des escaliers. 42
Figure IV.33 Ferraillages transversales des escaliers. 42
Figure IV.34 Schéma statique de la poutre palière. 43
Figure IV.35 Les charges appliquées sur la poutre palière. 43

Figure IV.36 Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELU. 44
Figure IV.37 Diagramme des efforts tranchant de la poutre palière à l'ELU. 44
Figure IV.38 Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELS. 44
Figure IV.39 Ferraillage de la poutre palière. 45

Figure V.01 Disposition N^0 1. 46
Figure V.02 1^{er} Mode de la disposition N^0 1. 46
Figure V.03 $2^{ème}$ Mode de la disposition N^0 1 46
Figure V.04 $3^{ème}$ Mode de la disposition N^0 1 46
Figure V.05 Disposition N^0 2. 47
Figure V.06 1^{er} Mode de la disposition N^0 2. 47
Figure V.07 $2^{ème}$ Mode de la disposition N^0 2 47
Figure V.08 $3^{ème}$ Mode de la disposition N^0 2 47
Figure V.09 Disposition N^0 3. 48
Figure V.10 1^{er} Mode de la disposition N^0 3. 48
Figure V.11 $2^{ème}$ Mode de la disposition N^0 3. 48
Figure V.12 $3^{ème}$ Mode de la disposition N^0 3. 48
Figure V.13 Disposition choisi. 50
Figure V.14 1^{er} Mode disposition de la choisi. 50
Figure V.15 $2^{ème}$ disposition de la choisi. 50
Figure V.16 $2^{ème}$ disposition de la choisi. 50
Figure V.17 Position de centre de masse et centre rigidité. 52
Figure V.18 Graphe de spectre de réponse. 55
Figure V.19 Participation massique du 1^{er} cas. 71
Figure V.20 Participation massique du $2^{ème}$ cas. 71
Figure V.21 Participation massique du $3^{ème}$ cas. 71
Figure V.22 La force sismique à la base suivant X. 72
Figure V.23 La force sismique à la base suivant Y. 72
Figure V.24 La stabilité au renversement. 73
Figure V.25 Déplacement en tête du bâtiment. 73
Figure V.26 Déplacements inter-étage suivant X. 74
Figure V.27 Déplacements inter-étage suivant Y. 74
Figure V.28 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant X. 75
Figure V.29 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant Y. 75
Figure V.30 Effort tranchant des voiles suivant X. 76

Figure VI.01 Ferraillage des poutres principales de sous-sol (fc_{28}=25MPa). 80
Figure VI.02 Ferraillage des poutres principales des autres étages (fc_{28}=25MPa). 80
Figure VI.03 Ferraillage des poutres principales de sous-sol (fc_{28}=40MPa). 80
Figure VI.04 Ferraillage des poutres principales des autres étages (fc_{28}=40MPa). 81
Figure VI.05 Ferraillage des poutres secondaires de sous-sol (fc_{28}=25MPa). 83
Figure VI.06 Ferraillage des poutres secondaires des autres étages (fc_{28}=25MPa). 83
Figure VI.07 Ferraillage des poutres secondaires de sous-sol (fc_{28}=40MPa). 83
Figure VI.08 Ferraillage des poutres secondaires des autres étages (fc_{28}=40MPa). 84
Figure VI.09 Disposition des armatures verticales dans les voiles. 85

Figure VII.01 Déformation du Radier à ELU 99
Figure VII.02 Ferraillage des nervures 100

NOTATIONS

Majuscules romaines :

As1 : section d'armature inferieure en travée.
As2 : section d'armature supérieure en travée.
A's1 : section d'armature inferieure aux appuis.
A's1 : section d'armature supérieure aux appuis.
A_{max}, A_{min} : Section d'acier maximale et minimale
A_v : Section d'armatures verticales
A_h : Section d'armatures horizontales
A_t : Section d'armatures transversales
B : Section du béton
B_r : Section réduite du béton
L_t : Longueur de la section tendue
L_c : Longueur de la section courante
E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
I : moment d'inertie
M_0 : Moment fléchissant
M_t : Moment fléchissant en travée
M_a : Moment fléchissant en appui
M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime
M_{ser} : Moment fléchissant à l'état limite de service
N : Effort normal
N_u : Effort normal ultime
N_{ser} : Effort normal de service
V_u : Effort tranchant ultime
G : Charge permanente
Q : Charge d'exploitation
E : Charge sismique
W : Poids
S_t : Espacement d'armatures transversales.
S_v : Espacement d'armatures verticales.
S_h : Espacement d'armatures horizontales.

Minuscules romaines :

h : Hauteur de la section du béton
b : Largeur de la section du béton
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en T)
c, c' : Enrobage inférieur et supérieur
d : Hauteur utile de la section du béton
f : Flèche
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la traction à « j » jours.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
i : Rayon de giration
l_f : Longueur de flambement

Majuscules grecques :

Δ : Variation
$\sum$: Somme
Ø : Diamètre nominal d'une barre d'acier
$Ø_v$: Diamètre des armatures verticales
$Ø_h$: Diamètre des armatures horizontales
$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales

Minuscules grecques :

α : Angle
γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton
γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier
γ_h : Poids volumique humide du sol
φ : Angle de frottement
η : Coefficient de fissuration
σ_{sol} : Contrainte normale du sol
σ_b : Contrainte normale dans le béton
σ_s : Contrainte normale dans l'acier
τ_b : Contrainte tangentielle dans le béton
λ : Elancement mécanique
μ : Coefficient de frottement
υ : Coefficient de POISSON
δ : Déplacement

Autres notations :

E.L.U : Etat limite ultime
E.L.S : Etat limite de service
P.P : Poutre principale
P.S : Poutre secondaire

INTRODUCTION GENERALE

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement). Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois; ou par des treillis en bois ou en acier selon la nature de l'ouvrage.

Une des premières consignes essentielles dans la construction des bâtiments est la qualité et la nature des matériaux utilisés. Le choix des matériaux de structure ainsi que du système de contreventement font partie intégrante de la conception architecturale.

L'objectif de ce travail est d'analyse numériquement l'influence de la résistance du béton sur la réponse d'une structure en béton armé **composée de SS + RDC + 10 étages**. L'étude a été menue sur deux systèmes de contreventement ; contreventement mixte (portique-voiles) et contreventement par voile.

L'étude est composée de sept chapitres :

- Le premier chapitre donne une vue sur la conception de l'ouvrage et les matériaux utilisés.
- Le deuxième a pour but d'évaluer les charges et les sur charges de la structure.
- Le troisième c'est Pré dimensionnement des éléments de structure.
- Le quatrième est consacré aux calculs des éléments secondaires (planchers, l'acrotère et escalier).
- Le cinquième représente présente un calcul dynamique détaillée de différent système de contreventement proposé. En premier lieu nous exposons les résultats de système de contreventement mixte voile-portique, puis le système de contreventement adapté qui est voile. Pour ces derniers deux facteurs sont prisent dans l'étude ; la résistance du béton et l'épaisseur des voiles.
- Le sixième présente le calcul de ferraillage des éléments résistants.
- Le septième dédié au calcul des fondations.

Cette étape de calcul sera poursuivie d'une étude de métré des gros œuvres, dont le but est d'évaluer l'influence de la résistance du béton sur le coût total des éléments résistants de la superstructure. A la fin nous clôturons notre travail par une conclusion générale qui regroupe toutes nos constatations.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en [**R+10+un sous-sol**] aux usages suivants :

- Le Rez-de-chaussée à usage commercial.
- Les autres niveaux à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté dans la willaya de Alger, région classée par le règlement parasismique Algérien [**RPA 2003]** comme une zone de forte sismicité [**zone III],** L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2, dans un site classé comme un site ferme **S2.**

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé [**CBA93]** et aux règles parasismiques [**RPA 2003]**.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment : 27.40 m
- Largeur totale du bâtiment : 23.40 m

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur du sous-sol : 3.23 m
- Hauteur du RDC : 3.23 m
- Hauteur de l'étage : 3.23 m
- Hauteur totale du bâtiment : 41.65 m

I.3. Caractéristiques structurelles :

I.3.1. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 8m, donc selon le [**RPA 2003]**, il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement mixte portiques-voiles.

I.3.2. Planchers :

Nous avons utilisé un seul type de plancher (Planchers à cops creux), dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces charges aux éléments porteurs de la structure, notamment les poteaux et les voiles.

I.3.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera réalisée en briques creuses.

- **Les murs Extérieurs :** ils sont constitués de deux rangées de brique creuse séparées par une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.
- **Les murs Intérieurs :** constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.3.4. Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Carrelage de 2cm pour les appartements, les halls et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

I.3.5. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse inaccessible, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en voile de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur.

I.3.6. Les escaliers :

Pour notre bâtiment on a un seul type d'escalier composé de (02) volées, Les marches seront revêtis de carrelage.

I.3.7. L'Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux d'un bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.3.8. L'infrastructure :

C'est la partie en contact avec le sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet, les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol obtenu.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **[CBA 93]**.

I.4.1. Le béton :

Les constituants entrant dans la composition des bétons sont :

- **Ciment :**

  Pour la confection de bétons nous avons utilisé un ciment portland composé de type **CEM II/B 42,5 R (Matine)** provenant de la compagnie Lafarge.

- **Granulat :**
  - **Sable :** Le sable utilisé dans cette étude est un sable roulé de HASSI BAHBAH de la région de DJELFA, sa classe granulaire est de 0/5.
  - **Graviers :** Deux classes de graviers de nature calcaire et de masse volumique absolue de 2.6 g/cm^3 ont été utilisés : 3/8 et 8/15.

- **Super plastifiant :**

  C'est un super plastifiant haut réducteur d'eau commercialisé sous le nom «MEDAFLOW 145». Il est conçu à base de poly carboxylates d'éther modifié. Sa plage normale d'utilisation est fixée par la fiche technique de 0,8 % à 2% du poids du ciment.

- **Eau de gâchage :**

  L'eau de gâchage utilisée est une eau potable de robinet, qui ne contient pas d'impuretés.

- **Composision du béton : ►► [PFE 2017] ◄◄**

  Dans notre étude on utilise deux type de béton le premier est béton ordinaire [f_{c28} = 25 MPa] et le deuxième est un béton a haute résistance [f_{c28} = 40 MPa]

Tableau I.01 Composition de béton Ordinaire et béton HR [kg/m^3]**.**

Matériaux	Béton Ordinaire [f_{c28} = 25 MPa]	Béton HR [f_{c28} = 40 MPa]
Ciment	380	600
Sable	661.53	661.53
Gravier 8/15	845	845
Gravier 3/8	132.26	132.26
Adjuvant (super plastifiant)	-	7.2
Eau	247	180

I.4.1.1. Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la rupture sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.4.1.1.1. Résistance caractéristique à la compression: ►►Art[A.2.1.1]◄◄ CBA93

La résistance caractéristique du béton non traité thermiquement suit les lois données par le **[CBA 93].**

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{pour ; } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{pour ; } f_{c28} > 40MPa$$

I.4.1.1.2. Résistance caractéristique à la traction : ►►Art [A.2.1.1.2] ◄◄ CBA93

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$

I.4.1.2. Module d'élasticité :

I.4.1.2.1. Module d'élasticité longitudinale : ►► Art [A.2.1.2.] ◄◄ CBA93

- Le module de déformation longitudinale instantané est donné par : $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$
- Le module de déformation longitudinale différée est donnée par : $E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$

I.4.1.2.2. Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par : $G = \frac{E}{2(1+v)}$

I.4.1.3. Coefficient de POISSON (υ) : ►► Art [A.2.1.3] ◄◄ CBA93

$$\upsilon = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l} = \frac{\text{Allongement relatif transversal}}{\text{Racourcissement relatif longitudinal}}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Allongement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"), le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\upsilon = 0.2$ pour le calcul des déformations (ELS)

$\upsilon = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU)

I.4.1.4. Contraintes limites :

I.4.1.4.1. Contrainte de cisaillement :

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant.

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u = \text{Min}\left[0.15\, f_{c28}/\gamma_b\, ; 4\text{ MPa}\right]$
- Fissuration peu nuisible : $\tau_u = \text{Min}\left[0.20\, f_{c28}/\gamma_b\, ; 5\text{ MPa}\right]$

I.4.1.4.2. contrainte-déformation: ►► Art [A.4.3.4.1] ◄◄ CBA93

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

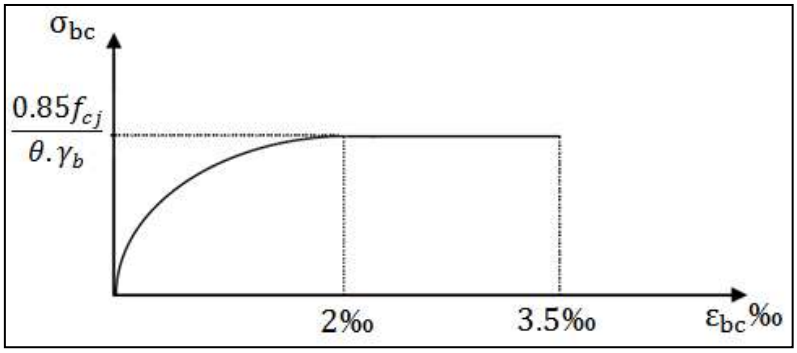


Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

La contrainte ultime du béton en compression $\overline{\sigma_{bc}}$ est donnée par la formule :

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta . \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que : $\gamma_b = 1.5$ Pour une situation durable.

$\gamma_b = 1.15$ Pour une situation accidentelle.

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures.

$\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.4.2. Les aciers :

I.4.2.1. Types d'acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre.

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.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.02 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre [mm]	f_e [MPa]
Barre à haute adhérence	Armatures transversales	Fe E400	Ø8	400
	Armatures longitudinales	Fe E400	Ø ≥ 10	400
Treillis soudé	Table de compression	TL E520	Ø6	520

I.4.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : ►► Art [A.2.2.1] ◄◄ CBA93

Expérimentalement, le règlement **[CBA93]** prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé : [E_s=2.10^5 MPa].

I.4.2.3. Contraintes limites :

I.4.2.3.1. Etat limite ultime (ELU) :

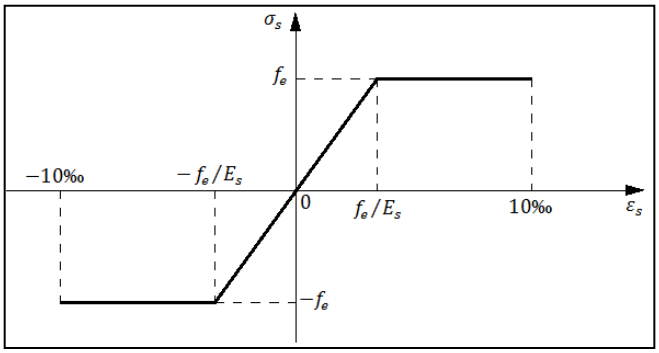


Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

La contrainte ultime de l'acier $\overline{\sigma_s}$ est donnée par la formule : $\overline{\boldsymbol{\sigma_s}} = \frac{\boldsymbol{f_e}}{\boldsymbol{\gamma_s}}$

Avec :

f_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité, tel que : $\gamma_s = 1.15$ (situation durable)

$\gamma_s = 1$ (situation accidentelle)

I.4.2.3.2. Etat limite de service (ELS) :

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois cas engendrant des contraintes différentes :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer.
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[2f_e/3\,;\,110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[f_e/2\,;\,90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$

Avec :

η: Coefficient de fissuration, tel que : $\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence

$\eta = 1$ pour les ronds lisses et les treillis soudés

Chapitre II

Evaluation des charges

II.1. Introduction :

Avant de dimensionner un ouvrage, il faut évaluer les charges qu'il devra supporter. Les charges sont des forces qui s'appliquent sur la structure ou ses composantes. Elles occasionnent des contraintes, des déformations ou des déplacements sur les structures.

Les charges se divisent en deux catégories : les charges permanentes et charges d'exploitation.

II.2. Maçonnerie :

- **Mur intérieur simple cloison :**

Tableau II.1 Charge permanente du mur intérieur.

N°	Composants	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m^3]	Poids surfacique [KN/m^2]	**Référence** DTR B.C 2.2
1	Enduit ciment	2 x 0.02	18	0.72	►► [Art.VI.C.2] ◄◄
2	Brique creuse	0,10	90	0.90	►► [Art.VI.B] ◄◄
			G =	**1.62**	

- **Mur extérieur double cloison :**

Tableau II.2 Charge permanente du mur extérieur.

N°	Composants	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m^3]	Poids surfacique [KN/m^2]	**Référence** DTR B.C 2.2
1	Enduit ciment	2 x 0.02	18	0.72	►► [Art.VI.C.2] ◄◄
2	Brique creuse	2 x 0,10	90	1.80	►► [Art.VI.B] ◄◄
3	Lame d'aire	0,10	-	-	-
			G =	**2.52**	



Figure II.1 Mur simple cloison.

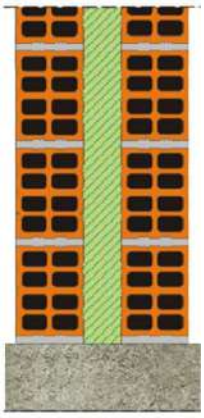


Figure II.2 Mur double cloison.

II.3. Plancher en corps creux pour la terrasse inaccessible :

➢ **Charge permanente :**

Tableau II.3 Charge permanente du plancher en corps creux pour la terrasse inaccessible.

N°	Composants	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m^3]	Poids surfacique [KN/m^2]	**Référence** DTR B.C 2.2
1	Gravillon roulé	0,04	-	0,72	►► [Art.VI.C.5] ◄◄
2	Étanchéité multicouche	0,02	-	0,12	►► [Art.VI.C.5] ◄◄
3	Papier kraft	-	-	0,05	►► [Art.VI.C.5] ◄◄
4	Forme de pente	0,10	-	2,20	►► [Art.VI.C.5] ◄◄
5	Plaque de liège	0,04	-	0,16	►► [Art.VI.B] ◄◄
6	Pare vapeur	0,01	-	0,03	►► [Art.VI.C.5] ◄◄
7	Film polyane	-	-	0,01	►► [Art.VI.C.5] ◄◄
8	Plancher corps creux	0,16+0,04	-	2,80	►► [Art.VI.C.3] ◄◄
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20	►► [Art.VI.C.2] ◄◄
			G =	**6.29**	

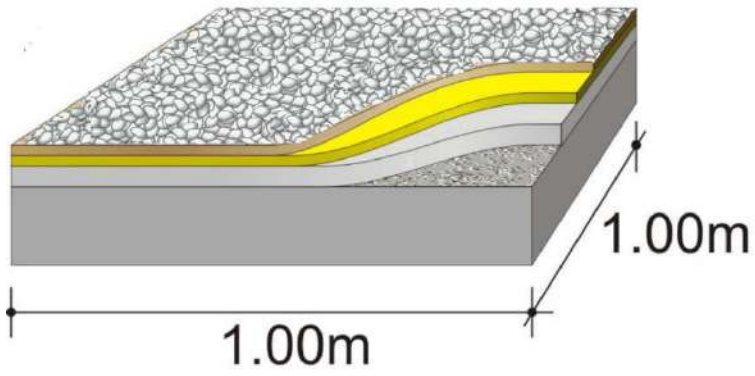


Figure II.3 Plancher terrasse inaccessible.

➢ **Surcharge d'exploitation :**

Q = 1.00 [KN] Réf.: DTR B.C 2.2 - Art.7.2.1

II.4. Plancher en corps creux pour la terrasse accessible et les étages courants :

➢ **Charge permanente :**

Tableau II.4 Charge permanente du plancher en corps creux pour la terrasse accessible et les étages courants.

N°	Composants	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m^3]	Poids surfacique [KN/m^2]	**Référence** DTR B.C 2.2
1	Carrelage	0.02	22	0.40	►► [Art.VI.C.4] ◄◄
2	Lit de sable	0.03	18	0.54	►► [Art.VI.A] ◄◄
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40	►► [Art.VI.C.4] ◄◄
4	Cloisons	0.10	-	1,62	-
5	Plancher corps creux	0,16+0,04	-	2,80	►► [Art.VI.C.3] ◄◄
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20	►► [Art.VI.C.2] ◄◄
			G =	**5.96**	

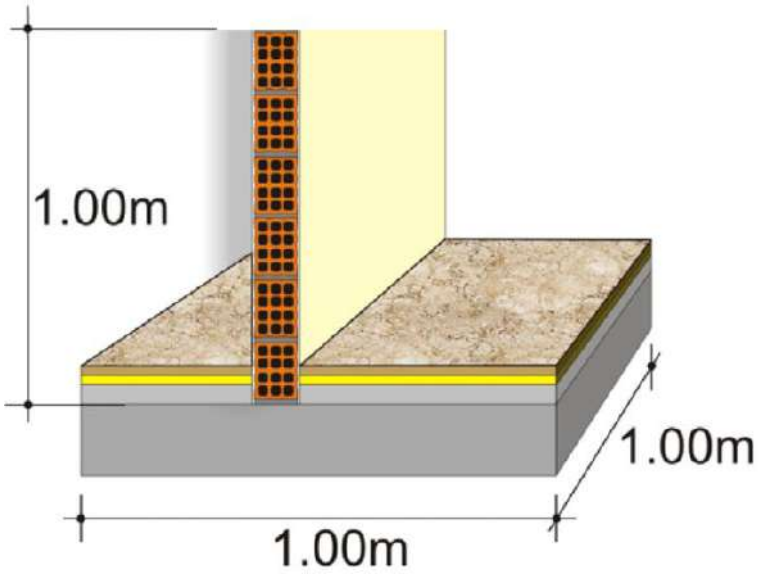


Figure II.4 Plancher étage courant.

➢ **Surcharge d'exploitation :**

Pour les autres étages : Q= 1.50 [KN] Réf.: DTR B.C 2.2 - Art.7.2.1

Pour le RDC : Q= 5.00 [KN] Réf.: DTR B.C 2.2 - Art.7.1

II.5. Escalier :

➢ **Charges permanentes du palier de repos de l'escalier :**

Tableau II.5 Charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m^3]	Poids surfacique [KN/m^2]	**Référence** DTR B.C 2.2
1	Carrelage	0.02	22	0.44	►► [Art.VI.C.4] ◄◄
2	Lit de sable	0.03	18	0.54	►► [Art.VI.A] ◄◄
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40	►► [Art.VI.C.4] ◄◄
4	Dalle du palier	0.15	25	3.75	►► [Art.VI.C.3] ◄◄
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36	►► [Art.VI.C.2] ◄◄
			G =	**5.49**	

➢ **Charges permanentes de la paillasse de l'escalier :**

Tableau II.6 Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m^3]	Poids surfacique [KN/m^2]	**Référence** DTR B.C 2.2
1	Carrelage	0.02	22	0.44	►► [Art.VI.C.4] ◄◄
2	Lit de sable	0.03	18	0.54	►► [Art.VI.A] ◄◄
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40	►► [Art.VI.C.4] ◄◄
4	Dalle de paillasse	15/cos α	25	4.31	►► [Art.VI.C.3] ◄◄
5	Les marches	17/2	25	2.13	►► [Art.VI.C.3] ◄◄
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36	►► [Art.VI.C.2] ◄◄
			G =	**8.18**	

➢ **Charge d'exploitation d'escalier :**

Q = 2.50 [KN] **Réf.:** DTR B.C 2.2 - Art.7.2.1

Chapitre III

Pré dimensionnement des éléments structuraux

III.1. Introduction :

Le but du Prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du [**RPA 2003]** et du **[CBA 93]**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

III.2. Prédimensionnement des plancher:

III.2.1. Plancher corps creux:

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise les formules empiriques suivantes :

$$L_max/25 \leq h \leq L_max/20$$

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre axes.

Pour le cas de notre structure on a : L=4.60 m = 460 cm

$4.60/25 \leq h \leq 4.60$ $\quad$ $18.40\ cm \leq h$

$/20$ $\quad$ $\leq 23.00\ cm$

On choisit : h = 20 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4)

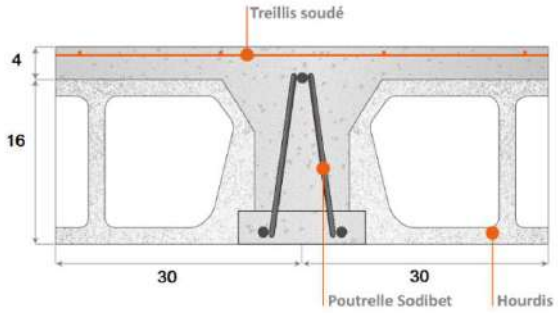


Figure III.1 Coupe de plancher corps creux.

III.3. Pré dimensionnement des poutres :

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

$$L_max/16 \leq h \leq L_max/10 \quad \text{et :} \quad 0.6\,h \leq b \leq h$$

Avec :

b : Largeur de la base de la poutre.

h : Hauteur totale de la poutre.

L : La plus grande portée mesurée entre nues d'appuis.

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après : ►► [Art B.7.5.1] ◄◄ **RPA 2003**

- b ≥20 cm
- h ≥30cm
- h/b ≤4.0
- b max ≤1,5h + b1

III.3.1.Les poutres principales :

Pour le cas de notre structure on a : L=5.65 m = 565 cm

$565/16 \leq h \leq 565/10$	⇒	35.31cm ≤ h ≤ 56.50cm	On choisit :	h = 45 cm
0.6 x 45 ≤ b ≤ 45	⇒	27.00 cm ≤ b ≤ 45.00 cm	On choisit :	b = 30 cm

III.3.2.Les poutres secondaires :

Pour le cas de notre structure on a : L=3.80 m = 380 cm

$380/16 \leq h \leq 380/10$	⇒	23.75 cm ≤ h ≤ 38.00 cm	On choisit :	h = 35 cm
0.6 x 35 ≤ b ≤ 35	⇒	21.00 cm ≤ b ≤ 35.00 cm	On choisit :	b = 30 cm

III.4. Prédimensionnement des poteaux :

En utilisant un calcul basé sur la décente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime [Nu=1,35G+1,5Q].

III.4.1.Choix du poteau le plus sollicité :

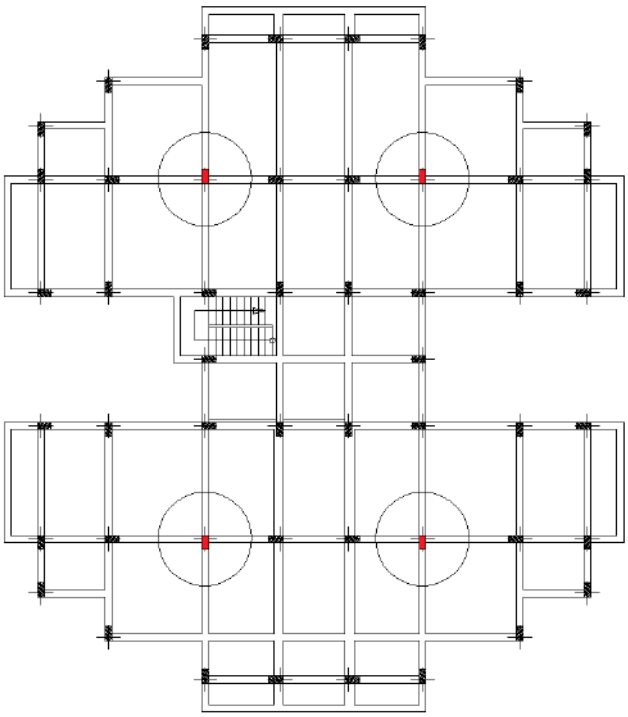


Figure III.2 Le poteau le plus sollicité.

III.4.2.La surface reprise par le poteau :

- **Surface totale du plancher comprise les poutres :** $S = 18.68\ m^2$
- **Surface du plancher seulement :** $S = 16.12 m^2$

III.4.3.Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre à conditions suivantes :

- $(b \times h)_{min} \geq 30$ cm La zone III ►► [Art B.7.4.1] ◄◄ **RPA 2003**
- $Min(b_1; b_2) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Tableau III.1 Les dimensions des poteaux.

Niveau d'étage		10ème	9ème	8ème	7ème	6ème	5ème	4ème	3ème	2ème	1ème	RDC	S-S
Dimension du poteau	h (cm)	40	45	45	50	50	55	55	60	60	65	65	70
	b (cm)	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30

III.4.4.Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:

L'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$\mathbf{N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r . f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s}\right]}$$ ►► [Art B.8.4.1] ◄◄ **CBA 93**

Avec :

A_s: Section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul.

Br : Section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur toute sa périphérie.

α : Coefficient

$A_s = B/1000$

$B_r = (b-2)(h-2)$ cm²

$\lambda = L_f/i$

$L_f = 0.7L_0$ ►► [Art B.6.8.3.3.1] ◄◄ **CBA93**

$i = b/\sqrt{12}$

$\alpha = {}^{0.85}/_{1 + 0.2(\lambda/35)^2}$ pour : $\lambda \leq 50$

$\alpha = 0.6(50/\lambda)^2$ Pour : $50 \leq \lambda \leq 70$

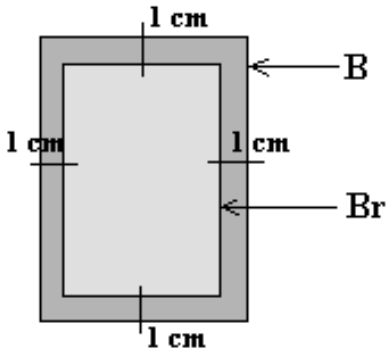


Figure III.3 Section réduite du poteau.

Tableau III.2 Calcul de l'effort$\overline{Nu}$.

Niveaux	Dimension	B	h	L_0	L_f	B [mm²]	B_r [mm²]	i	λ	α	As [mm²]	$\overline{Nu}$
10eme étage	30x40	30	45	3.23	2.261	135000	120400	8.23	27.46	1.197	135	2724.93
9eme étage	30x45	30	45	3.23	2.261	135000	120400	8.23	27.46	1.197	135	2724.93
8eme étage	30x45	30	45	3.23	2.261	135000	120400	8.23	27.46	1.197	135	2724.93
7eme étage	30x50	30	50	3.23	2.261	150000	134400	8.23	27.46	1.197	150	3041.50
6eme étage	30x50	30	50	3.23	2.261	150000	134400	8.23	27.46	1.197	150	3041.50
5eme étage	30x55	30	50	3.23	2.261	150000	134400	8.23	27.46	1.197	150	3041.50
4eme étage	30x55	30	55	3.23	2.261	165000	148400	8.23	27.46	1.197	165	3358.06
3eme étage	30x60	30	55	3.23	2.261	165000	148400	8.23	27.46	1.197	165	3358.06
2eme étage	30x60	30	55	3.23	2.261	165000	148400	8.23	27.46	1.197	165	3358.06
1eme étage	30x65	30	60	3.23	2.261	180000	162400	8.23	27.46	1.197	180	3674.62
RDC	30x65	30	60	3.23	2.261	180000	162400	8.23	27.46	1.197	180	3674.62
Sous-sol	30x70	30	60	3.23	2.261	180000	162400	8.23	27.46	1.197	180	3674.62

III.4.5.Descente des charges :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

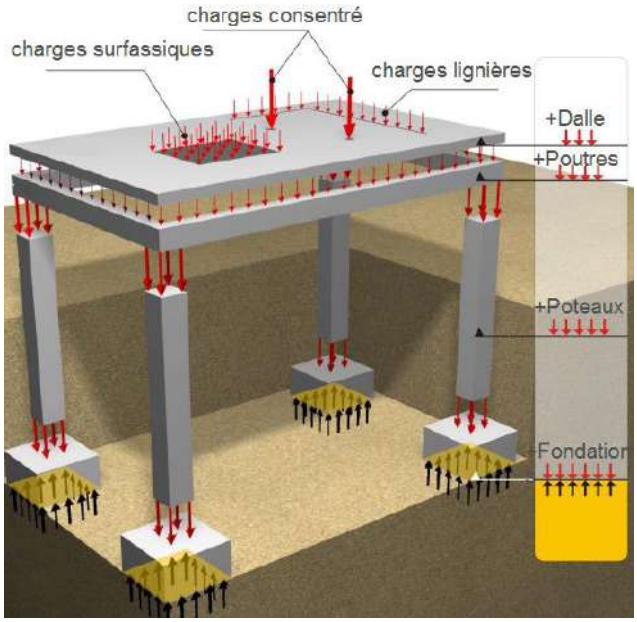


Figure III.4 La descente des charges dans la structure.

III.4.5.1. Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q. ►► [Art.VI. C.2] ◄◄ **DTR B.C 2.2**

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n) \qquad Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times \sum_{i=1}^{5} Q_i$$

Avec :

n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'')

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Tableau III.3 Les charges d'exploitations cumulées des surfaces reprises.

Niveaux	Q [KN/m²]	$\sum$ Qi [KN]		$\frac{3+n}{2n}$	Q cum [KN]
10eme étage	28.02	Q_0=	-	-	28.02
9eme étage	28.02	Q_1=	28.02	1.00	56.04
8eme étage	28.02	Q_2=	56.04	0.95	81.26
7eme étage	28.02	Q_3=	84.06	0.90	103.67
6eme étage	28.02	Q_4=	112.08	0.85	123.29
5eme étage	28.02	Q_5=	140.1	0.80	140.10
4eme étage	28.02	Q_5=	168.12	0.75	154.11
3eme étage	28.02	Q_5=	196.14	0.70	165.32
2eme étage	28.02	Q_5=	224.16	0.65	173.72
1eme étage	28.02	Q_5=	252.18	0.60	179.33
RDC	28.02	Q_5=	280.2	0.55	182.13
SOUS-SOL	93.40	Q_5=	373.6	0.50	214.82

III.4.5.2. Charges permanentes :

Tableau III.4 Les charges permanentes cumulées des surfaces reprises.

Niveaux	Poutre p	Poutre s	Poteau	Plancher	total
	G pp [KN]	G ps [KN]	G pot [KN]	G pl [KN]	G [KN]
10,9 et 8eme étage	16.75	8.50	10.90	96.08	132.33
7,6 et 5eme étage	16.75	8.50	12.11	96.08	133.44
4,3 et 2eme étage	16.75	8.50	13.32	96.08	134.65
1er étage, RDC et sous-sol	16.75	8.50	14.54	96.08	135.86

III.4.5.3. Calcul de l'effort normal Nu :

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive. ►► [Art B.8.1.1] ◄◄ **CBA 93**

Tableau III.5 Calcul de l'effort normal Nu.

Niveaux	G [KN]	G_{cum} [KN]	Q_{cum} [KN]	Nu [KN]	1,1Nu [KN]	$\overline{Nu}$ [KN]	$1{,}1Nu \leq \overline{Nu}$
10^{eme} étage	132.23	132.23	28.02	220.54	242.59	2724,93	Vérifié
9^{eme} étage	132.23	264.45	81.26	478.90	526.79	2724,93	Vérifié
8^{eme} étage	132.23	396.68	154.11	766.68	843.35	2724,93	Vérifié
7^{eme} étage	133.44	530.12	103.67	871.17	958.29	3041,50	Vérifié
6^{eme} étage	133.44	663.55	123.29	1080.73	1188.80	3041,50	Vérifié
5^{eme} étage	133.44	796.99	140.10	1286.09	1414.70	3041,50	Vérifié
4^{eme} étage	134.65	931.64	154.11	1488.88	1637.77	3358,06	Vérifié
3^{eme} étage	134.65	1066.29	165.32	1687.47	1856.22	3358,06	Vérifié
2^{eme} étage	134.65	1200.94	173.72	1881.85	2070.04	3358,06	Vérifié
1^{er} étage	135.86	1336.80	179.33	2073.67	2281.04	3674,62	Vérifié
RDC	135.86	1472.66	182.13	2261.29	2487.41	3674,62	Vérifié
Sous-sol	135.86	1608.52	214.82	2493.73	2743.11	3674,62	Vérifié

➢ **Remarque :**

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes.

III.5. Prédimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des voiles est donné par les formules empiriques suivantes : $\mathbf{a \geq h_e/20}$

Avec : $\mathbf{h_e = h - h_{ps}}$

a : L'épaisseur du voile.

h : La hauteur d'étages.

h_e : La hauteur du voile.

h_{ps} : La hauteur de la poutre secondaire.

Pour le cas de notre structure on a : h = 3.23 m = 323 cm et : h_{ps} =0.35 m = 35 cm

$h_e = 323 - 35 \Rightarrow h_e = 288$ cm

$a \geq 288/20 \Rightarrow a \geq 14.40$ cm

On adopte pour les voiles une épaisseur de 20 cm.

Chapitre IV

Calcul des éléments secondaires

IV.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement de la structure.

IV.2. Calcul de plancher corps creux :

IV.2.1. Définition :

Les planchers à poutrelles préfabriqués sont des planchers dont l'ossature porteuse est constituée d'éléments en béton. Ce type de plancher est couramment employé pour le cas de charges modérées car il peut être mis en œuvre avec des moyens de levage limités.

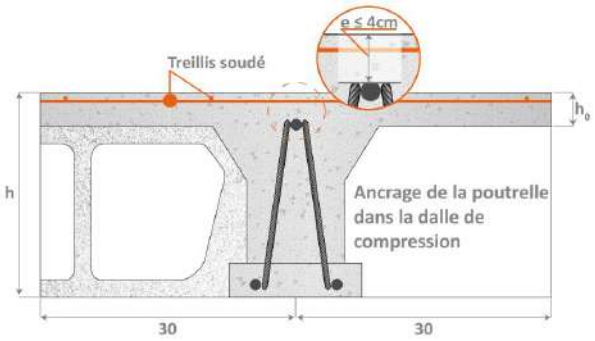


Figure IV.1 Plancher corps creux.

IV.2.2. Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression a un rôle de distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; On prévoit un ferraillage en quadrillage. Cette dalle a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 60 cm entre les poutrelles. La section d'armatures à prévoir doit satisfaite aux conditions suivantes : ►► [Art B.6.8.4.2.3] ◄◄ **CBA93**

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : $a_1 \leq 20$ cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : $a_2 \leq 33$ cm
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_\perp \geq \frac{200}{f_e} \qquad \text{Si :} \quad L \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_\perp \geq 0.02\, L \frac{200}{f_e} = \frac{4\, L}{f_e} \qquad \text{Si :} \quad 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

Avec :

L : Espacement entraxe entre les nervures

f_e : Nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20cm.

$A_\perp$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Dans notre ouvrage, on a : $L = 60$ cm , donc :

$$50\text{ cm} \leq L \leq 80\text{ cm} \quad \Rightarrow \quad A_{\perp} \geq 0.02\,L\,\frac{200}{f_e} = \frac{4\,L}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \quad \Rightarrow \quad A_{\perp} = 0.46\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{/\!/} = \frac{A_{\perp}}{2} \quad \Rightarrow \quad A_{/\!/} = 0.23\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisira : $A_{\perp} = 5\,Ø6 = 1.41\ \text{cm}^2$; esp $= 20$ cm

$A_{/\!/} = 5\,Ø6 = 1.41\ \text{cm}^2$; esp $= 20$ cm

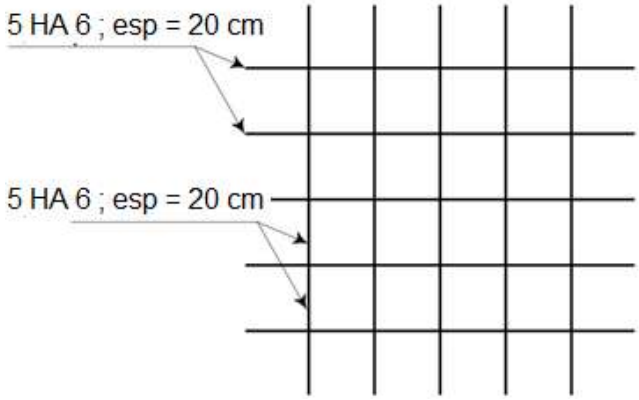


Figure IV.2 Disposition des armatures de la dalle de compression.

IV.2.3. Calcul de la poutrelle :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes.

IV.2.3.1. Avant coulage :

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

- Son poids propre. $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$ KN
- Le poids de corps creux (entrevous). $0.60 \times 1 = 0.60$ KN

$G = 0.12 + 0.6 = 0.72$ KN

- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou $(0.5 \times L)$ kN, qui représente le poids d'un ouvrier. ►► [Art B.6.8.4.1.2] ◄◄ **CBA93**

$Q = \max[1\text{ kN} ; 0.5L = 2.05] = 2.05$ KN

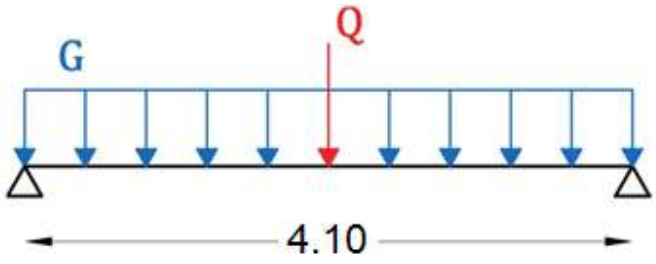


Figure IV.3 Schéma de la poutrelle avant coulage.

➢ **Vérification de la flèche :** ►► **[Art.B.6.5.3]** ◄◄ **CBA 93**

$$f_{max} \leq \bar{f} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \bar{f} = \dfrac{l\,(cm)}{500} & \text{Si : } l \leq 5\ m \\ \bar{f} = 0.5 + \dfrac{l\,(cm)}{1000} & \text{Si : } l > 5\ m \end{cases}$$

Dans notre cas on a : $L = 4.10\ m \Rightarrow \bar{f} = 410/500 = 0.80\ cm$

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 0.72 \times 4100^4}{384 \times 32164.2 \times 6.4 \times 10^5} + \frac{2050 \times 4100^3}{48 \times 32164.2 \times 6.4 \times 10^5} = 271.68\ mm = 27.17cm$$

$f_{max} = 25.42\ cm > \bar{f} = 0.80\ cm \Rightarrow f_{max} \leq \bar{f}\ (\mathbf{C.N.V})$

➢ **Remarque :**

La flèche maximale de la poutrelle est plus grande par rapport à la flèche admissible, cependant la section de la poutrelle est faible, il faut ajouter des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage de la table de compression.

➢ **Calcul des étaiements :**

- **Pour un seul étai au milieu :** $Q = \max[1\ kN\ ;\ 0.5L = 2.05] \Rightarrow$ Q=1.00 KN

  $f_{max} = 1.77\ cm \Rightarrow f_{max} \leq \bar{f} \Rightarrow$ Non vérifier
- **Pour deux étais :** $Q = \max[1\ kN\ ;\ 0.5L = 2.05] \Rightarrow$ Q=1.00 KN

  $f_{max} = 1.77\ cm \Rightarrow f_{max} \leq \bar{f} \Rightarrow$ Vérifié

➢ **Conclusion :**

Il faut prévoir deux étais le long de la travée espacés de 1.37 m pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage de la dalle de compression.

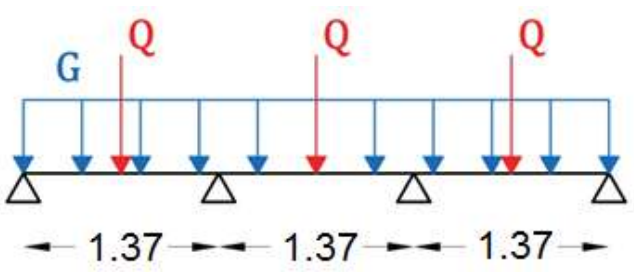


Figure IV.4 Poutrelle avec deux étais.

IV.2.3.2. Après coulage pour plancher courant et terrasse :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. On a trois types de poutres continues sont à envisager (Poutrelle à 3 travées, 5 travées et 7 travées).

IV.2.3.2.1. Schéma statique :

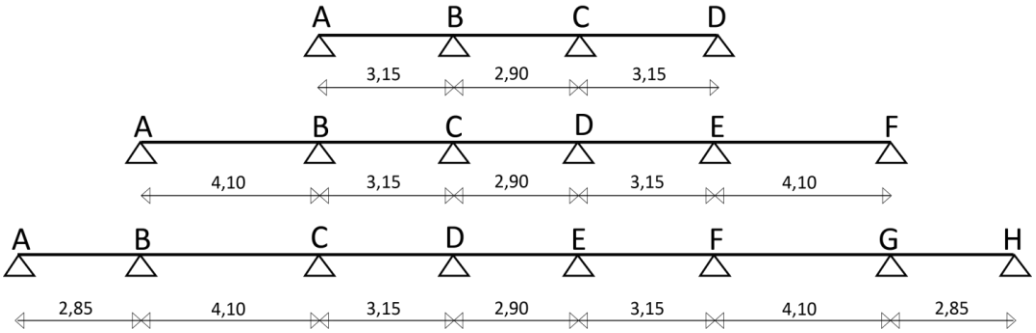


Figure IV.5 Schéma statique des poutrelles.

IV.2.3.2.2. Charges : DTR B.C 2.2

- **La charge permanente :** $G = 5.96x0.6 = 3.58\ [KN.ml]$ ►► [Art.III.1] ◄◄
  $P = 2.52x0.6x3.03 = 4.58\ [KN]$ ►► [Art.III.1] ◄◄
- **La charge d'exploitation :** $Q = 1.50x0.6 = 0.90\ [KN.ml]$ ►► [Art.7.2.1] ◄◄

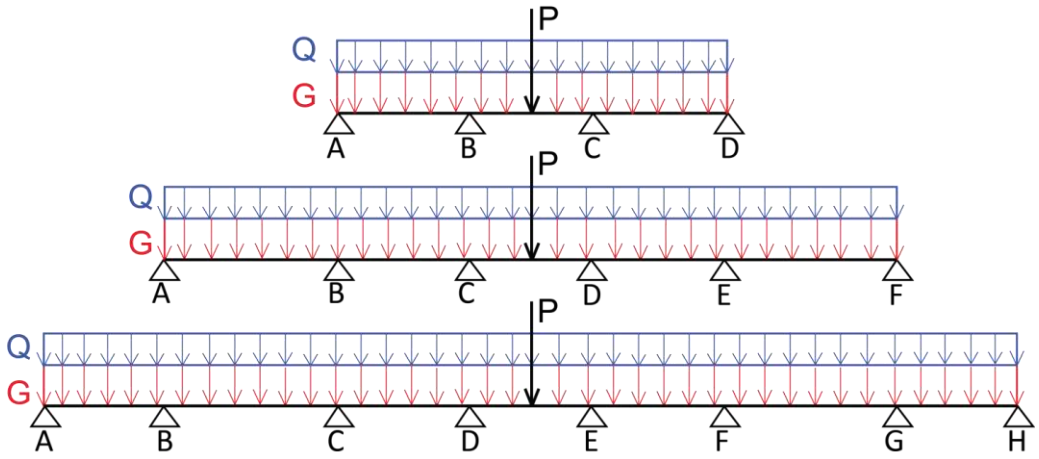


Figure IV.6 Les charges appliquées sur les poutrelles.

IV.2.3.2.3. Combinaison des charges ;

- **Les charges des poutrelles à l'ELU :** ►► [A.3.3.2.1] ◄◄**CBA93**

  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.58 + 1.5 \times 0.9 = 6.18\ [KN/m]$

  $P_u = 1.35\,P = 1.35 \times 4.58 = 6.18\ [KN/m]$

- **Les charges de la dalle pleine à l'ELS :** ►► [A.3.3.3] ◄◄**CBA93**

  $q_{ser} = G + Q = 3.58 + 0.9 = 4.48\ [KN/m]$

  $P_{ser} = P = 4.58\ [KN/m]$

IV.2.3.2.4. Calcul des sollicitations :

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifié pour cela en passe à la méthode de Caquot :

➢ **Méthode de CAQUOT :**

Tableau IV.01 Exposé de la méthode de Caquot.

Moment isostatique : M_0		$M_0 = \frac{ql^2}{8}$
Moment en travée : M_t		$M_t = M_0 - \left(\frac{M_e + M_w}{2}\right)$
Moment à l'appui : M_a	Appuis de rive	$M_a = 0.2\ M_0$
	Appuis intermédiaires	$\frac{q_w \cdot l'^2_w + q_e \cdot l'^2_e}{8.5(1+\gamma)} + \frac{l'_w \sum k_{wi}.p_{wi} + \gamma l'_w \sum k_{wi}.p_{wi}}{(1+\gamma)}$
Longueur fictive : l'	Travée de rive	L
	Travée intermédiaire	0.8 L
Effort tranchant : T	T_w	$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{p}{2} + \left(\frac{M_w - M_e}{l}\right)$
	T_e	$T_e = -\frac{ql}{2} - \frac{p}{2} + \left(\frac{M_w - M_e}{l}\right)$

➢ **Les sollicitations a l'ELU :**

Tableau IV.02 Les sollicitations des poutrelles à l'ELU.

Poutrelle a 3 travées :						
Travée	M_0[KN.m]	M_w[KN.m]	M_e[KN.m]	M_t[KN.m]	T_w[KN]	T_e[KN]
A-B	7.66	-1.53	-6.91	3.44	-5.81	8.29
B-C	10.98	-6.91	-6.91	4.07	**-8.78**	**8.78**
C-D	7.66	-6.91	-1.53	3.44	-8.29	5.81
Poutrelle a 5 travées :						
Travée	M_0[KN.m]	M_w[KN.m]	M_e[KN.m]	M_t[KN.m]	T_w[KN]	T_e[KN]
A-B	12.98	-2.60	-9.32	7.02	-7.99	**10.36**
B-C	7.66	-9.32	-5.40	0.30	-7.95	6.15
C-D	10.98	-5.40	-5.40	5.57	-8.78	8.78
D-E	7.66	-5.40	-9.32	0.30	-6.15	7.95
E-F	12.98	-9.32	-2.60	7.02	**-10.36**	7.99

Poutrelle a 7 travées :						
Travée	M_0[KN.m]	M_w[KN. m]	M_e[KN. m]	M_t[KN. m]	T_w[KN]	T_e[KN]
A-B	6.27	-1.25	-6.93	2.18	-4.94	7.82
B-C	12.98	6.93	-6.43	6.30	-9.26	**9.09**
C-D	7.66	-6.43	-5.40	1.75	-7.28	6.82
D-E	10.98	-5.40	-5.40	5.57	-8.78	8.78
E-F	7.66	-5.40	-6.43	1.75	-6.82	7.28
F-G	12.98	-6.43	-6.93	6.30	**-9.09**	9.26
G-H	6.27	6.93	-1.25	2.18	-7.82	4.94

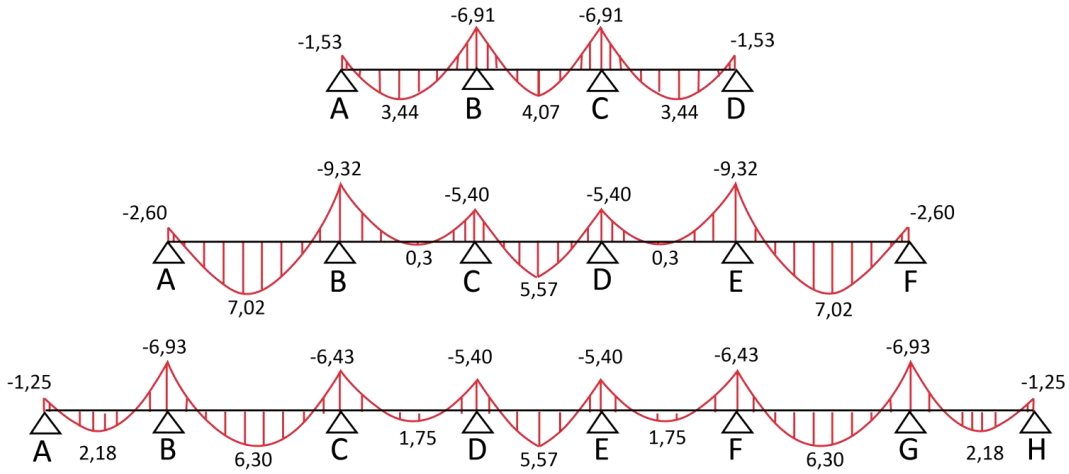


Figure IV.7 Diagrammes des moments des poutrelles a l'ELU.

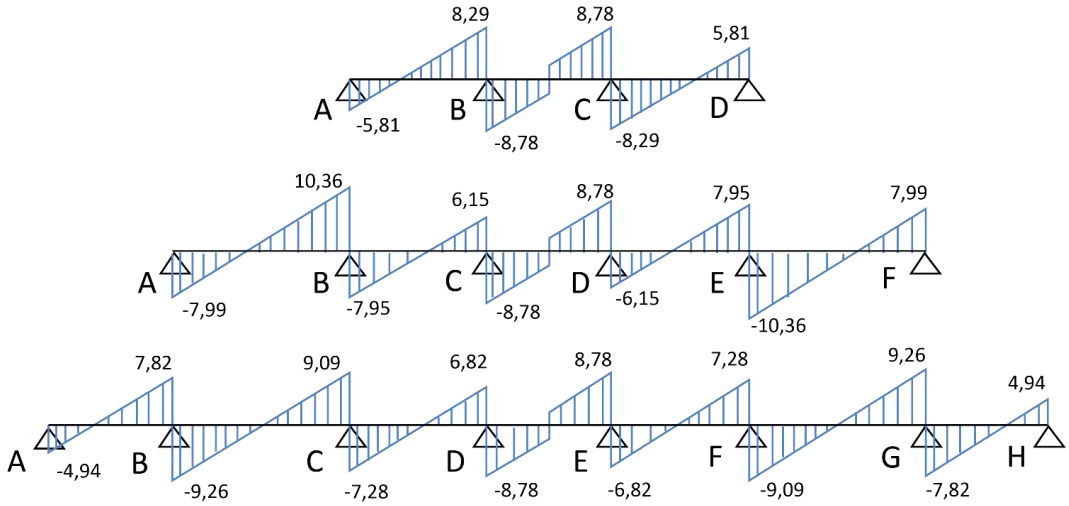


Figure IV.8 Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.

➢ **Les sollicitations a l'ELS :**

Tableau IV.03 Les sollicitations des poutrelles à l'ELS.

Poutrelle a 5 travées :				
Travée	M_0[KN.m]	M_w[KN. m]	M_e[KN. m]	M_t[KN. m]
A-B	9.41	-1.88	**-6.76**	**5.09**
B-C	5.55	**-6.76**	-3.93	0.21
C-D	8.03	-3.93	-3.93	4.09
D-E	5.55	-3.93	**-6.76**	0.21
E-F	9.41	**-6.76**	-1.88	**5.09**

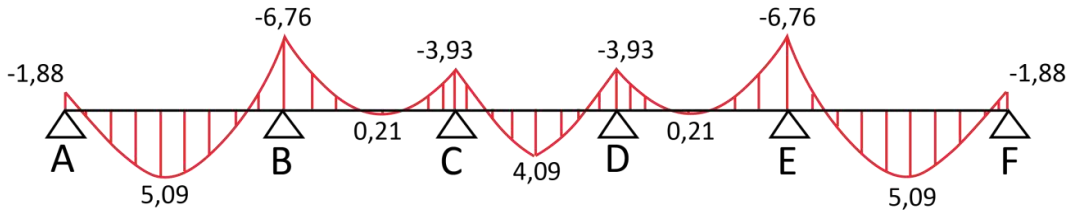


Figure IV.9 Diagrammes des moments des poutrelles a l'ELS.

IV.2.3.2.5. Calcul de ferraillage a l'ELU :

Le ferraillage sera fait en flexion simple avec une fissuration peu nuisible et dans la situation durable.

➢ **Calcul de la section d'armatures :**

Tableau IV.04 Calcul des armatures longitudinal des poutrelles a l'ELU.

Sollicitation à l'ELU		Section calculé				Section choisi			
Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	A_{S1} [cm²]	A_{S2} [cm²]	A'_{S1} [cm²]	A'_{S2} [cm²]	A_{S1} [cm²]	A_{S2} [cm²]	A'_{S1} [cm²]	A'_{S2} [cm²]
7.02	-9.32	1.14	-	-	1.75	2HA10	1HA10	2HA10	2HA12
						1.57	0.79	1.57	2.26

IV.2.3.2.6. Vérification des contraintes à l'ELS : ►► [Art.A.4.5.3] ◄◄ CBA 9

Tableau IV.05 Vérification des contraintes des poutrelles à l'ELS.

Sollicitations à l'ELS		Contraintes	Contraintes admissible	$6 \leq \overline{6}$
M [KN.m]		6_{bc} [MPa]	$\overline{6}_{bc}$ [MPa]	
En travée	5.09	2.90	15	Vérifié
En appuis	-6.76	9.11	15	Vérifié

IV.2.3.2.7. Vérification des contraintes de cisaillement :►[Art.A.5.1.2]◄CBA93

Tableau IV.06 Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles.

Sollicitation	Contraintes	Contraintes admissible	$\tau \leq \bar{\tau}$
T_U [KN]	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	
10.36	0.71	3.33	Vérifié

➢ **Armature transversale et leur espacement : ►► [Art.E3] ◄◄ RPA2003**

Tableau IV.07 Armature transversale des poutrelles et leur espacement

S [cm]	Φ [cm²]	A_t [cm²]
20.00	2 HA 6	0.57

IV.2.3.2.8. Vérification de la flèche: ►► [Art.B.6.5.3] ◄◄ CBA 93

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

Tableau IV.08 vérification de l'ELS de déformation des poutrelles.

1er condition			2ème condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{15M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{3.6}{fe}$	$\rho \leq \frac{3.6}{fe}$
0.048	0.036	Vérifié	0.016	0.009	Non Vérifié

➢ **Remarque :**

Il y a une condition n'est pas vérifiées, il faut déterminer les déformations réelles du béton.

Tableau IV.09 Vérification de la flèche des poutrelles.

Sollicitation à l'ELS	Armatures		Flèche		$f_{max} \leq \bar{f}$
$M_{travée}$ [KN.m]	A_{S1} [cm²]	A_{S2} [cm²]	f [mm]	f_{adm} [mm]	
5.09	2 HA10	1 HA10	6.00	8.20	Vérifié
	1.57	0.79			

IV.2.3.2.9. Détaille de ferraillage :

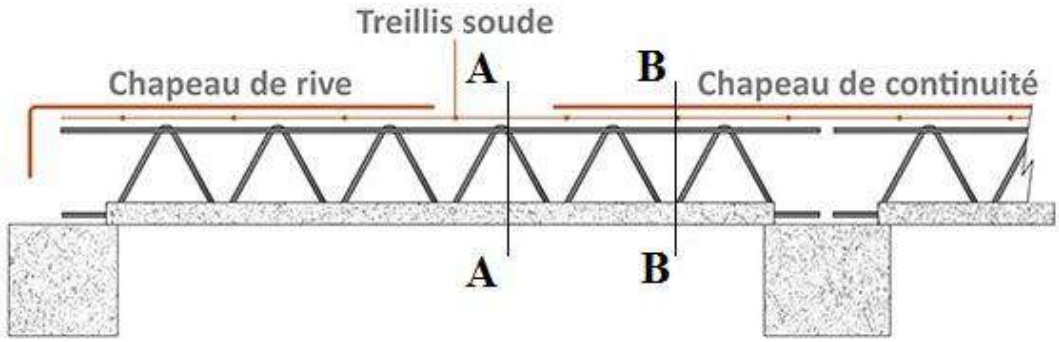


Figure IV.10 Détaille de ferraillage des poutrelles.

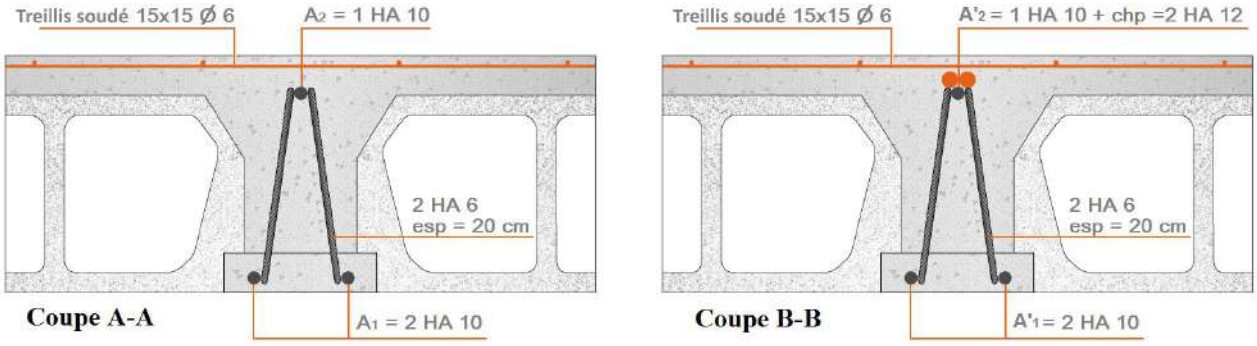


Figure IV.11 Détaille de ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis.

IV.2.3.3. Après coulage pour plancher a usage commerce :

IV.2.3.3.1. Schéma statique :

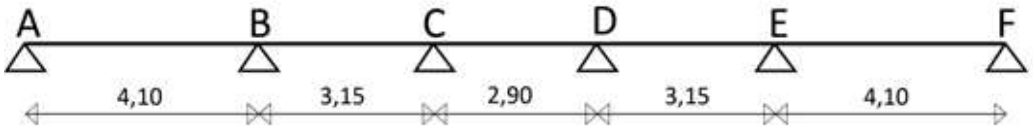


Figure IV.12 Schéma statique de la poutrelle.

IV.2.3.3.2. Charges : DTR B.C 2.2

- **La charge permanente :** G= 5.96x0.6= 3.58 [KN.ml] ►► [Art.III.1] ◄◄
- **La charge d'exploitation :** Q= 5.00x0.6= 3.00 [KN.ml] ►► [Art.7.2.1] ◄◄

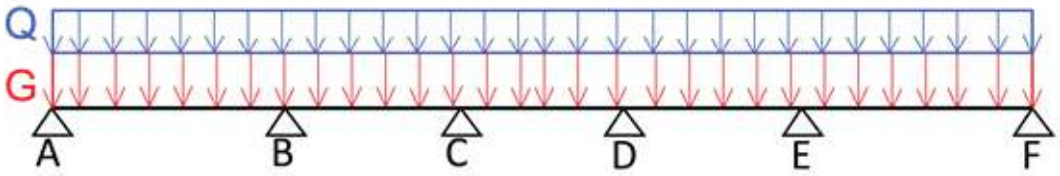


Figure IV.13 La charge appliquée sur la poutrelle.

IV.2.3.3.3. Combinaisons des charges :

- **Les charges des poutrelles à l'ELU :** ►► [A.3.3.2.1] ◄◄**CBA93**

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.58 + 1.5 \times 3.00 = 9.33\ [KN/m]$

- **Les charges de la dalle pleine à l'ELS :** ►► [A.3.3.3] ◄◄**CBA93**

$q_{ser} = G + Q = 3.58 + 3.00 = 6.58\ [KN/m]$

IV.2.3.3.4. Calcul des sollicitations :

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifié pour cela en passe à la méthode de Caquot :

➢ **Les sollicitations a l'ELU :**

Tableau IV.10 Les sollicitations des poutrelles à l'ELU.

Travée	M_0[KN.m]	M_w[KN. m]	M_e[KN. m]	M_t[KN. m]	T_w[KN]	T_e[KN]
A-B	19,60	-3,92	**-14,08**	**10,60**	-11.73	**15.23**
B-C	11,57	**-14,08**	-6,46	1,30	-11.80	8.92
C-D	9,81	-6,46	-6,46	3,35	-11.83	11.83
D-E	11,57	-6,46	**-14,08**	1,30	-8.92	11.80
E-F	19,60	**-14,08**	-3,92	10,60	**-15.23**	11.73

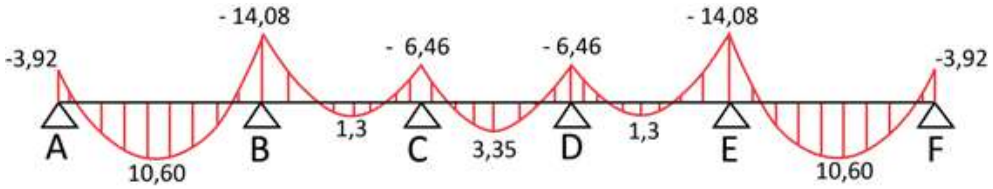


Figure IV.14 Diagrammes des moments des poutrelles à l'ELU.

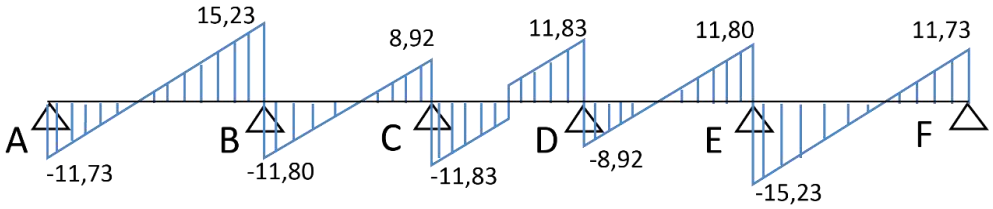


Figure IV.15 Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

➢ **Les sollicitations a l'ELS :**

Tableau IV.11 Les sollicitations des poutrelles à l'ELS.

Travée	M_0[KN.m]	M_w[KN. m]	M_e[KN. m]	M_t[KN. m]
A-B	13,82	-2,76	**-9,92**	**7,47**
B-C	8,16	**-9,92**	-4,55	0,92
C-D	6,91	-4,55	-4,55	2,36
D-E	8,16	-4,55	**-9,92**	0,92
E-F	13,82	**-9,92**	-2,76	**7,47**

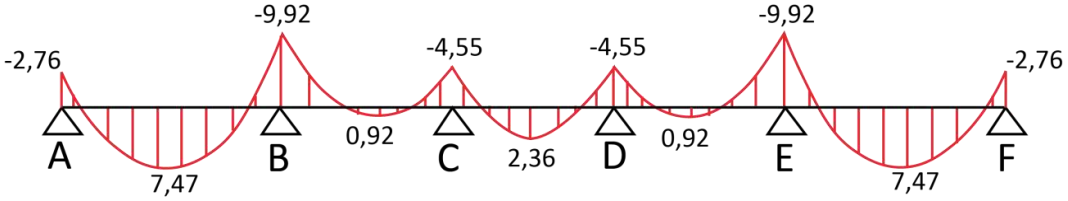


Figure IV.16 Diagrammes des moments des poutrelles à l'ELS.

IV.2.3.3.5. Calcul de ferraillage a l'ELU :

Le ferraillage sera fait en flexion simple avec une fissuration peu nuisible et dans la situation durable.

➢ **Calcul de la section d'armatures :**

Tableau IV.12 Calcul de la section d'armatures des poutrelles a l'ELU.

Sollicitation à l'ELU		Section calculé				Section choisi			
Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	A_{S1} [cm²]	A_{S2} [cm²]	A'_{S1} [cm²]	A'_{S2} [cm²]	A_{S1} [cm²]	A_{S2} [cm²]	A'_{S1} [cm²]	A'_{S2} [cm²]
10.60	-14,08	1,73	-	-	3,03	2HA10 +1HA12	1HA10	2HA10 +1HA12	2HA14
						2,70	0.79	2.70	3,08

IV.2.3.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS : ►► [Art.A.4.5.3.3] ◄◄ CBA 93

Tableau IV.13 Vérification des contraintes des poutrelles à l'ELS.

Sollicitations à l'ELS		Contraintes	Contraintes admissible	$6 \leq \overline{6}$
M [KN.m]		6_{bc} [MPa]	$\overline{6}_{bc}$ [MPa]	
En travée	7,47	3.40	15	Vérifié
En appuis	-9,92	10.35	15	Vérifié

IV.2.3.3.7. Vérification des contraintes de cisaillement :► [Art.A.5.1.2]◄CBA 93

Tableau IV.14 Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles.

Sollicitation	Contraintes	Contraintes admissible	$\tau \leq \bar{\tau}$
T_U [KN]	τ_u [MPa]	τ'_u [MPa]	
15.23	1.06	3.33	Vérifié

➢ **Armature transversale et leur espacement :** ►► **[**Art.E3] ◄◄ **RPA2003**

Tableau IV.15 Armature transversale des poutrelles et leur espacement.

S [cm]	Φ [cm²]	A_t [cm²]
20.00	2 HA 6	0.57

IV.2.3.3.8. Vérification de la flèche : ►► [Art.B.6.5.3] ◄◄ CBA 93

Tableau IV.16 Vérification de la flèche des poutrelles.

Sollicitation à l'ELS	Armatures		Flèche		$f_{max} \leq \bar{f}$
$M_{travée}$ [KN.m]	A_{S1} [cm²]	A_{S2} [cm²]		f_{adm} [mm]	
7,47	2.70	0.79	Vérifié	8.20	Vérifié

IV.2.3.3.9. Détaille de ferraillage :

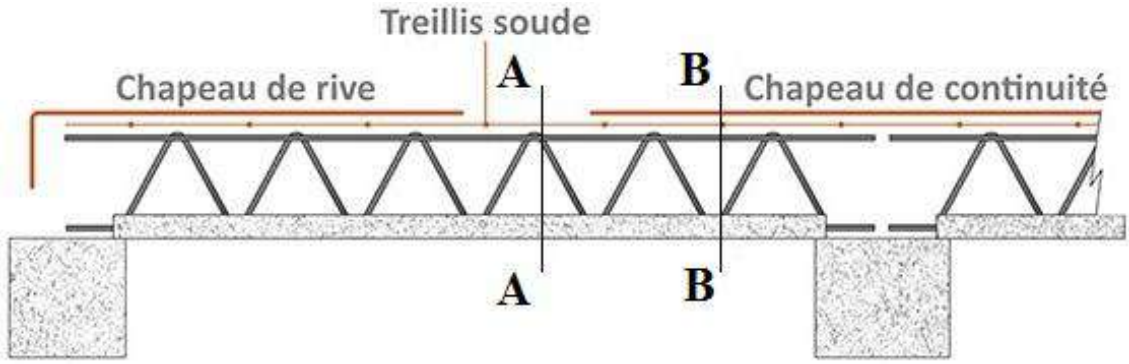


Figure IV.17 Détaille de ferraillage des poutrelles.

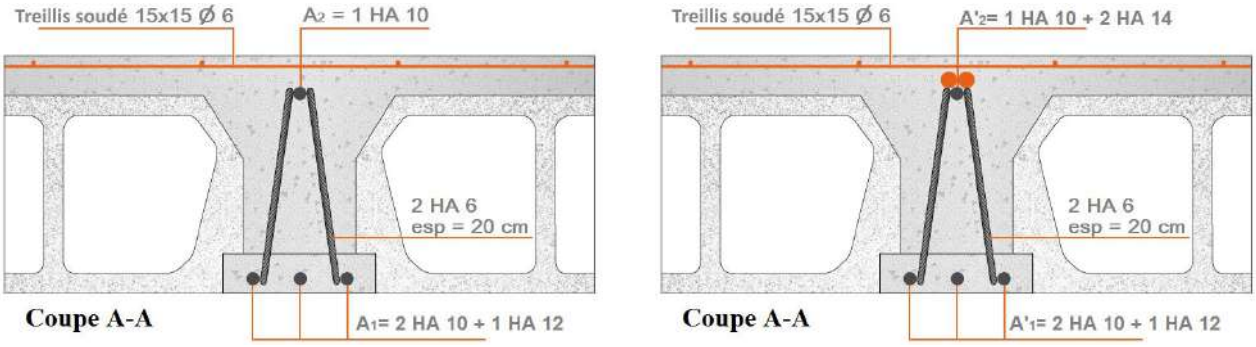


Figure IV.18 Détaille de ferraillage des poutrelles coupe A-A et B-B.

IV.3. Calcul de la dalle machine :

IV.3.1. Définition :

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

IV.3.2. Prédimensionnement :

Nous avons deux conditions à vérifier :

- Résistance à la flexion.
- Condition de l'E.N.A (entreprise nationale de l'ascenseur).

Tableau IV.17 Prédimensionnement de la dalle machine

Résistance a la flexion	$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40}$	$\frac{250}{45} \leq e \leq \frac{250}{40}$	$5.56 \leq e \leq 6.25$
Condition de l'E.N.A	$e \geq 25\ cm$ alors on prend: $e = 25\ cm$		

IV.3.3. Evaluation des charges : ►► [Pages 25] ◄◄ Fiche technique **OMEGA**

Tableau IV.18 Les charges de l'assesseure

Type	Charge utile Q [kN]	Personnes	Vitesse [m/s]	Réactions [kN]				
				R1	R2	R3	R4	$\sum_1^4 R$
8160	630	8	1.6	15	50	12	38	115

➢ **Charges permanente :**

- Poids propre de la dalle machine : $G1 = 0.25 \times 25 = 6.25\ [KN/m^2]$
- Poids de la machine : $G2 = 115/7.12 = 16.14\ [KN/m^2]$
- Poids total : $G_{total} = G1 + G2 = 16.14 + 6.25 = 22.39\ [KN/m^2]$

➢ **Charges d'exploitation :** $Q = 6.30\ [KN/m^2]$

IV.3.4. Combinaison des charges :

➢ **Les charges de la dalle pleine à l'ELU :** ►► [A.3.3.2.1] ◄◄**CBA93**

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 22.39 + 1.5 \times 6.30 = 30.23 + 9.45 = 39.68\ [KN/m]$

➢ **Les charges de la dalle pleine à l'ELS :** ►► [A.3.3.2.1] ◄◄**CBA93**

$q_{ser} = G + Q = 22.39 + 6.30 = 28.69\ [KN/m]$

IV.3.5. Calcul des sollicitations :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles repesant sur quatre coté.

On a : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{250}{285} = 0.87 > 0.4$

Donc la dalle travaille suivant les deux directions.

Le calcul ce fera par la méthode des lignes de rupture.

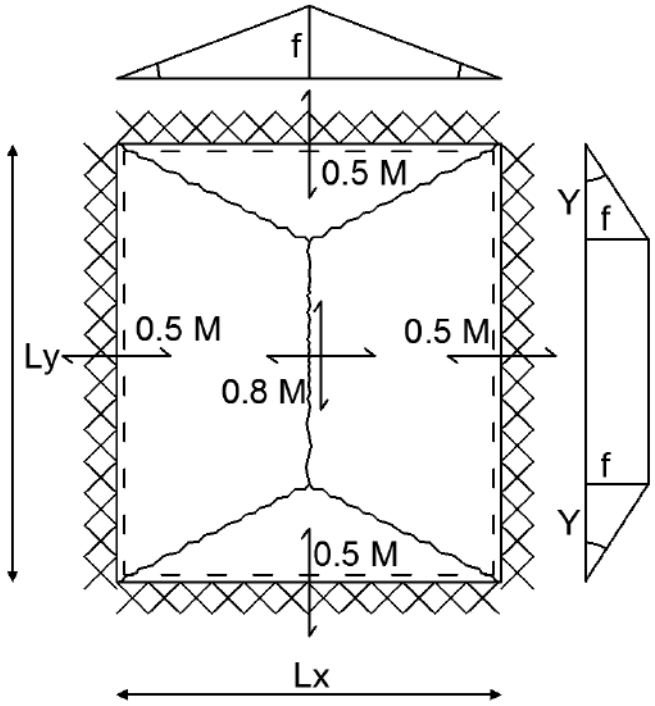


Figure IV.19 Calcul des sollicitations par la méthode des lignes de ruptures.

- **travail externe:** $T\ ext\ =\ q\ f\ (3{,}56\ -\ 0{,}83\ y)$
- **travail interne :** $T\ int = Mf\ ((5/y)\ -\ 4.56)$
- **Principe de travail virtuel:**

$$Tint\ =\ M.l.\theta\ \Rightarrow\ T\ int = 2\ x\ T\ int1 + T\ int2\ \Rightarrow\ T\ int = Mf\ ((5/y)\ -\ 4.56)$$

$$Tint\ = T\ ext\ \Rightarrow\ q = M\frac{(5/y)\ + 4.56}{3{,}56\ -\ 0{,}83\ y}$$

Pour la fonction q(Y), M est une constante, et on pose aussi : $q(Y) = U(Y)/V(Y)$

$$D'où : q' = 0\ \Rightarrow\ U'V - V'U = 0\ \Rightarrow\ 3.78\ y^2 + 8.30y - 17.80 = 0$$

$$\Rightarrow\ y = 1.33\ \Rightarrow\ M = 0.29\ q$$

➢ **Les sollicitations à l'ELU:**

Tableau IV.19 Les sollicitations de la dalle machine à l'ELU.

Sens	M [KN.m]	M_t[KN. m]	M_{aw}[KN. m]	M_{ae}[KN. m]	T_w[KN]	T_e[KN]
X	11.51	9.21	-5.75	-5.75	34.48	34.48
Y	11.51	9.21	-5.75	-5.75	33.06	33.06

Les efforts tranchant dans les sont calculé par les deux formules :

$$T_x = \frac{q.l_x.l_y}{2\,l_Y + l_x} \qquad T_y = \frac{q.l_x.l_y}{3l_y}$$

➢ **Les sollicitations à l'ELS:**

Tableau IV.20 Les sollicitations de la dalle machine à l'ELS.

Sens	M [KN.m]	M_t[KN. m]	M_{aw}[KN. m]	M_{ae}[KN. m]
X	8.32	6.66	-4.16	-4.16
Y	8.32	6.66	-4.16	-4.16

IV.3.6. Calcul de ferraillage à l'ELU :

Le ferraillage sera fait en flexion simple.

➢ **Calcul des armatures suivant X et Y :**

Tableau IV.21 Calcul de ferraillage de la dalle machine.

Sens	Sollicitation à l'ELU [KN.m]		Section calculé [cm²]				Section choisi [cm²/m]				Eps [cm]
	M_t	M_a	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}	e
X	9.21	-5.75	2.70	-	-	2.70	7HA10 5.50	7HA10 5.50	7HA10 5.50	7HA10 5.50	15.00
Y	9.21	-5.75	2.70	-	-	2.70	7HA10 5.50	7HA10 5.50	7HA10 5.50	7HA10 5.50	15.00

IV.3.7. Vérification des contraintes à l'ELS : ►► [Art.A.4.5.3.3] ◄◄CBA93

Tableau IV.22 Vérification des contraintes de la dalle machine à l'ELS.

Sens	Sollicitation à l'ELS		Contraintes 6_{bc}[MPa]	Contraintes admissible $6'_{bc}$[MPa]	$6 \leq \overline{6}$
X	M_t [KN.m]	6.66	0.70	15.00	Vérifié
	M_a [KN.m]	-4.16	0.40	15.00	Vérifié
Y	M_t [KN.m]	6.66	0.60	15.00	Vérifié
	M_a [KN.m]	-4.16	0.30	15.00	Vérifié

IV.3.8. Vérification des contraintes de cisaillement :►►[Art.A.5.1.2.1.1]◄◄CBA93

Tableau IV.23 Vérification des contraintes de cisaillement de la dalle machine à l'ELS.

Sollicitation	Contraintes	Contraintes admissible	$\tau \leq \overline{\tau}$
T_U [KN]	τ_u [MPa]	τ'_u [MPa]	
34.48	0.157	1.167	Vérifié
33.06	0.150	1.167	Vérifié

IV.3.9. Vérification de la flèche : ►► [Art.B.6.5.3] ◄◄ CBA 93

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

Tableau IV.24 vérification de l'ELS de déformation de la dalle machine.

2ème condition			3ème condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{20M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{2}{fe}$	$\rho \leq \frac{2}{fe}$
0.10	0.04	Vérifié	$2.44x10^3$	$5x10^3$	Vérifié

IV.3.10. Détail de ferraillage :

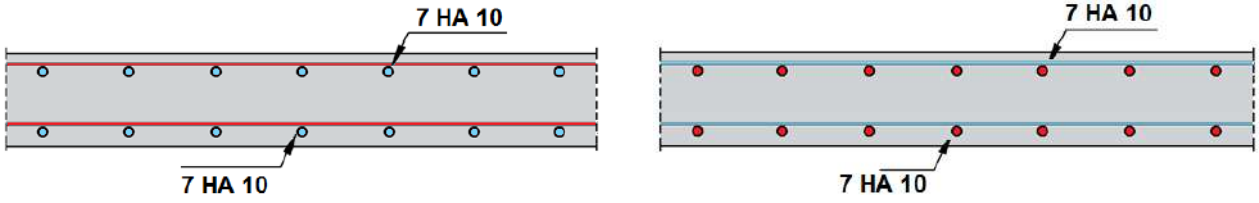


Figure IV.20 Détaille de ferraillage de la dalle machine

IV.4. Calcul de l'acrotère :

IV.4.1. Dimension et schéma statique :

h =	60	[cm]
h'=	50	[cm]
b =	10	[cm]
e =	15	[cm]
c =	7	[cm]
c'=	3	[cm]
L =	1.00	[m]

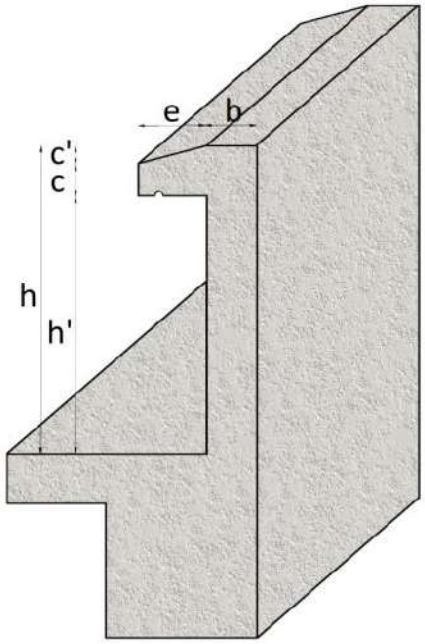


Figure IV.21 Dimension de l'acrotère.



Figure IV.22 Schéma statique.

IV.4.2. Charges : DTR B.C 2.2

- **Charge permanente :** $G = (h + e).b.\rho_{Béton} = 1.88$ [KN] ►► [Art.III.1] ◄◄
- **Charge d'exploitation :** $Q = 1.00$ [KN] ►► [Art.7.2.1] ◄◄

IV.4.3. Calcul des sollicitations :

- **A l'état limite ultime (ELU) :** ►► [A.3.3.2.1] ◄◄**CBA93**

Effort normale :	N_u =	1.35 G =	2.53	[KN]
Moment d'encastrement :	M_u =	1.5 Q.h =	0.90	[KN.m]
Effort tranchant :	T_u =	1.5 Q =	1.50	[KN]

- **A l'état limite de service (ELS) :** ►► [A.3.3.3] ◄◄**CBA93**

Effort normale :	N_{ser} =	G =	1.88	[KN]
Moment d'encastrement :	M_{ser} =	Q.h =	0.60	[KN.m]
Effort tranchant :	T_{ser} =	Q =	1.00	[KN]

IV.4.4. Calcul de ferraillage a l'ELU :

Le ferraillage sera fait en flexion composé pour une bande de 1.00 m de langueur

- **Calcul des armatures verticales :**

Tableau IV.25 Calcul des armatures verticales de l'acrotère.

Section minimale	Sections calculées		Section choisies		espacement
A min [cm²,m]	As 1[cm²,m]	As 2 [cm²,m]	As 1 [cm²,m]	As 2 [cm²,m]	e[cm]
8.80	4.40	4.40	7HA10=5.50	7HA10=5.50	15.00

- **Calcul des armatures de répartition :** $A_{rep} = As/4$

Tableau IV.26 Calcul des armatures de répartition de l'acrotère.

Sections calculées		Section choisies		Espacement
A_{rep} 1 [cm²]	A_{rep} 2 [cm²]	A_{rep} 1 [cm²]	A_{rep} 2 [cm²]	e[cm]
1.38	1.38	4 HA 8 = 2.01	4 HA 8 = 2.01	18.00

IV.4.5. Vérification des contraintes a l'ELS : ►► [Art.A.4.5.3.3] ◄◄CBA93

Tableau IV.27 Vérification des contraintes de l'acrotère à l'ELS.

Contraintes			Contraintes admissible		$6 \leq \overline{6}$
6_{bc} [MPa]	6_s [MPa]	$6_{s'}$ [MPa]	$6'_{bc}$ [MPa]	$6'_s$ [MPa]	
5.60	6.70	0.90	15.00	164.97	Vérifié

IV.4.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau IV.28 Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère.

contraintes	Contraintes admissible	$\tau \leq \bar{\tau}$
τ_u [MPa]	τ'_u [MPa]	
0.028	2.50	Vérifié

IV.4.7. Détaille de ferraillage :

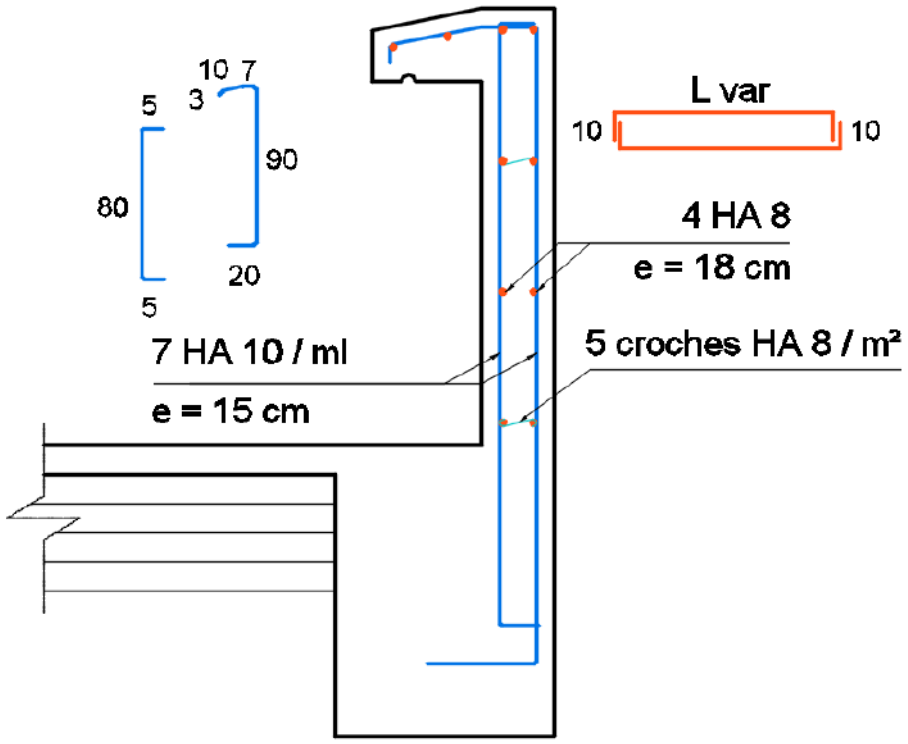


Figure IV.23 Détaille de ferraillage d'acrotère

IV.5. Calcul de l'escalier :

IV.5.1. Définition :

L'escalier est un élément permettant de passer pied d'un étage de bâtiment à un autre. L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

IV.5.2. Prédimensionnement :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur de l'escalier se fait comme une dalle appuyée sur deux cotés par la formule empirique suivante. $\mathbf{L_max/35 \leq e \leq L_max/30}$

Pour le cas de notre structure on a : L=3.25 m = 325 cm

$325/35 \leq e \leq 450/30 \Rightarrow 9.29\ cm \leq e \leq 10.83\ cm$ On choisit : e =15.00 cm

IV.5.3. Dimension :

H	=	170	[cm]
lx1	=	150	[cm]
lx2	=	300	[cm]
ly1	=	250	[cm]
ly2	=	120	[cm]
a	=	10	[cm]
g	=	30	[cm]
h	=	17	[cm]
α	=	29.54	°

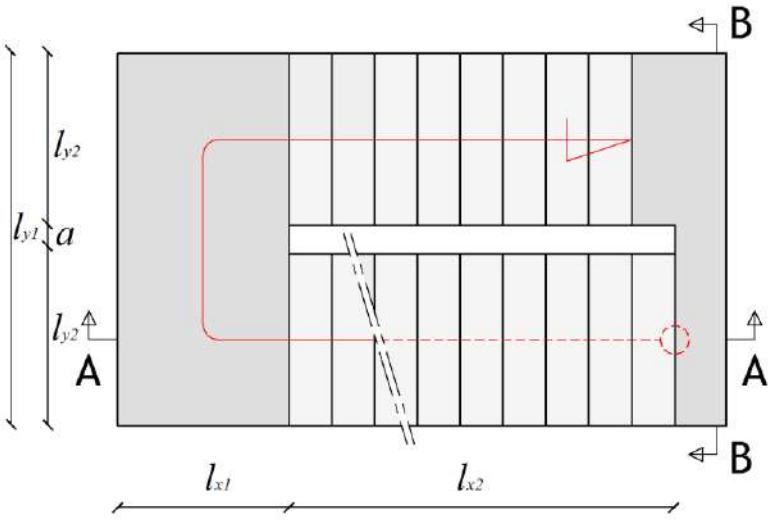


Figure IV.24 Vue en plan de l'escalier.

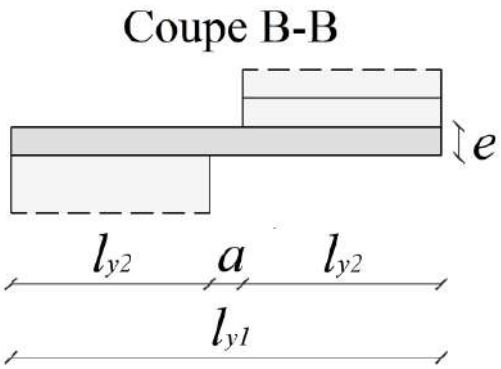


Figure IV.25 Coupe B-B de l'escalier.

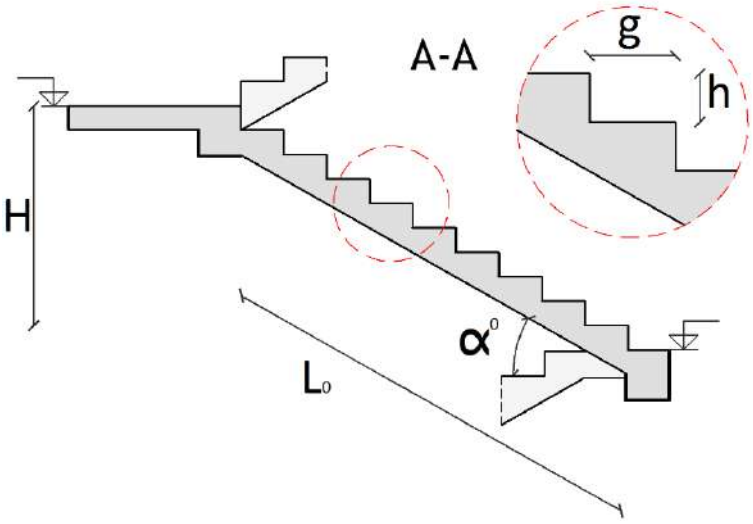


Figure IV.26 Coupe A-A de l'escalier.

IV.5.4. Schéma statique :

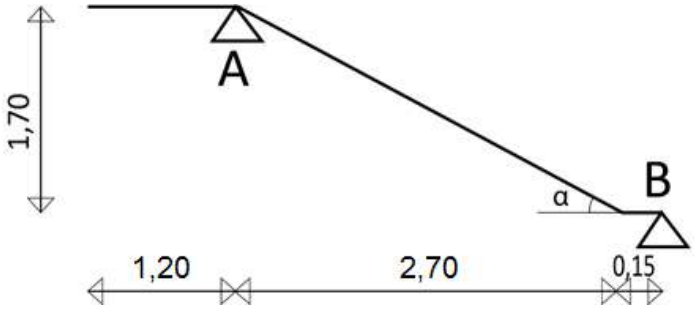


Figure IV.27 Schéma statique de l'escalier.

IV.5.5. Charge :

- Charges permanentes du palier de repos de l'escalier : $G_2 = 5.49$ [KN/m²]
- Charges permanentes de la paillasse de l'escalier : $G_1 = 8.18$ [KN/m²]
- Charge d'exploitation d'escalier : $Q = 2.5$ [KN/m²]

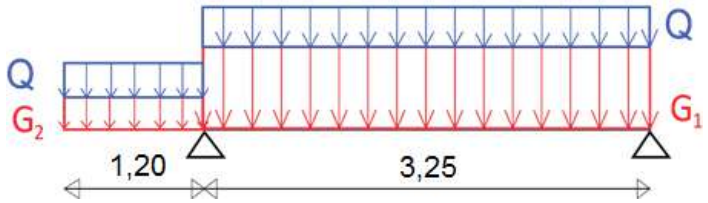


Figure IV.28 Les charges appliquées sur l'escalier.

IV.5.6. Combinaison des charges :

➢ **Les charges du palier de repos :**

$P_{u1} = 1.35G_2 + 1.5Q = 11.16$ [KN/m] ►► [Art.A.3.3.2.1] ◄◄**CBA93**

$P_{ser\,1} = G_2 + Q = 7.99$ [KN/m] ►► [Art.A.3.3.3] ◄◄**CBA93**

➢ **Les charges de la paillasse :**

$P_{u1} = 1.35G_2 + 1.5Q = 14.79$ [KN/m] ►► [Art.A.3.3.2.1] ◄◄**CBA93**

$P_{ser\,1} = G_2 + Q = 10.68$ [KN/m] ►► [Art.A.3.3.3] ◄◄**CBA93**

IV.5.7. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations des escaliers en applique la méthode forfaitaire.

➢ **Méthode de forfaitaire :**

Tableau IV.29 Méthode forfaitaire d'une dalle appuyée sur deux coté.

Moment isostatique : M_0	$M_0 = \frac{ql^2}{8}$
Moment d'encastrement : M_E	$M_E = \frac{ql^2}{2}$
Moment en travée : M_t	$M_t = 0.85\ M_0$
Moment à l'appui : M_a	$M_a = -0.5\ M_0$
Effort tranchant :T	$T_w = \frac{ql}{2}$

➢ **Les sollicitations a l'ELU :**

Tableau IV.30 Les sollicitations des poutrelles à l'ELU.

Travée	M_0[KN.m]	M_w[KN. m]	M_e[KN. m]	M_t[KN. m]	T_w[KN]	T_e[KN]
A-B	19.53	**-9.76**	**-9.76**	**16.60**	**23.01**	**-23.01**
A-C	-	-	-8.03	-	-	-13.39



Figure IV.29

Diagramme des moments d'escalier à l'ELU.

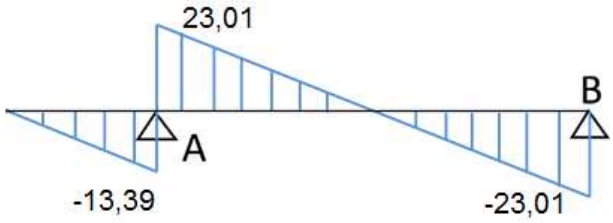


Figure IV.30

Diagramme des efforts tranchant de l'escalier à l'ELU

➢ **Les sollicitations a l'ELS :**

Tableau IV.31 Les sollicitations de L'escalier à l'ELS.

Travée	M_0[KN.m]	M_w[KN. m]	M_e[KN. m]	M_t[KN. m]
A-B	14.10	**7.05**	**-7.05**	**11.99**
A-C	-	-	-5.75	-

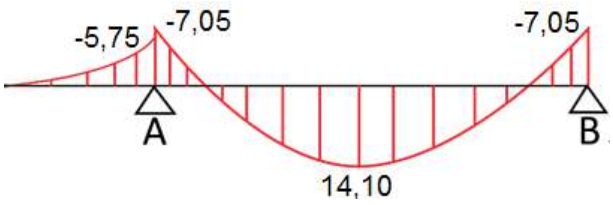


Figure IV.31 Diagramme des moments d'escalier à l'ELS.

IV.5.8. Calcul de ferraillage a l'ELU :

Le ferraillage sera fait en flexion simple pour une bonde de 1ml.

➢ **Calcul des armatures longitudinal :**

Tableau IV.32 Calcul des armatures longitudinal de l'escalier à l'ELU.

Sollicitation à l'ELU		A_{min}	Section calculé				Section choisi				Esp
Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	A_{min} [cm²]	A_{S1} [cm²]	A_{S2} [cm²]	A'_{S1} [cm²]	A'_{S2} [cm²]	A_{S1} [cm²]	A_{S2} [cm²]	A'_{S1} [cm²]	A'_{S2} [cm²]	e [cm]
16.60	-9.76	2.04	3.97	-	-	2.30	7HA10 5.50	-	7HA1 5.50	7HA10 5.50	15.00

➢ **Calcul des armatures transversal :**

Tableau IV.33 Calcul des armatures de répartition de l'escalier.

Sections calculées		Section choisies		Espacement
A_{rep} 1 [cm²]	A'_{rep} 2 [cm²]	A_{rep} 1 [cm²]	A'_{rep} 2 [cm²]	e [cm]
1.38	1.38	4 HA 10 = 3.14	4 HA 10 = 3.14	25.00

IV.5.9. Vérification des contraintes à l'ELS : ►► [Art.A.4.5.3] ◄◄CBA93

Tableau IV.34 Vérification des contraintes de l'escalier a l'ELS.

Sollicitation à l'ELS		Contraintes			Contraintes admissible		$6 \leq \overline{6}$
M [KN.m]		6_{bc} [MPa]	6_s [MPa]	$6_{s'}$ [MPa]	$6'_{bc}$ [MPa]	$6'_s$ [MPa]	
En travée	20.37	9.56	-	-	15	-	Vérifié
En appuis	-11.98	5.63	-	-	15	-	Vérifié

IV.5.10. Vérification des contraintes de cisaillement : ►► [Art.A.5.1.2] ◄◄CBA93

Tableau IV.35 Vérification des contraintes de Cisaillement de l'escalier à l'ELS.

Sollicitation	Contraintes	Contraintes admissible	$\tau \leq \bar{\tau}$
T_U [KN]	τ_u [MPa]	τ'_u [MPa]	
23.01	0.18	1.16	Vérifié

IV.5.11. Vérification de la flèche : ►► [Art.B.6.5.3] ◄◄ CBA 93

Tableau IV.36 vérification de l'ELS de déformation des escaliers.

1er condition			3ème condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{20M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{2}{fe}$	$\rho \leq \frac{2}{fe}$
0.05	0.04	Vérifié	$3.66x10^3$	$5x10^3$	Vérifié

IV.5.12. Détail de ferraillage :

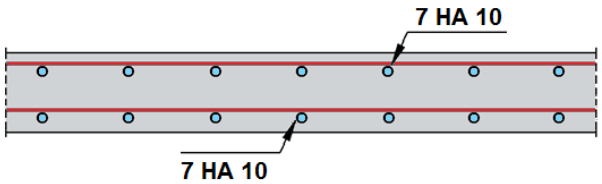


Figure IV.32 Ferraillages longitudinale des escaliers.

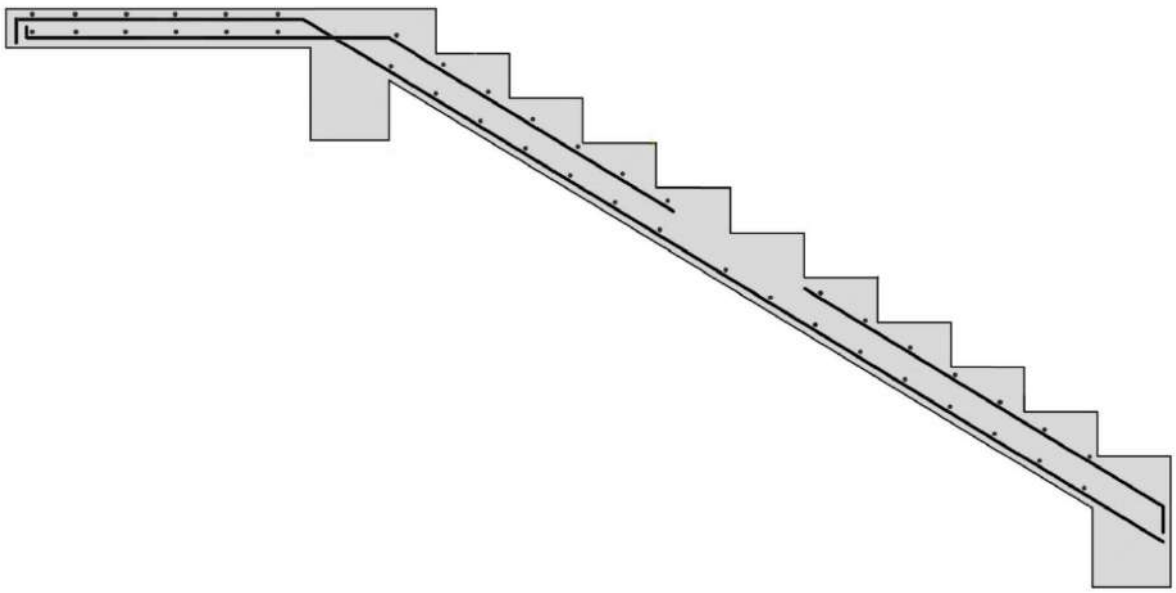


Figure IV.33 Ferraillages transversales des escaliers.

IV.6. Calcul de la poutre palière :

IV.6.1. Prédimensionnement :

Pour le cas de notre structure on a : L=2.50 m = 250 cm

$250/16 \leq h \leq 250/10 \Rightarrow 15.63\ cm \leq h \leq 25.00cm$ On choisit : h = 30 cm

$0.6 \times 30 \leq b \leq 30 \Rightarrow 18.00\ cm \leq b \leq 30.00\ cm$ On choisit : b = 30 cm

IV.6.2. Schéma statique :

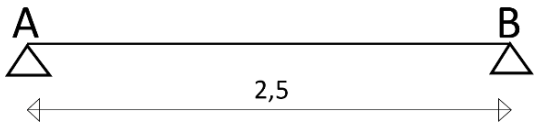


Figure IV.34 Schéma statique de la poutre palière.

IV.6.3. Charge :

Charges permanentes : G =25.51 [KN/ml]

Charge d'exploitation : Q =7.06 [KN/ml]

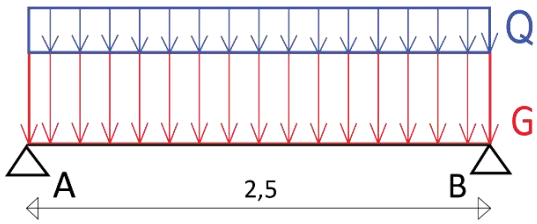


Figure IV.35 Les charges appliquées sur la poutre palière.

IV.6.4. Combinaison des charges :

$P_{u1} = 1.35G_2 + 1.5Q = 45.02\ [KN/m]$

$P_{ser\,1} = G_2 + Q = 32.57\ [KN/m]$

IV.6.5. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations de la poutre palière en applique la méthode forfaitaire.

Tableau IV.37 Les sollicitations de la poutre palière à l'ELU.

Travée	M_0[KN.m]	M_w[KN. m]	M_e[KN. m]	M_t[KN. m]	T_w[KN]	T_e[KN]
A-B	35.17	-17.59	-17.59	29.90	43.78	-43.78

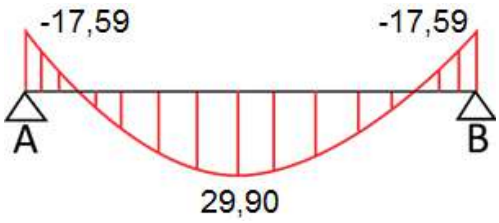


Figure IV.36 Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELU.

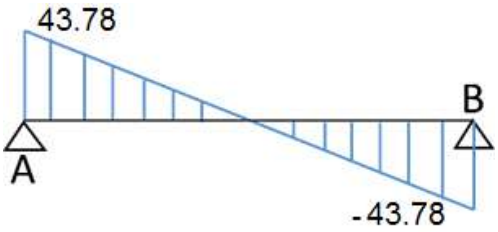


Figure IV.37 Diagramme des efforts tranchant de la poutre palière à l'ELU.

Tableau IV.38 Les sollicitations de la poutre palière à l'ELS.

Travée	M_0[KN.m]	M_w[KN.m]	M_e[KN.m]	M_t[KN.m]
A-B	25.45	**-12.72**	**-12.72**	**21.63**

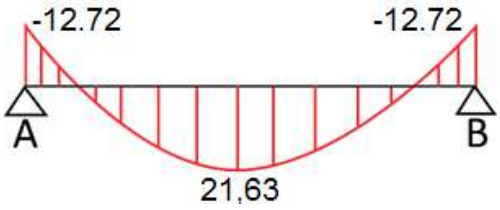


Figure IV.38 Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELS.

IV.6.6. Calcul de ferraillage à l'ELU :

Le ferraillage sera fait en flexion simple.

Tableau IV.39 Calcul des armatures longitudinal de la poutre palière à l'ELU.

Sollicitation à l'ELU		Section calculé				Section choisi			
Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	A_{S1} [cm²]	A_{S2} [cm²]	A'_{S1} [cm²]	A'_{S2} [cm²]	A_{S1} [cm²]	A_{S2} [cm²]	A'_{S1} [cm²]	A'_{S2} [cm²]
29.90	-17.59	3.29	-	-	1.89	3 HA 12	3 HA 12	3 HA 12	3 HA 12
						3.39	3.39	3.39	3.39

IV.6.7. Vérification des contraintes à l'ELS : ►► [Art.A.4.5.3] ◄◄CBA93

Tableau IV.40 Vérification des contraintes de La poutre palière a l'ELS.

Sollicitation à l'ELS		Contraintes			Contraintes admissible		$6 \leq \overline{6}$
M [KN.m]		6_{bc} [MPa]	6_s [MPa]	$6_{s'}$ [MPa]	$6'_{bc}$ [MPa]	$6'_s$ [MPa]	
En travée	25.86	6.53	-	-	15	-	Vérifié
Aux appuis	-15.21	3.84	-	-	15	-	Vérifié

IV.6.8. Vérification des contraintes de cisaillement : ►► [Art.A.5.1.2] ◄◄CBA93

Tableau IV.41 Vérification des contraintes de Cisaillement de la poutre palière à l'ELS.

Sollicitation	Contraintes	Contraintes admissible	$\tau \leq \bar{\tau}$
T_U [KN]	τ_u [MPa]	τ'_u [MPa]	
43.78	0.41	2.50	Vérifié

➢ **Armature transversale et leur espacement :**

Tableau IV.42 Armature transversales de la poutre palière.

ZN [cm]	ZC [cm]	Φ [cm]	A_t [cm]
10	15	4 HA 8	2.01

IV.6.9. Vérification de la flèche : ►► [Art.B.6.5.3] ◄◄ CBA 93

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

Tableau IV.43 vérification de l'ELS de déformation des poutres principales.

1ère condition			2ème condition			3ème condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4,2}{fe}$
0.14	0.06	Vérifié	0.12	0.009	Vérifié	0.007	0.01	Vérifié

IV.6.10. Détail de ferraillage :

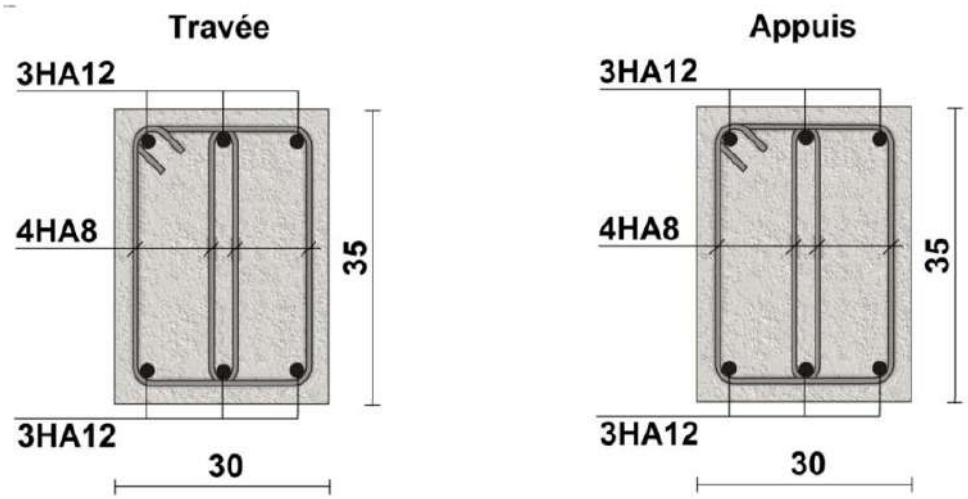


Figure IV.39 Ferraillage de la poutre palière.

Chapitre V

Etude sismique



V.1. Introduction :

L'étude dynamique consiste à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique. Cette dernière nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

V.2. Disposition des violes :

Nous avons effectué plusieurs dispositions pour un système de contreventement mixte, parmi les meilleures dispositions qui n'ont pas vérifiés. Nous présentons ci-dessous trois exemples les préférables qui ne répond pas à tous les conditions du règlement [**RPA2003**].

Cette étude fait par un béton de $f_{c28} = 25$ MPa , et des voiles désosseur $e = 25$ cm

- **Disposition N^0 1 et leur comportement :**

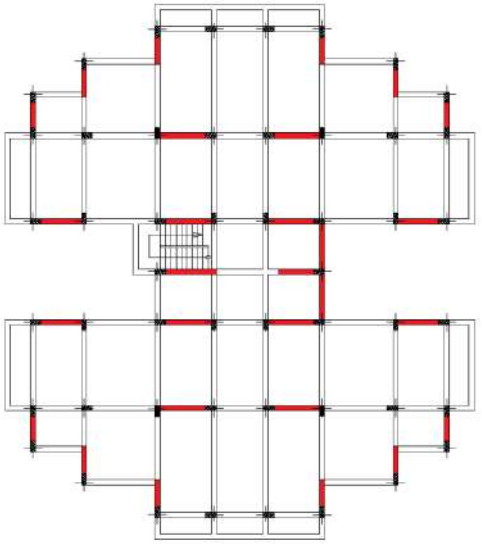


Figure V.1 Disposition N^0 1.

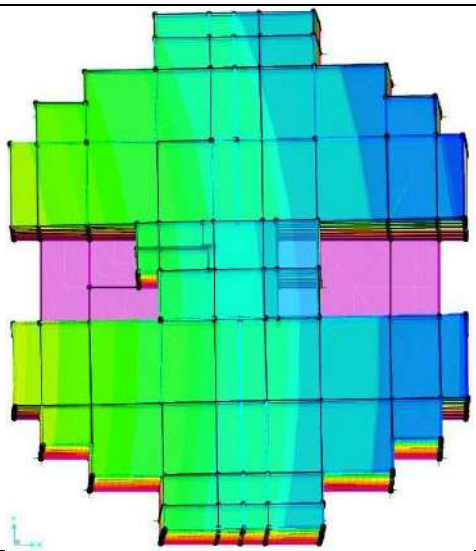


Figure V.2 1er Mode de la disposition N^0 1.

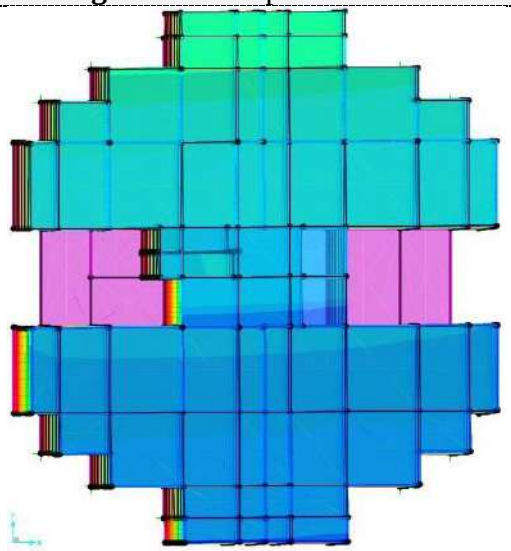


Figure V.3 2ème Mode de la disposition N^0 1.

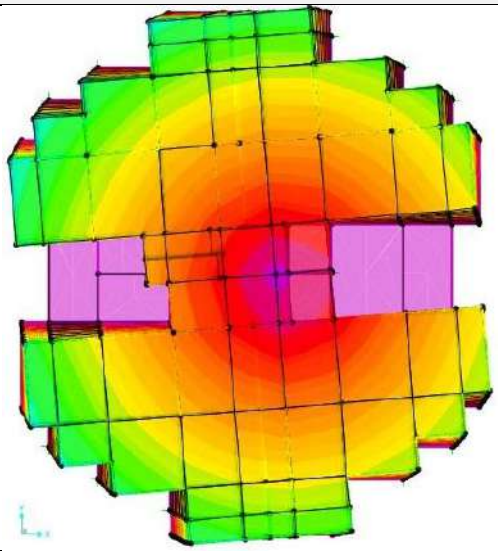


Figure V.4 3ème Mode de la disposition N^0 1.

- **Analyse statique et dynamique de la disposition N^0 1:**

Tableau V.1 Analyse statique et dynamique de la disposition N^0 1

Vérification de la stabilité structure :		
1	Vérification de la force sismique à la base	Vérifié
2	Vérification de la stabilité au renversement	Vérifié
3	Vérification de déplacement en tête du bâtiment	Non vérifié
4	Vérification de déplacements inter-étage	Vérifié
5	Justification vis-à-vis à l'effet P-Δ	Non vérifié
Vérification des éléments :		
6	Vérification de cisaillement des éléments	Non vérifié
7	Vérification de l'effort normal réduit	Non vérifié

- **Disposition N^0 2 et leur comportement :**

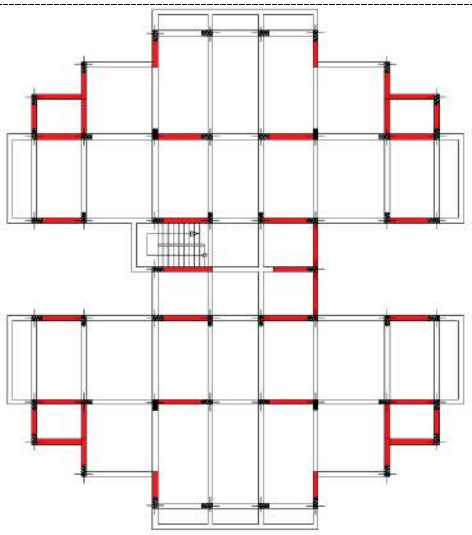


Figure V.5 Disposition N^0 2.

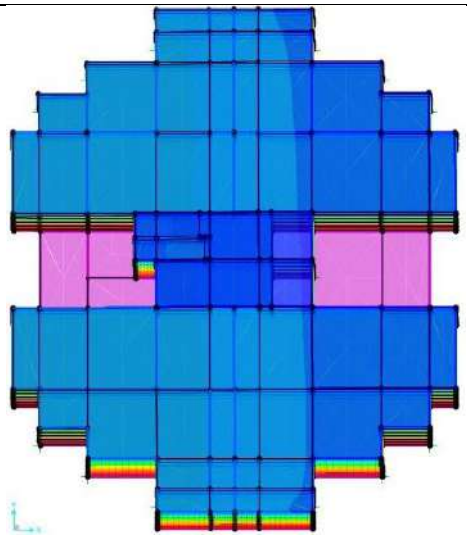


Figure V.6 1er Mode de la disposition N^0 2.

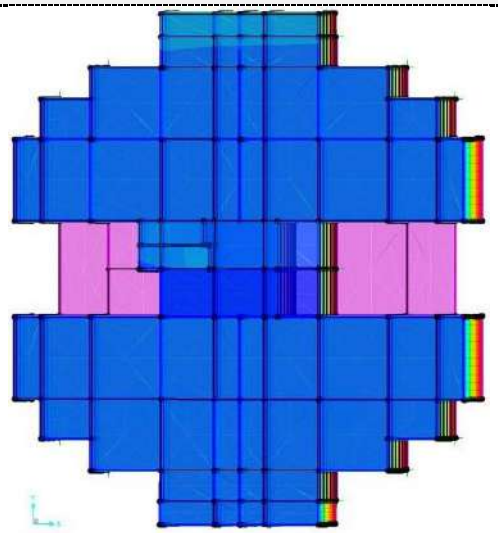


Figure V.7 2ème Mode de la disposition N^0 2.

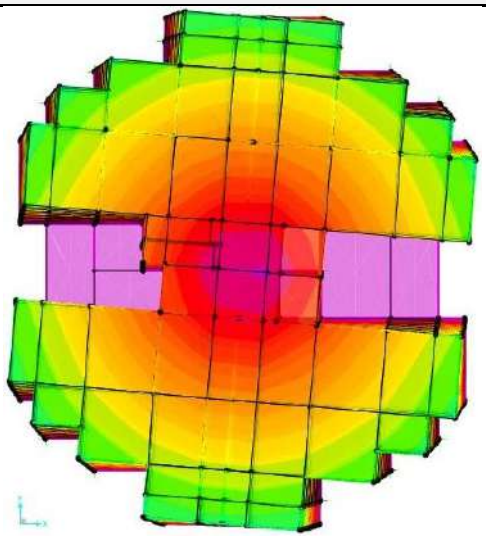


Figure V.8 3ème Mode de la disposition N^0 2.

- **Analyse statique et dynamique de la disposition N^0 2:**

Tableau V.2 Analyse statique et dynamique de la disposition N^0 2

Vérification de la stabilité structure :		
1	Vérification de la force sismique à la base	Vérifié
2	Vérification de la stabilité au renversement	Vérifié
3	Vérification de déplacement en tête du bâtiment	Non vérifié
4	Vérification de déplacements inter-étage	Vérifié
5	Justification vis-à-vis à l'effet P-Δ	Vérifié
Vérification des éléments :		
6	Vérification de cisaillement des éléments	Vérifié
7	Vérification de l'effort normal réduit	Non vérifié

- **Disposition N^0 3 et leur comportement :**

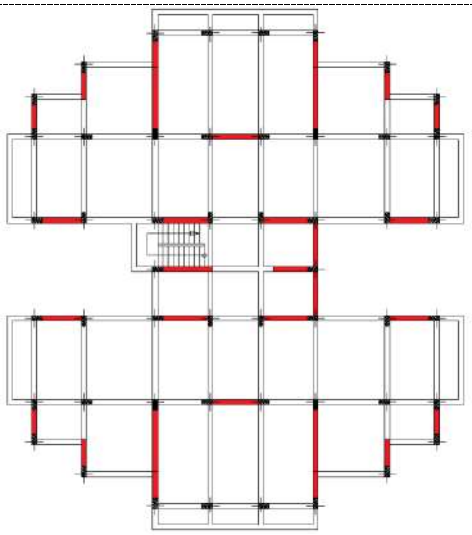


Figure V.9 Disposition N^0 3.

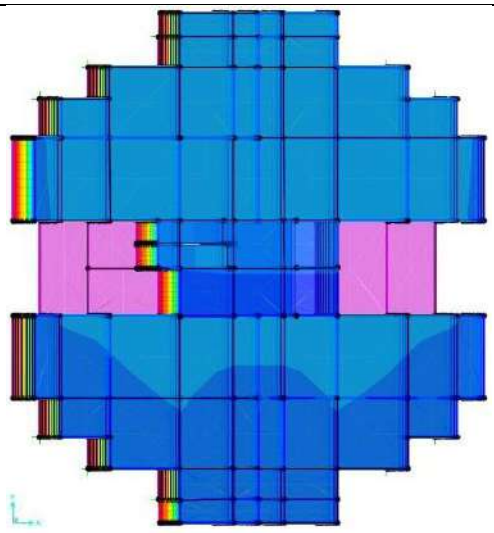


Figure V.10 1er Mode de la disposition N^0 3.

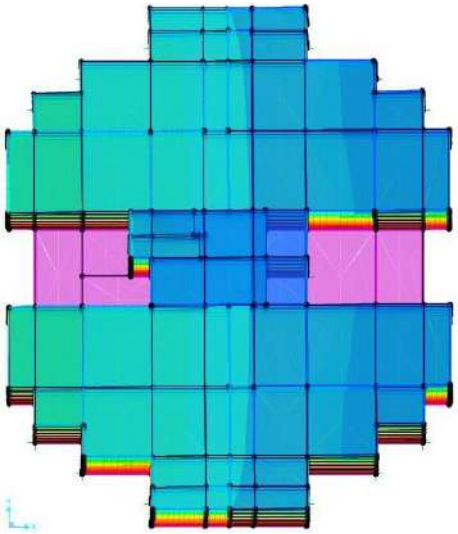


Figure V.11 2ème Mode de la disposition N^0 3.

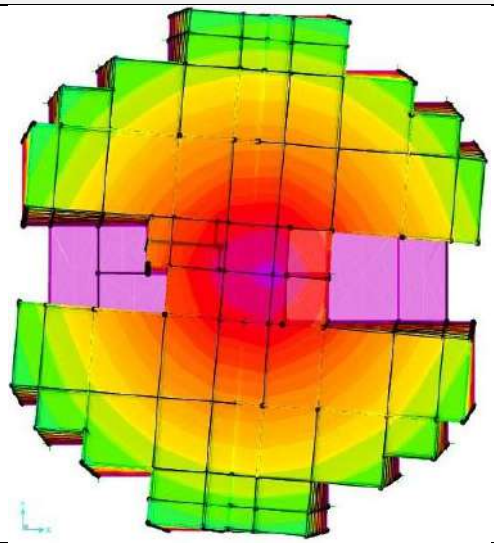


Figure V.12 3ème Mode de la disposition N^0 3.

- **Analyse statique et dynamique de la disposition N^0 3:**

Tableau V.3 Analyse statique et dynamique de la disposition N^0 3

Vérification de la stabilité structure :		
1	Vérification de la force sismique à la base	Vérifié
2	Vérification de la stabilité au renversement	Vérifié
3	Vérification de déplacement en tête du bâtiment	Vérifié
4	Vérification de déplacements inter-étage	Vérifié
5	Justification vis-à-vis à l'effet P-Δ	Vérifié
Vérification des éléments :		
6	Vérification de cisaillement des éléments	Vérifié
7	Vérification de l'effort normal réduit	Non vérifié

- **Conclusion :**

Les résultats obtenues nous a conduit de conclure que le système de contreventement mixte n'est pas adéquaté à notre structure, la seule solution est d'adapté au système entièrement contreventé par voile.

➢ **La disposition choisis et leur comportement :**

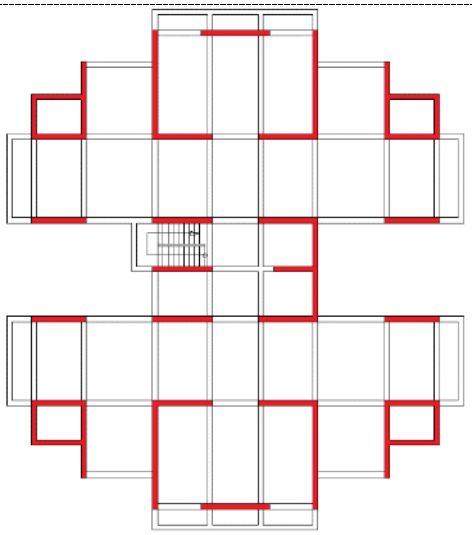


Figure V.13 Disposition choisi.

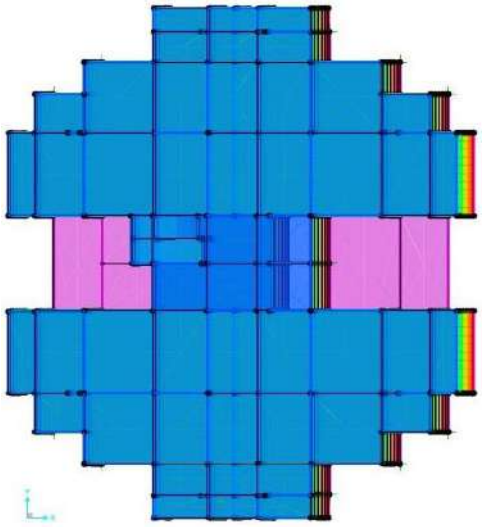


Figure V.14 1er Mode disposition de la choisi.

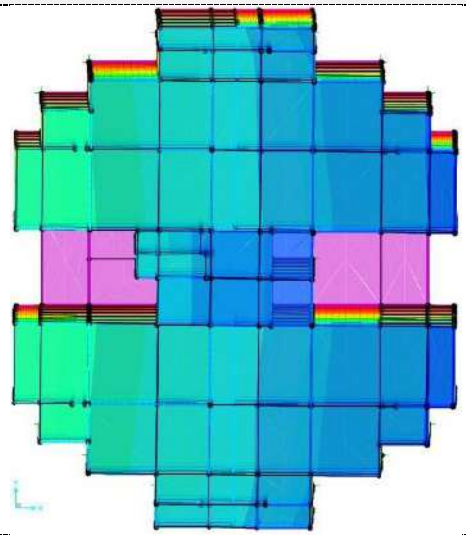


Figure V.15 2ème disposition de la choisi.

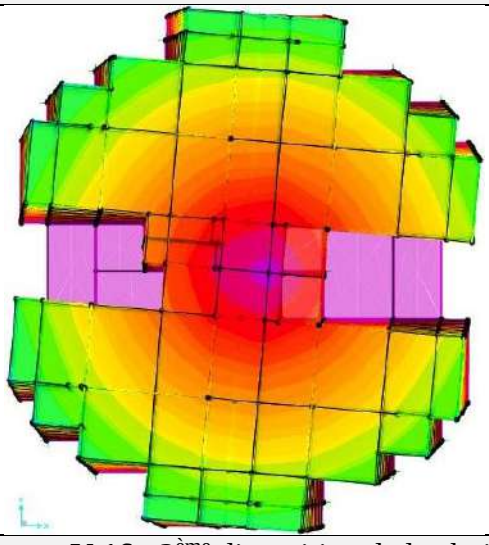


Figure V.16 2ème disposition de la choisi.

V.3. Caractéristiques géométriques de la structure :

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

V.3.1. Centre de masse et centre de rigidité :

Pour calculer les cordonnée de centre de masse on utilise les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \; ; \; Y_G = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Pour calculer les cordonnée de centre de rigidité on utilise les formules suivantes :

$$X_R = \frac{\sum l_{yi} * Xi}{\sum l_{yi}} \; ; \; Y_R = \frac{\sum l_{xi} * Yi}{\sum l_{xi}}$$

Les résultats du centre de masse et le centre de rigidité pour chaque niveau sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 Calcul du centre de masse et centre de rigidité.

Niveaux	Masse	Centre de masse		Centre rigidité	
	$\sum$ Wi [KN]	X_G [m]	Y_G [m]	X_R [m]	Y_R [m]
RDC	7011.441	13.148	14.896	14.128	14.934
1eme étage	7116.125	13.147	14.896	14.044	14.933
2eme étage	7116.125	13.147	14.896	14.016	14.932
3eme étage	7116.125	13.147	14.896	14.004	14.933
4eme étage	7116.125	13.147	14.896	14.000	14.933
5eme étage	7116.125	13.147	14.896	13.999	14.933
6eme étage	7116.125	13.147	14.896	14.001	14.934
7eme étage	7116.125	13.147	14.896	14.003	14.935
8eme étage	7116.125	13.147	14.896	14.006	14.935
9eme étage	7116.125	13.147	14.896	14.009	14.936
10eme étage	5962.889	13.183	14.900	14.013	14.937

V.3.2. Calcul de l'excentricité :

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

$$\begin{cases} E_x = | X_G - X_t | \\ E_y = | Y_G - Y_t | \end{cases}$$

- **Excentricité admissible :**

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

- Excentricité suivant x : $\overline{E}_x$= 15 %.Lx =15 % 23.40= 3.51 m
- Excentricité suivant y : $\overline{E}_y$= 15 %.Ly =15 % 27.40= 4.11 m

Les résultats de l'excentricité pour chaque niveau sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 Calcul de l'excentricité théorique et vérification avec l'excentricité admissible.

Niveaux	Excentricité théorique [m]		Excentricité admissible [m]		$E_t \leq \overline{E}$
	$E_x = \lvert X_R - X_G \rvert$	$E_y = \lvert X_R - X_G \rvert$	$\overline{E}_x = 15\,\%.L_x$	$\overline{E}_y = 15\,\%.y$	
RDC	0.980	0.038	3.51	4.11	Vérifié
1eme étage	0.897	0.037	3.51	4.11	Vérifié
2eme étage	0.869	0.036	3.51	4.11	Vérifié
3eme étage	0.857	0.037	3.51	4.11	Vérifié
4eme étage	0.853	0.037	3.51	4.11	Vérifié
5eme étage	0.852	0.037	3.51	4.11	Vérifié
6eme étage	0.854	0.038	3.51	4.11	Vérifié
7eme étage	0.856	0.039	3.51	4.11	Vérifié
8eme étage	0.859	0.039	3.51	4.11	Vérifié
9eme étage	0.862	0.040	3.51	4.11	Vérifié
10eme étage	0.830	0.037	3.51	4.11	Vérifié

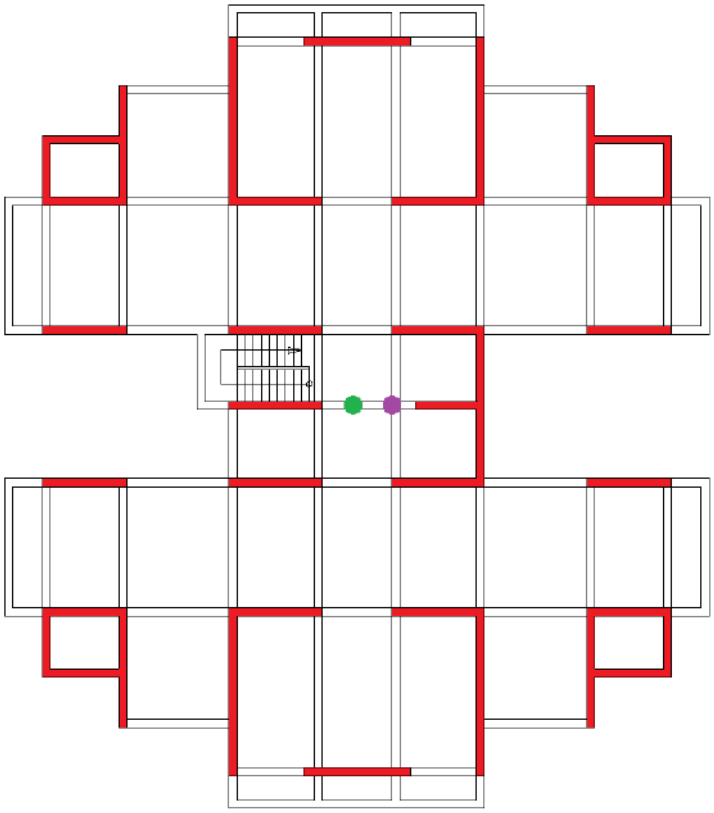


Figure V.17 Position de centre de masse et centre rigidité.

V.4. Choix de la méthode de calcul : ►► [Art 4.1.1] ◄◄ RPA 2003

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.

Les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.

V.5. La méthode dynamique modale spectrale :

La méthode dynamique spectrale est une analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

V.5.1. Principe de la méthode : ►► [Art 4.3.1] ◄◄ RPA 2003

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

V.5.2. Modélisation : ►► [Art 4.3.2] ◄◄ RPA 2003

Pour les modèles irrégulière en plan et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des plancher avec 3 degré de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis ►► **SAP 2000 version 2.2** ◄◄.

V.5.3. Spectre de réponse de calcul : ►► [Art 4.3.3] ◄◄ RPA 2003

Le spectre de réponse est un courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

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

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2{,}5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right) & T_2\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

- **Coefficient d'accélération « A » :**

Tableau V.6 Détermination du coefficient d'accélération.

Zone	groupe 1A	groupe 1B	**groupe 2**	groupe 3
III	0,40	0,30	**0,25**	0,18

- **Coefficient d'amplification dynamique moyen « D » :**

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

- **Période caractéristique « T_2 » :**

Tableau V.7 Détermination de la période caractéristique.

Site	S_1	**S_2**	S_3	S_4
T_1 [s]	0.15	**0.15**	0.15	0.15
T_2 [s]	0.30	**0.40**	0.50	0.70

- **Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif « ξ » :**

Tableau V.8 Détermination du pourcentage d'amortissement critique.

Remplissage	portique		**Voiles ou murs**
	Béton armé	acier	**Béton armé/maçonnerie**
léger	6	4	**10**
dense	7	5	

- **Facteur de correction d'amortissement « η »:**

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = \sqrt{7/(2+10)} = 0.764$$

- **Période fondamentale « T » :**

$$T_X = 0{,}09h_n/\sqrt{D_X} = 0{,}09 * 36.72/\sqrt{23.40} = 0.68$$

$$T_Y = 0{,}09h_n/\sqrt{D_Y} = 0{,}09 * 36.72/\sqrt{27.40} = 0.63$$

- **Facteur de qualité « Q » :**

Tableau V.9 Détermination du Facteur de qualité.

Critère q	p_q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	N.observé	Observé	N.observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondances en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régulation en plan	Non	0,05	Non	0,05
4. Régulation en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
$1+\Sigma P_q$	**1,05**		**1,05**	

- **Coefficient de comportement global de la structure « R » :**

Tableau V.10 Détermination du coefficient de comportement global de la structure.

Cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	
2	Voiles porteurs	3.5

- **Poids total de la structure « W »:**

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i = W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 91261.626 \text{ KN}$$

- **Coefficient de pondération « β »:**

Tableau V.11 Détermination du Coefficient de pondération.

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20

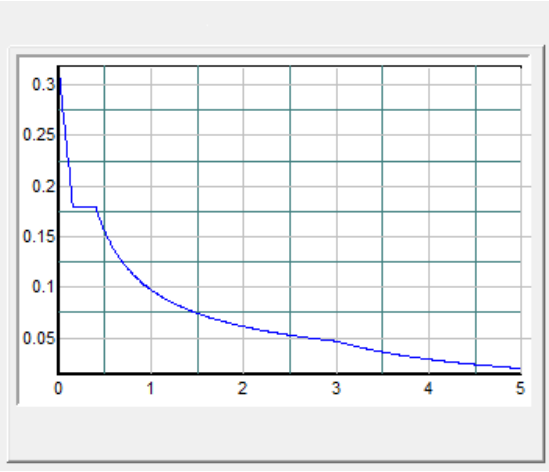


Figure V.18 Graphe de spectre de réponse.

V.6. Interprétation des résultats du 1er cas– (f_{c28} = 25 MPa, epv = 25 cm) :

Dans ce cas on va faire l'étude dynamique par un béton de $f_{c28} = 25$ MPa , et des voiles d'épaisseur $e = 25$ cm.

V.6.1. Analyse modale :

V.6.1.1. Comportement modal :

Tableau V.12 Comportement modal de la structure.

Sens	Participation massique %		
	Modes 1 (T=0.769s)	Modes 2 (T=0.724s)	Modes 3 (T=0.638s)
Suivant X	**68.407**	0.000	0.000
Suivant Y	0.000	**63.495**	0.682
Au tour de Z	0.001	0.670	**68.174**
comportement	Translation suivant X	Translation suivant Y	Rotation au tour de Z

V.6.1.2. Participation massique : ►► [Art 4.3.4] ◄◄ RPA 2003

le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :$\mathbf{K \geq 3\sqrt{N}\ et\ T_K \leq 20\ sec}$

Avec :

N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K

$$\mathbf{K \geq 3\sqrt{N} = 3\sqrt{11} = 9.94 \rightarrow K = 10}$$

Tableau V.13 La participation massique de la structure.

Modes propres		Cumule des masses modales effectives %		
Modes	Période [s]	Sens-X	Sens-Y	Sens-Z
1	0.769	68.407	0	0
2	0.724	68.407	63.495	0.682
3	0.638	68.408	64.165	68.174
4	0.176	84.939	64.165	68.174
5	0.157	84.939	78.304	72.166
6	0.154	84.939	82.588	85.064
7	0.105	84.939	82.588	85.064
8	0.105	84.939	82.599	85.064
9	0.082	85.005	82.600	85.064
10	0.078	**90.436**	82.603	85.064

V.6.2. Analyse statique et dynamique :

V.6.2.1. Stabilité de la structure :

V.6.2.1.1. Vérification de la force sismique à la base: ►► [Art 4.3.6] ◄◄RPA2003

- **Calcul de la force statique :**

Tableau V.14 Calcul de la force statique.

Sens	A	D	Q	R	W	V_{si}
Suivant X	0.25	1.278	1.05	3.5	81389.003	7 801.140
Suivant Y	0.25	1.334	1.05	3.5	91261.626	8142.974

La résultante des forces sismiques à la base E_{di} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure a %80 de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $\mathbf{V_{si} = \frac{AD_iQ_i}{R}.W}$ pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si : $\mathbf{E_{di} = 0.8\ V_{si}}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $\mathbf{0.8\ V_{si}/E_{di}}$

Tableau V.15 Vérification de la force sismique à la base.

Sens	E_{di}	V_{si}	E_{di}/V_{si}	$E_{di}/V_{si} \geq 0.80$
Suivant X	5696.33	7 801.14	0.73	Non vérifié
Suivant Y	5867.06	8142.974	0.72	Non vérifié

La forces dynamique est inferieur a 80% de la force statique suivant les deux directions, donc on augmente la force dynamique par des coefficients jusqu'au $\mathbf{E_{di} \geq 0.8\ V_{si}}$.

Tableau V.16 Correction de la force dynamique.

Sens	C_i	E'_{di}
Suivant X	1.10	6265.96
Suivant Y	1.11	6512.43

V.6.2.1.2. Vérification de la stabilité au renversement: ►► [Art 4.4.1] ◄◄RPA2003

- **Moment de renversement**

$$M_R = \sum_{i=1}^{n} M_{ri}. = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_i$$

- **Moment de stabilité :**

$$M_S = \sum_{i=1}^{n} M_i. = \sum_{i=1}^{n} X_{Gi} . W_i$$

Il faut vérifier que : $M_S/M_R \geq 1.5$

Tableau V.17 Vérification de la stabilité au renversement.

Sens	M_R [KN.m]	M_S [KN.m]	M_S/M_R	$M_S/M_R \geq 1.5$
Suivant X	190211.81	1360579.45	7.15	Vérifié
Suivant Y	186119.07	1195998.20	6.43	vérifié

La structure est stable vis-à-vis au risque de renversement suivant les deux directions X et Y.

V.6.2.1.3. Vérification du déplacement en tête du bâtiment:

►►[Art5.8] ◄◄**RPA2003**

- **Déplacement sous la force Edx et Edy:** $R.\delta i < H/250$

Tableau V.18 Vérification du déplacement en tête du bâtiment.

Sens	δi [cm]	R. δi [cm]	H/250 [cm]	R. δi < H/250
Suivant X	2.86	10.01	14.69	Vérifié
Suivant Y	2.76	9.66	14.69	Vérifié

Les déplacements en tête ne dépassent pas les déplacements admissibles.

V.6.2.1.4. Vérification des déplacements inter-étage : ►► [Art 5.10] ◄◄RPA2003

$$\Delta_K = (\delta_K - \delta_{K-1}).R \leq h/100$$

Tableau V.19 Vérification des déplacements inter-étage.

Niveau	δx[cm]	R.δx[cm]	Δx[cm]	δy[cm]	R.δy[cm]	Δy[cm]	h/100[cm]	$\Delta_K \leq h/100$
10eme étage	2.86	10.01	0.91	2.76	9.66	1.08	3.23	Vérifié
9eme étage	2.60	9.10	1.01	2.45	8.58	1.09	3.23	Vérifié
8eme étage	2.31	8.09	1.09	2.14	7.49	1.12	3.23	Vérifié
7eme étage	2.00	7.00	1.12	1.82	6.37	1.08	3.23	Vérifié
6eme étage	1.68	5.88	1.12	1.51	5.29	1.09	3.23	Vérifié
5eme étage	1.36	4.76	1.12	1.20	4.20	1.01	3.23	Vérifié
4eme étage	1.04	3.64	1.08	0.91	3.19	0.98	3.23	Vérifié
3eme étage	0.73	2.56	0.95	0.63	2.21	0.84	3.23	Vérifié
2eme étage	0.46	1.61	0.80	0.39	1.37	0.67	3.23	Vérifié
1eme étage	0.23	0.81	0.56	0.20	0.70	0.49	3.23	Vérifié
RDC	0.07	0.25	0.25	0.06	0.21	0.21	3.23	Vérifié

Les déplacements inter-étages suivant les deux directions ne dépassent pas les déplacements admissibles.

V.6.2.1.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : ►► [Art 5.9] ◄◄RPA2003

Si : $\theta = \frac{P_K.\Delta_K}{V_K.h_K} \leq 0.10$ est vérifier on peut dire que l'effet [P-Δ] est négligeable.

Si non : en doit calculer le coefficient F_K par la formule suivante :$F_K = 1/(1-\theta_K)$

Tableau V.20 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ .

Niveau[m]	h_k[cm]	P_k[KN]	Δ_{kx}[cm]	Δ_{yi}[cm]	V_{kx}[KN]	V_{ky}[KN]	θ_{xi}	θ_{yi}	$\theta_i \leq 0.10$
10eme étage	323	5962.89	0.91	1.08	877.4	907.69	0.02	0.02	vérifier
9eme étage	323	7116.13	1.01	1.09	959.84	992.97	0.02	0.03	vérifier
8eme étage	323	7116.13	1.09	1.12	872.58	902.7	0.03	0.03	vérifier
7eme étage	323	7116.13	1.12	1.08	785.32	812.43	0.03	0.03	vérifier
6eme étage	323	7116.13	1.12	1.09	698.06	722.16	0.04	0.04	vérifier
5eme étage	323	7116.13	1.12	1.01	610.8	631.89	0.04	0.04	vérifier
4eme étage	323	7116.13	1.08	0.98	523.55	541.62	0.05	0.04	vérifier
3eme étage	323	7116.13	0.95	0.84	436.29	451.35	0.06	0.05	vérifier
2eme étage	323	7116.13	0.80	0.67	349.03	361.08	0.06	0.05	vérifier
1eme étage	323	7116.13	0.56	0.49	261.77	270.81	0.06	0.05	vérifier
RDC	323	7011.44	0.25	0.21	171.95	177.88	0.06	0.05	vérifier

L'effet [P-Δ] dans tous les niveaux et suivant les deux directions est inferieur a 0.10, donc on peut dire que : l'effet [P-Δ] est négligeable dans notre structure.

V.6.2.2. Résistance des éléments :

V.6.2.2.1. Vérification du cisaillement des éléments : ►►[Art7.4.3.2] ◄◄RPA2003

V.6.2.2.1.1. Les poutres :

- **contrainte de cisaillement :** $\tau = Tmax/(b.d)$
- **contraintes admissibles :**

- Si la fissuration est peu nuisible : $\overline{\tau_u} = \min\ (0.20\ f_{c\,28}/\gamma_b;\ 5\ MPa)$
- Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable : $\overline{\tau_u} = \min\ (0.15\ f_{c\,28}/\gamma_b;\ 4\ MPa)$

Tableau V.21 Vérification du cisaillement des poutres.

Elément	h [cm]	b [cm]	L [m]	Combinaisons	Type de fissuration	T [KN]	τ [KN]	$\bar{\tau}$ [KN]	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre principale	30	45	5.60	ELU	peu nuisible	163.78	1.285	3.33	vérifier
Poutre secondaire	30	35	0.75	ELU	peu nuisible	110.43	1.133	3.33	vérifier

Toutes les sections des poutres de notre structure sont satisfaisantes au critère de cisaillement.

V.6.2.2.1.2. Les voiles :

- **contrainte de cisaillement :** $\tau = Tmax/(b.d)$
- **contraintes admissibles :** $\overline{\tau_u} = \min\ (0.20\ f_{c\,28};\ 5\ MPa)$

Tableau V.22 Vérification du cisaillement des voiles.

Elément N^0	a[cm]	l[m]	T[KN]	τ[KN]	$\bar{\tau}$ [KN]	$\tau \leq \bar{\tau}$
Voile 1	25	90	492.71	2.433	5.00	vérifier
Voile 2	25	285	740.38	1.155	5.00	vérifier
Voile 3	25	315	384.27	0.542	5.00	vérifier
Voile 4	25	190	342.55	0.801	5.00	vérifier
Voile 5	25	230	260.57	0.504	5.00	vérifier
Voile 6	25	415	783.03	0.839	5.00	vérifier
Voile 7	25	595	1371.91	1.025	5.00	vérifier
Voile 8	25	560	241.31	0.192	5.00	vérifier

Toutes les sections des voiles de notre structure et suivant les deux directions sont satisfaisantes au critère de cisaillement.

V.7. Interprétation des résultats de la 2ème cas - (f_{c28} = 40 MPa, epv = 25 cm) :

Dans ce cas on va faire la même étude que le premier cas sauf que on ajoute un autre types de béton de $f_{c28} = 40$ MPa et on garde la même disposition des voiles et avec la même épaisseur $e = 25$ cm.

V.7.1. Analyse modale :

V.7.1.1. Comportement modal :

Tableau V.23 Comportement modal de la structure.

Sens	Participation massique %		
	Modes 1 (T=0.713s)	Modes 2 (T=0.670s)	Modes 3 (T=0.592s)
Suivant X	**68.373**	0.000	0.000
Suivant Y	0.000	**63.475**	0.439
Au tour de Z	0.000	0.674	**68.147**
comportement	Translation suivant X	Translation suivant Y	Rotation au tour de Z

V.7.1.2. Participation massique : ►► [Art 4.3.4] ◄◄ RPA 2003

Tableau V.24 La participation massique de la structure.

Modes propres		Cumule des masses modales effectives %		
Modes	Période [s]	Sens-X	Sens-Y	Sens-Z
1	0.713	68.373	0	0
2	0.67	68.373	63.475	0.687
3	0.592	68.373	64.149	68.147
4	0.163	84.931	64.15	68.147
5	0.145	84.932	78.146	72.281
6	0.143	84.932	82.583	85.058
7	0.098	84.932	82.583	85.058
8	0.098	84.932	82.593	85.058
9	0.076	84.997	82.595	85.058
10	0.072	**90.429**	82.598	85.058

V.7.2. Analyse statique et dynamique :

V.7.2.1. Stabilité de la structure :

V.7.2.1.1. Vérification de la force sismique à la base:►► [Art 4.3.6] ◄◄RPA2003

Tableau V.25 Vérification de la force sismique à la base.

Sens	E_{di}	V_{si}	E_{di}/V_{si}	$E_{di}/V_{si} \geq 0.80$
Suivant X	5946.07	7 801.14	0.76	Non vérifié
Suivant Y	6111.97	8142.974	0.75	Non vérifié

La forces dynamique est inferieur a 80% de la force statique suivant les deux directions, donc on augmente la force dynamique par des coefficients jusqu'au $\boldsymbol{E_{di} \geq 0.8\, V_{si}}$.

Tableau V.26 Correction de la force dynamique.

Sens	C_i	E'_{di}
Suivant X	1.05	6240.908
Suivant Y	1.07	6514.375

V.7.2.1.2. Vérification de la stabilité au renversement:►► [Art 4.4.1] ◄◄RPA2003

Tableau V.27 Vérification de la stabilité au renversement.

Sens	M_R [KN.m]	M_S [KN.m]	M_S/M_R	$M_S/M_R \geq 1.5$
Suivant X	196735.01	1360579.45	6.92	vérifié
Suivant Y	184523.79	1195998.20	6.48	vérifié

La structure est stable vis-à-vis au risque de renversement suivant les deux directions X et Y.

V.7.2.1.3. Vérification du déplacement en tête du bâtiment:► [Art5.8] ◄RPA2003

Tableau V.28 Vérification du déplacement en tête du bâtiment.

Sens	δi [cm]	R. δi [cm]	H/250 [cm]	$R.\delta i < H/250$
Suivant X	2.58	9.03	14.69	vérifié
Suivant Y	2.48	8.68	14.69	vérifié

Les déplacements en tête ne dépassent pas les déplacements admissibles.

V.7.2.1.4. Vérification des déplacements inter-étage : ►► [Art 5.10] ◄◄RPA2003

Tableau V.29 Vérification des déplacements inter-étage.

Niveau	δx[cm]	R.δx[cm]	Δx[cm]	δy[cm]	R.δy[cm]	Δy[cm]	h/100[cm]	$\Delta_K \leq h/100$
10^{eme}étage	2.58	9.03	0.84	2.48	8.68	0.98	3.23	vérifié
9^{eme} étage	2.34	8.19	0.91	2.20	7.70	0.98	3.23	vérifié
8^{eme} étage	2.08	7.28	0.98	1.92	6.72	0.98	3.23	vérifié
7^{eme} étage	1.80	6.30	1.01	1.64	5.74	0.98	3.23	vérifié
6^{eme} étage	1.51	5.29	1.02	1.36	4.76	0.98	3.23	vérifié
5^{eme} étage	1.22	4.27	1.01	1.08	3.78	0.94	3.23	vérifié
4^{eme} étage	0.93	3.26	0.95	0.81	2.84	0.84	3.23	vérifié
3^{eme} étage	0.66	2.31	0.87	0.57	2.00	0.77	3.23	vérifié
2^{eme} étage	0.41	1.44	0.74	0.35	1.23	0.6	3.23	vérifié
1^{eme} étage	0.20	0.70	0.49	0.18	0.63	0.45	3.23	vérifié
RDC	0.06	0.21	0.21	0.05	0.18	0.18	3.23	vérifié

Les déplacements inter-étages suivant les deux directions ne dépassent pas les déplacements admissibles.

V.7.2.1.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : ►► [Art 5.9] ◄◄RPA2003

Tableau V.30 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ .

Niveau[m]	h_k[cm]	P_k[KN]	Δ_{kx}[cm]	Δ_{yi}[cm]	V_{kx}[KN]	V_{ky}[KN]	θ_{xi}	θ_{yi}	$\theta_i \leq 0.10$
10^{eme} étage	323	5962.89	0.84	0.98	866.72	933.35	0.01	0.02	vérifié
9^{eme} étage	323	7116.13	0.91	0.98	948.15	1021.04	0.02	0.02	vérifié
8^{eme} étage	323	7116.13	0.98	0.98	861.96	928.22	0.02	0.02	vérifié
7^{eme} étage	323	7116.13	1.01	0.98	775.76	835.4	0.02	0.02	vérifié
6^{eme} étage	323	7116.13	1.02	0.98	689.57	742.58	0.03	0.03	vérifié
5^{eme} étage	323	7116.13	1.01	0.94	603.37	649.75	0.03	0.03	vérifié
4^{eme} étage	323	7116.13	0.95	0.84	517.17	556.93	0.04	0.03	vérifié
3^{eme} étage	323	7116.13	0.87	0.77	430.98	464.11	0.04	0.03	vérifié
2^{eme} étage	323	7116.13	0.74	0.6	344.78	371.29	0.04	0.04	vérifié
1^{eme} étage	323	7116.13	0.49	0.45	258.59	278.47	0.05	0.04	vérifié
RDC	323	7011.44	0.21	0.18	169.86	182.91	0.04	0.03	vérifié

L'effet [P-Δ] dans tous les niveaux et suivant les deux directions est inferieur a 0.10, donc on peut dire que : l'effet [P-Δ] est négligeable dans notre structure.

V.7.2.2. Résistance des éléments :

V.7.2.2.1. Vérification du cisaillement des éléments : ►[Art7.4.3.2] ◄RPA2003

V.7.2.2.1.1. Les poutres :

Tableau V.31 Vérification du cisaillement des poutres.

Elément	h [cm]	b [cm]	L [m]	Combinaisons	Type de fissuration	T [KN]	τ [KN]	$\bar{\tau}$ [KN]	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre principale	30	45	5.60	ELU	peu nuisible	163.78	1.285	5.00	vérifié
Poutre secondaire	30	35	0.75	ELU	peu nuisible	106.87	1.133	5.00	vérifié

Toutes les sections des poutres de notre structure sont satisfaisantes au critère de cisaillement

V.7.2.2.1.2. Les voiles:

Tableau V.32 Vérification du cisaillement des voiles.

Elément N^0	a[cm]	l[m]	T[KN]	τ[KN]	$\bar{\tau}$ [KN]	$\tau \leq \bar{\tau}$
Voile 1	25	90	282.12	1.393	8.00	vérifier
Voile 2	25	285	712.93	1.112	8.00	vérifié
Voile 3	25	315	389.84	0.550	8.00	vérifié
Voile 4	25	190	445.82	1.043	8.00	vérifié
Voile 5	25	230	274.41	0.530	8.00	vérifié
Voile 6	25	415	803.27	0.860	8.00	vérifié
Voile 7	25	595	1390.74	1.039	8.00	vérifié
Voile 8	25	560	249.73	0.198	8.00	vérifié

Toutes les sections des voiles de notre structure et suivant les deux directions sont satisfaisantes au critère de cisaillement.

V.8. Interprétation des résultats de la 3ème cas - (f_{c28} = 40 MPa, eps = 25 cm) :

Dans ce cas on va faire la même étude que le deuxième avec une autre épaisseur des voiles e = 15 cm et on garde la même disposition des voiles et le même béton de f_{c28} = 40 MPa.

V.8.1. Analyse modale :

V.8.1.1. Comportement modal :

Tableau V.33 Comportement modal de la structure.

Sens	Participation massique %		
	Modes 1 (T=0.786s)	Modes 2 (T=0.782s)	Modes 3 (T=0.680s)
Suivant X	**65.105**	3.854	0.029
Suivant Y	4.188	**63.334**	0.846
Au tour de Z	0.003	0.831	**68.63**
comportement	Translation suivant X	Translation suivant Y	Rotation au tour de Z

V.8.1.2. Participation massique : ►► [Art 4.3.4] ◄◄ RPA 2003

Tableau V.34 La participation massique de la structure.

Modes propres		Cumule des masses modales effectives %		
Modes	Période [s]	Sens-X	Sens-Y	Sens-Z
1	0.786	65.105	3.854	0.029
2	0.782	69.293	63.334	0.846
3	0.68	69.296	64.165	68.63
4	0.189	85.193	64.166	68.63
5	0.173	85.194	80.057	70.696
6	0.168	85.194	82.234	85.124
7	0.115	85.194	82.234	85.124
8	0.115	85.194	82.25	85.124
9	0.09	85.194	82.255	85.124
10	0.085	**90.595**	82.257	85.124

V.8.2. Analyse statique et dynamique :

V.8.2.1. Stabilité de la structure :

V.8.2.1.1. Vérification de la force sismique à la base: ►► [Art 4.3.6] ◄◄RPA2003

- **Calcul de la force statique :**

Tableau V.35 Calcul de la force statique.

Sens	A	D	Q	R	W	V_{si}
Suivant X	0.25	1.278	1.05	3.5	79362.405	7606.89
Suivant Y	0.25	1.334	1.05	3.5	79362.405	7940.21

Tableau V.36 Vérification de la force sismique à la base.

Sens	E_{di}	V_{si}	E_{di}/V_{si}	$E_{di}/V_{si} \geq 0.80$
Suivant X	4916.70	6760.85	0.73	Non vérifié
Suivant Y	4895.10	7057.10	0.69	Non vérifié

La forces dynamique est inferieur a 80% de la force statique suivant les deux directions, donc on augmente la force dynamique par des coefficients jusqu'au $\mathbf{E_{di} \geq 0.8\, V_{si}}$.

Tableau V.37 Correction de la force dynamique.

Sens	C_i	E'_{di}
Suivant X	1.10	5408.68
Suivant Y	1.15	5645.68

V.8.2.1.2. Vérification de la stabilité au renversement:►► [Art 4.4.1] ◄◄RPA2003

Tableau V.38 Vérification de la stabilité au renversement.

Sens	M_R [KN.m]	M_S [KN.m]	M_S/M_R	$M_S/M_R \geq 1.5$
Suivant X	164834.38	1183281.07	7.18	vérifié
Suivant Y	159300.22	1037633.17	6.51	vérifié

La structure est stable vis-à-vis au risque de renversement suivant les deux directions X et Y.

V.8.2.1.3. Vérification du déplacement en tête du bâtiment:► [Art5.8] ◄RPA2003

Tableau V.39 Vérification du déplacement en tête du bâtiment.

Sens	δi [cm]	R. δi [cm]	H/250 [cm]	R. δi < $H/250$
Suivant X	2.97	10.40	14.69	vérifié
Suivant Y	3.09	10.82	14.69	vérifié

V.8.2.1.4. Vérification des déplacements inter-étage :►► [Art 5.10] ◄◄RPA2003

Tableau V.40 Vérification des déplacements inter-étage.

Niveau	δx[cm]	R.δx[cm]	Δx[cm]	δy[cm]	R.δy[cm]	Δy[cm]	h/100[cm]	$\Delta_K \leq h/100$
10^{eme}étage	2.97	10.4	0.91	3.09	10.82	1.19	3.23	vérifié
9^{eme} étage	2.71	9.49	1.02	2.75	9.63	1.23	3.23	vérifié
8^{eme} étage	2.42	8.47	1.08	2.40	8.40	1.22	3.23	vérifié
7^{eme} étage	2.11	7.39	1.12	2.05	7.18	1.19	3.23	vérifié
6^{eme} étage	1.79	6.27	1.19	1.71	5.99	1.23	3.23	vérifié
5^{eme} étage	1.45	5.08	1.16	1.36	4.76	1.15	3.23	vérifié
4^{eme} étage	1.12	3.92	1.15	1.03	3.61	1.09	3.23	vérifié
3^{eme} étage	0.79	2.77	1.02	0.72	2.52	0.94	3.23	vérifié
2^{eme} étage	0.50	1.75	0.87	0.45	1.58	0.77	3.23	vérifié
1^{eme} étage	0.25	0.88	0.60	0.23	0.81	0.56	3.23	vérifié
RDC	0.08	0.28	0.28	0.07	0.25	0.25	3.23	vérifié

Les déplacements inter-étages suivant les deux directions ne dépassent pas les déplacements admissibles.

V.8.2.1.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : ►► [Art 5.9] ◄◄RPA2003

Tableau V.41 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ .

Niveau[m]	h_k[cm]	P_k[KN]	Δ_{kx}[cm]	Δ_{yi}[cm]	V_{kx}[KN]	V_{ky}[KN]	θ_{xi}	θ_{yi}	$\theta_i \leq 0.10$
10^{eme} étage	323	5406.31	0.91	1.19	776.87	819.76	0.02	0.03	vérifié
9^{eme} étage	323	6157.73	1.02	1.23	811.11	855.89	0.02	0.03	vérifié
8^{eme} étage	323	6157.73	1.08	1.22	737.37	778.08	0.03	0.03	vérifié
7^{eme} étage	323	6157.73	1.12	1.19	663.63	700.27	0.03	0.04	vérifié
6^{eme} étage	323	6157.73	1.19	1.23	589.9	622.47	0.04	0.04	vérifié
5^{eme} étage	323	6157.73	1.16	1.15	516.16	544.66	0.05	0.05	vérifié
4^{eme} étage	323	6157.73	1.15	1.09	442.42	466.85	0.05	0.05	vérifié
3^{eme} étage	323	6157.73	1.02	0.94	368.69	389.04	0.06	0.05	vérifié
2^{eme} étage	323	6157.73	0.87	0.77	294.95	311.23	0.06	0.06	vérifié
1^{eme} étage	323	6157.73	0.60	0.56	221.21	233.42	0.06	0.06	vérifié
RDC	323	6094.92	0.28	0.25	145.97	154.03	0.06	0.05	vérifié

L'effet [P-Δ] dans tous les niveaux et suivant les deux directions est inferieur a 0.10, donc on peut dire que : l'effet [P-Δ] est négligeable dans notre structure.

V.8.2.2. Résistance des éléments :

V.8.2.2.1. Vérification du cisaillement des éléments :►►[Art7.4.3.2] ◄◄RPA2003

V.8.2.2.1.1. Les poutres :

Tableau V.42 Vérification du cisaillement des poutres.

Elément	h [cm]	b [cm]	L [m]	Combinaisons	Type de fissuration	T [KN]	τ [KN]	$\bar{\tau}$ [KN]	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre principale	30	45	5.60	ELU	peu nuisible	163.78	1.285	5.00	vérifié
Poutre secondaire	30	35	0.75	ELU	peu nuisible	110.43	1.133	5.00	vérifié

Toutes les sections des poutres de notre structure sont satisfaisantes au critère de cisaillement.

V.8.2.2.1.2. Les voiles :

Tableau V.43 Vérification du cisaillement des voiles.

Elément N^0	a[cm]	l[m]	T[KN]	τ[KN]	$\bar{\tau}$ [KN]	$\tau \leq \bar{\tau}$
Voile 1	15	90	394.04	3.243	8.00	vérifié
Voile 2	15	285	615.75	1.600	8.00	vérifié
Voile 3	15	315	342.65	0.806	8.00	vérifié
Voile 4	15	190	297.7	1.161	8.00	vérifié
Voile 5	15	230	216.8	0.698	8.00	vérifié
Voile 6	15	415	711	1.269	8.00	vérifié
Voile 7	15	595	1214.29	1.512	8.00	vérifié
Voile 8	15	560	230.42	0.305	8.00	vérifié

Toutes les sections des voiles de notre structure et suivant les deux directions sont satisfaisantes au critère de cisaillement.

V.9. Evaluation de l'effet de la résistance du béton et l'épaisseur des voiles sur le comportement dynamique :

Cette étape représente une étude comparative de trois cas étudies auparavant, dont le premier cas la résistance du béton des éléments résistants f_{c28} = 25 MPa et l'épaisseur des voiles ep = 25 cm. Dans le deuxième cas nous avons augmenté la résistance du béton à fc28 = 40 MPa et gardé la même épaisseur des voiles. Et dans le troisième cas on a fixé diminué l'épaisseur des voiles à ep = 15 cm.

V.9.1. La force sismique à la base :

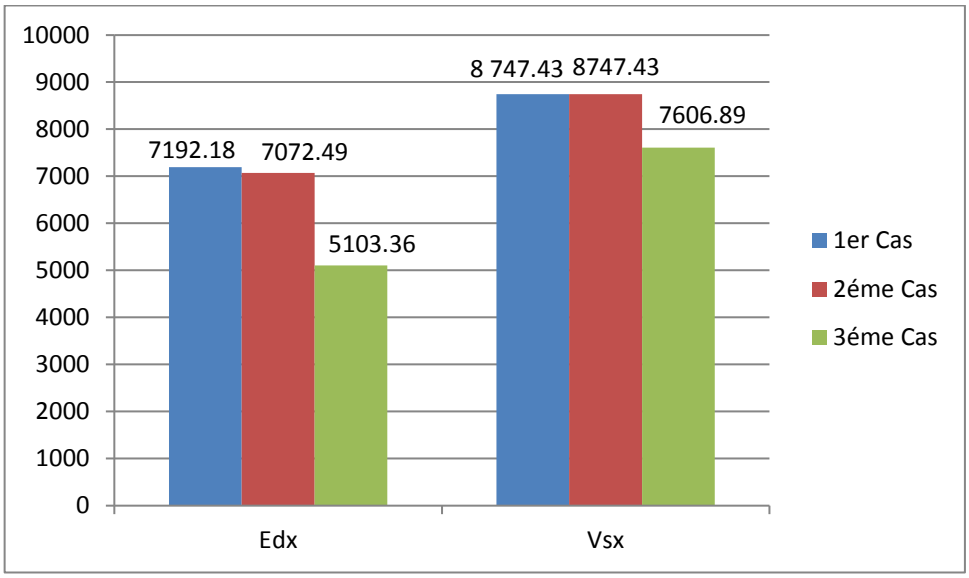


Figure V.19 La force sismique à la base suivant X.

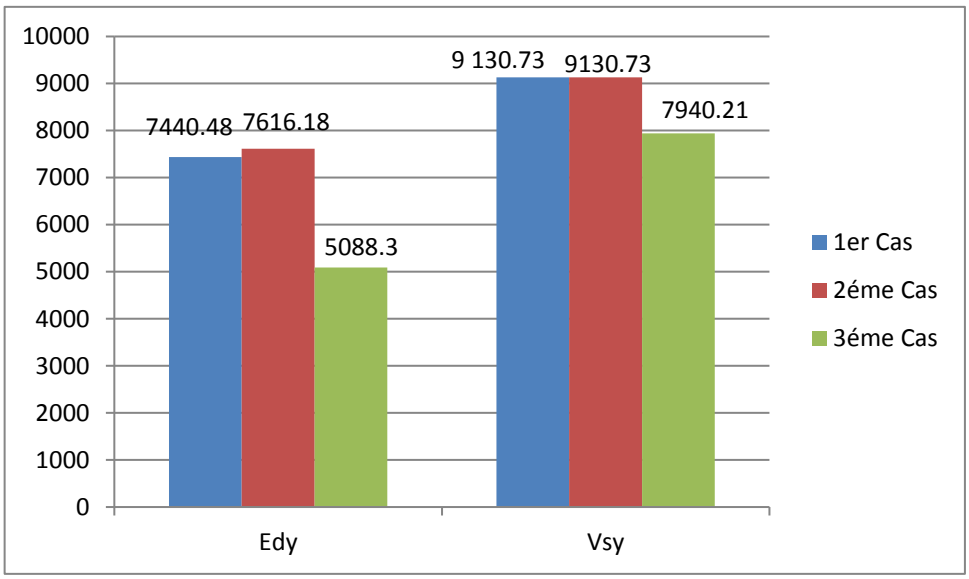


Figure V.20 La force sismique à la base suivant Y.

Les deux figure **V.22** et **V.23** montre que la résistance du béton n'a pas d'influence sur la force statique à la base de la structure, et a une faible influence sur la force dynamique à la base de la structure, où nous avons remarqué une faible diminution (1.6%) suivant X et faible augmentation (2.3 %) suivant Y. La diminution de l'épaisseur des voiles provoque une diminution de toutes les forces statique et dynamique suivant les deux directions, cela est réellement due à la réduction du poids de la structure (réduction de l'épaisseur des voiles)

V.9.2. La stabilité au renversement :

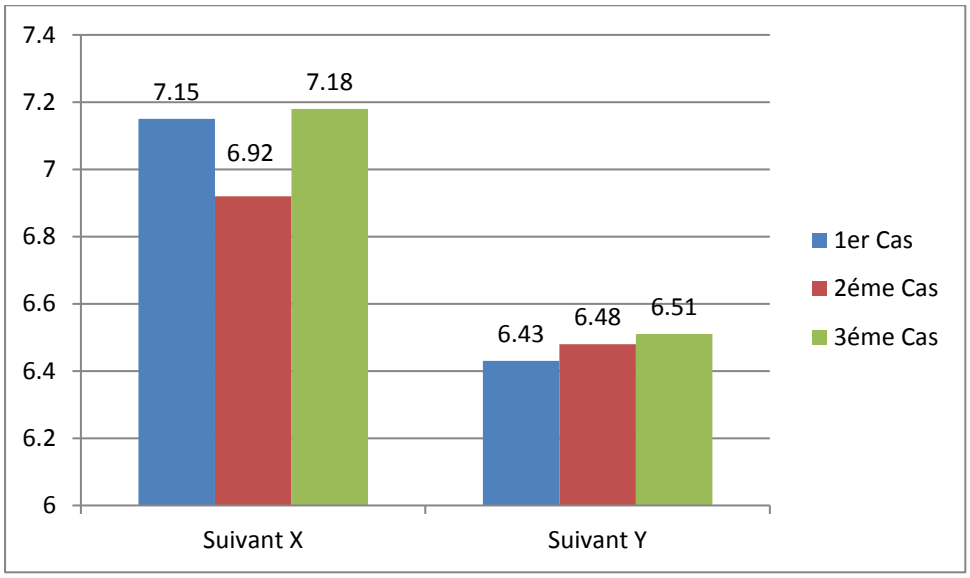


Figure V.21 La stabilité au renversement.

A travers les résultats de la Figure **V.24**, il semble que la diminution de l'épaisseur des voiles à un effet important sur la stabilité de la structure au renversement que l'augmentation de la résistance.

V.9.3. Déplacement en tête du bâtiment :

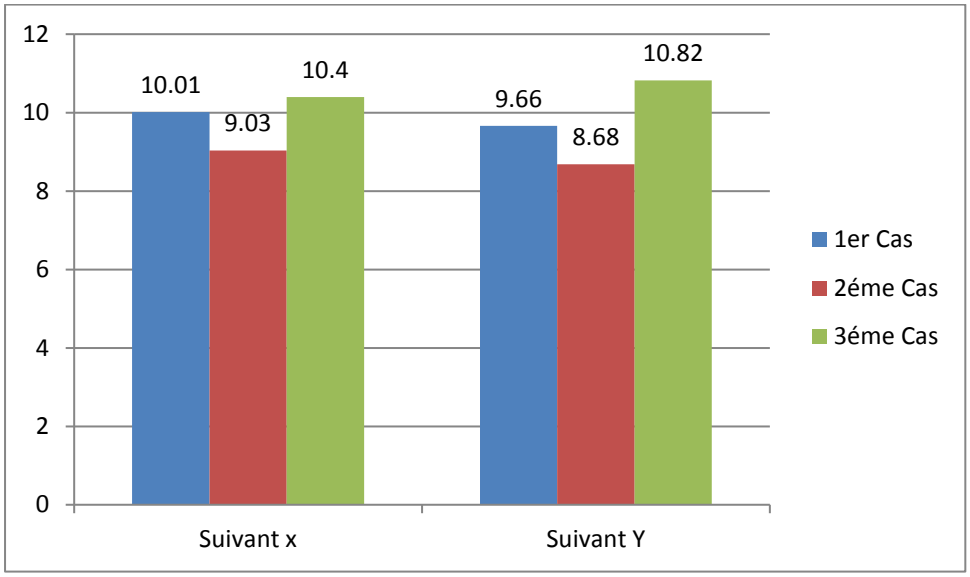


Figure V.22 Déplacement en tête du bâtiment.

A travers les résultats présentés dans la figure ci-dessus, il semble que l'augmentation de la résistance à la compression de 60% minimise le déplacement maximal de la structure d'environ 1cm. Et lorsque l'épaisseur des voiles réduit à 15 cm (40%), le déplacement en tête de la structure augmente d'environ 1.37 cm suivant X et 2.14 cm suivant Y.

V.9.4. Déplacements inter-étage :

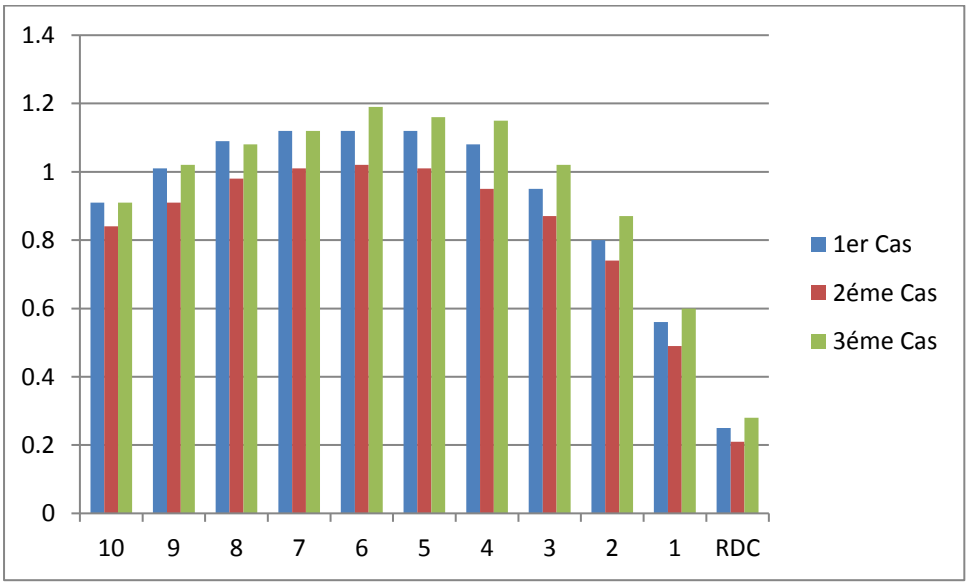


Figure V.23 Déplacements inter-étage suivant X.

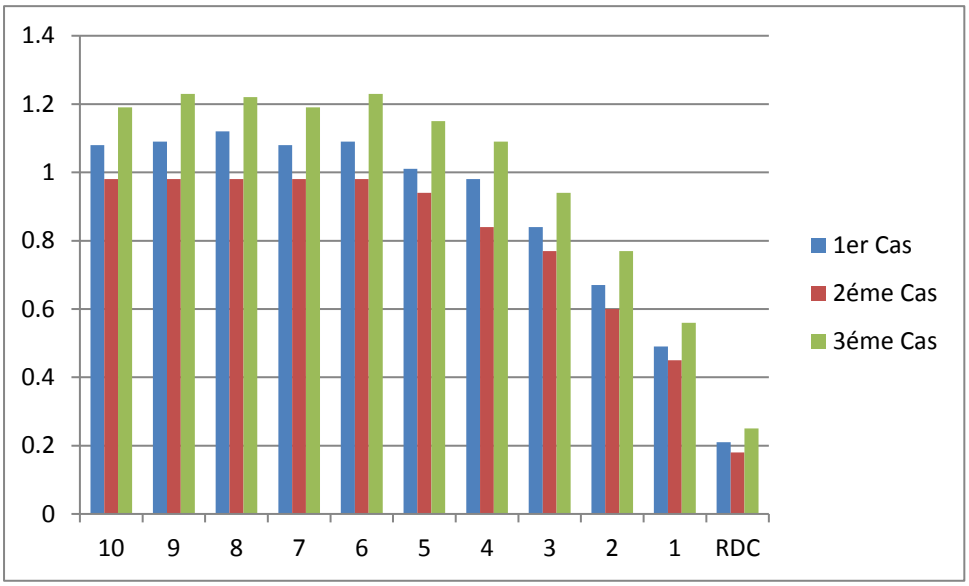


Figure V.24 Déplacements inter-étage suivant Y.

Les résultats groupés dans les deux Figures **V.26** et **V.27** approuvent les résultats présentés dans la Figure **V.25**. Les déplacements inter-étage aussi varie en fonction de la rigidité de la structure, d'une part, plus la résistance est élevée plus la structure est rigide d'où les déplacements diminuent. Et d'autre part, la diminution de l'inertie des voiles augmente les déplacements des niveaux de la structure.

V.9.5. Déplacement en tête du bâtiment :

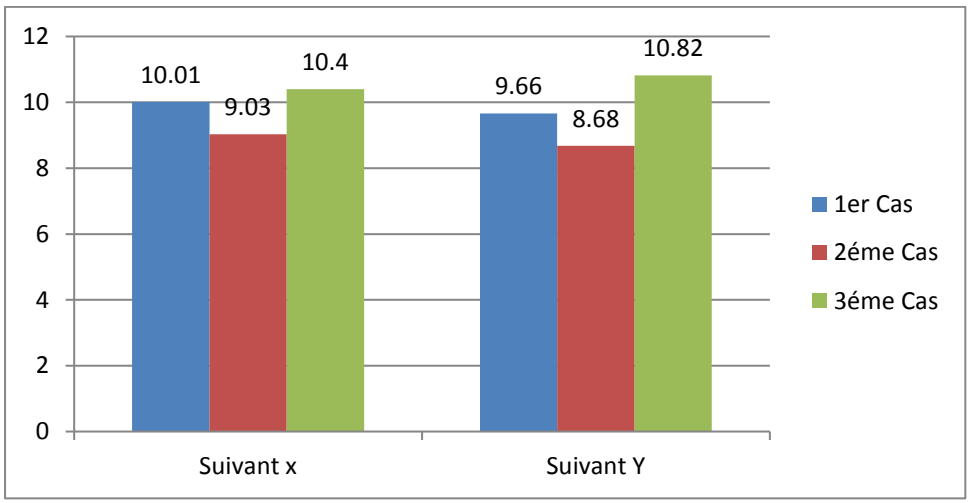


Figure V.25 Déplacement en tête du bâtiment.

A travers les résultats présentés dans la figure ci-dessus, il semble que l'augmentation de la résistance à la compression de 60% minimise le déplacement maximal de la structure d'environ 1cm. Et lorsque l'épaisseur des voiles réduit à 15 cm (40%), le déplacement en tête de la structure augmente d'environ 1.37 cm suivant X et 2.14 cm suivant Y.

V.9.6. Effort tranchant des voiles:

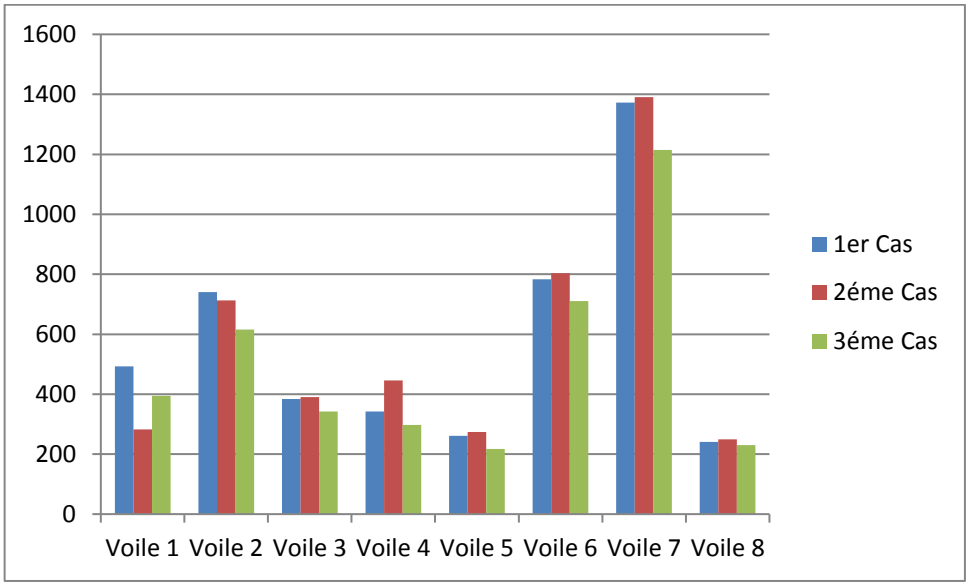


Figure V.26 Effort tranchant des voiles.

L'augmentation de la résistance du béton provoque un accroissement des efforts tranchant dans la base des voiles sauf les deux voiles 1 et 2 où nous avons remarqué une diminution.

V.10. Conclusion :

La comparaison entre les réponses dynamiques des trois cas étudie nous a permet de constater que :

- l'inertie des voiles ont un effet plus important sur le comportement dynamique que la résistance du béton.
- la réduction de l'épaisseur des voiles avec l'augmentation de la résistance de la structure nous a donné une structure qui balance entre la rigidité et la souplesse de la structure, satisfaite aux exigences du règlement en vigueur.

Chapitre VI

Ferraillages des éléments structuraux



VI.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur, en l'occurrence le **[CBA93]** et **[RPA 2003]**.

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

- **Les combinaisons données par les règles du [CBA 93] :**
  - E.L.U :1,35G +1,5Q
  - E.L.S : G + Q
- **Les combinaisons données par les règles [RPA2003].**
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

VI.2. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple sous l'effet des moments les plus défavorables.

- **Ferraillage longitudinale :**
- **Sections d'armatures maximales est minimales :**

$0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$	Au niveau de la zone courante.	►► **[Art 7.5.2.1] ◄◄ RPA 2003**
$0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$	Au niveau de la zone de recouvrement.	►► **[Art 7.5.2.1] ◄◄ RPA 2003**
$A_{min} = 0.1\%\ b.h$	La section tendue.	►► **[Art B.6.4] ◄◄ CBA 93**

- **La longueur minimale de recouvrement :**

Le recouvrement des barres est toujours dans la partie comprimée.

$50\ \phi$ max Dans la zone III

- **Ferraillage transversale :** ►► **[**Art.E3] ◄◄ **RPA 2003**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$At_{min} = 0.003\ S_t.b$

L'espacement entre deux cadres successifs donné par :

Dans la zone nodale. $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}\ ;\ 12\phi\ ;\ 30\ cm\right)$

Dans la zone nodale. $S_t \leq \frac{h}{2}$

VI.2.1. Ferraillages des poutres principales :

VI.2.1.1. Calcul des armatures longitudinales :

Tableau VI.1 Sollicitations des poutres principales.

Fc_{28} [MPa]	Poutres			Sollicitation			
	Niveaux	b[cm]	h[cm]	M [KN.m]		Combinaisons	Type de fissuration
25	Sous-sol	30	45	En travée	87.89	1.35G + 1.5Q	Peu nuisible
				aux appuis	-159.74	1.35G + 1.5Q	Peu nuisible
	RDC-10	30	45	En travée	56.76	1.35G + 1.5Q	Peu nuisible
				aux appuis	-191.94	G + Q + Edy	Peu nuisible
40	Sous-sol	30	45	En travée	88,68	1.35G + 1.5Q	Peu nuisible
				aux appuis	-156.13	1.35G + 1.5Q	Peu nuisible
	RDC-10	30	45	En travée	59.77	1.35G + 1.5Q	Peu nuisible
				aux appuis	-218.27	G + Q + Edy	Peu nuisible

Tableau VI.2 Calcul des armatures longitudinal des poutres principales.

Fc_{28} [MPa]	niveaux	Section calculée [cm²]				Section choisi [cm²]			
		A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
25	Sous-sol	6.3	-	-	12.3	6HA12	3HA14	3HA12	8HA14
						6.79	4.62	3.39	12.32
	RDC-10	4.0	-	-	12.6	4HA12	3HA14	3HA12	6HA14+3HA12
						4.52	4.62	3.39	12.63
40	Sous-sol	6.4	-	-	11.9	6HA12	3HA14	3HA12	8HA14
						6.79	4.62	3.39	12.32
	RDC-10	4.2	-	-	14.7	4HA12	3HA16	3HA12	6HA16+2HA14
						4.52	6.03	3.39	15.14

VI.2.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS : ►► [Art.A.4.5.3] ◄◄CBA93

Tableau VI.3 Vérification des contraintes des poutres principales à l'ELS

Fc_{28} [MPa]	niveaux	Sollicitations à l'ELS		Contraintes	Contraintes admissible	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
		M [KN.m]		σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	
25	Sous-sol	En travée	61.82	6.56	15.00	vérifié
		aux appuis	-113.26	10.40	15.00	vérifié
	RDC-10	En travée	38.36	4.90	15.00	vérifié
		aux appuis	-87.20	7.95	15.00	vérifié
40	Sous-sol	En travée	62.74	6.66	24.00	vérifié
		aux appuis	-110.76	10.17	24.00	vérifié
	RDC-10	En travée	43.58	5.05	24.00	vérifié
		aux appuis	-96.55	8.35	24.00	vérifié

VI.2.1.3. Calcul des armatures transversales : ►► [Art.E3] ◄◄ RPA2003

Tableau VI.4 Armature transversale des poutres principales et leur espacement.

Fc_{28} [MPa]	La section	Espacements	
	A_t [cm²]	Zone nodale [cm]	Zone courante [cm]
25	4 HA 8 = 2.01	10.00	15.00
40	4 HA 8 = 2.01	10.00	15.00

VI.2.1.4. Vérification de la flèche : ►► [Art.B.6.5.3] ◄◄ CBA 93

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

Tableau VI.5 vérification de l'ELS de déformation des poutres principales.

Fc_{28} [MPa]	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4,2}{fe}$
25	0.08	0.06	vérifié	0.08	0.02	vérifié	0.009	0.01	vérifié
40	0.08	0.06	vérifié	0.08	0.02	vérifié	0.009	0.01	vérifié

VI.2.1.5. Détaille de ferraillages :

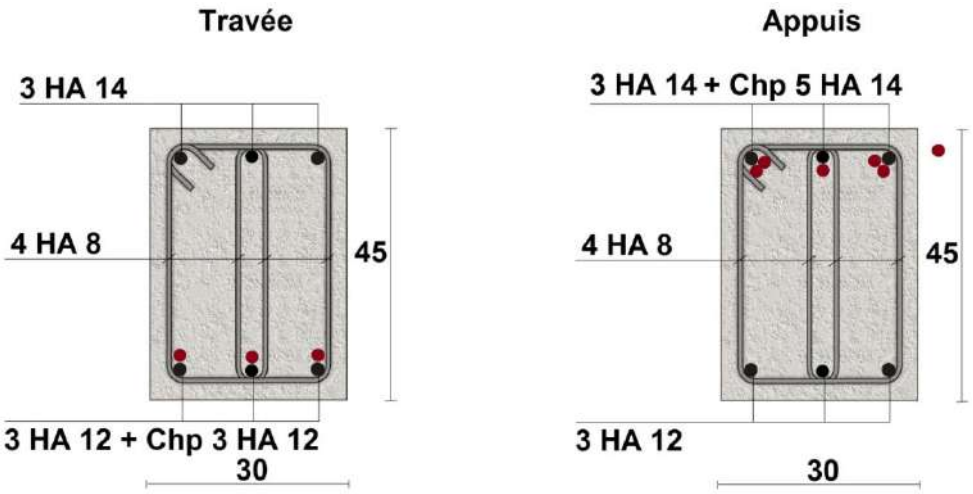


Figure VI.01 Ferraillage des poutres principales de sous-sol (fc_{28}=25MPa).

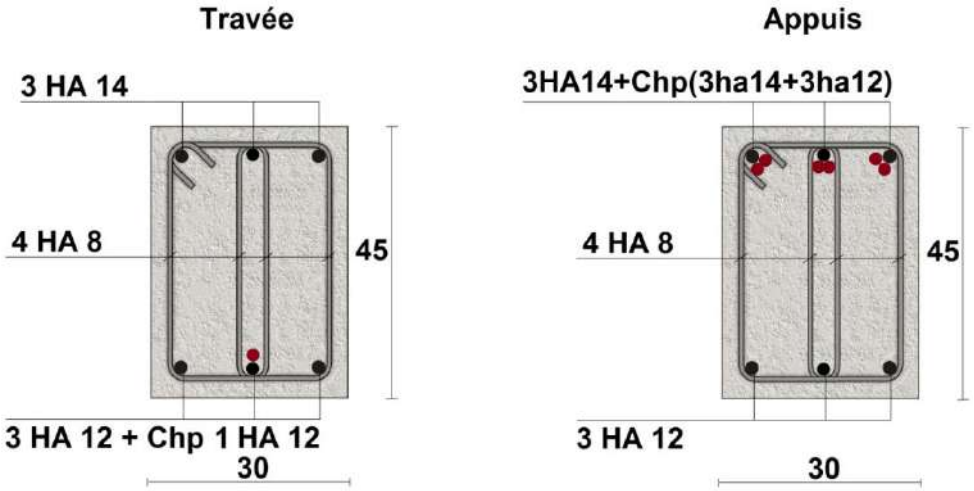


Figure VI.02 Ferraillage des poutres principales des autres étages (fc_{28}=25MPa).

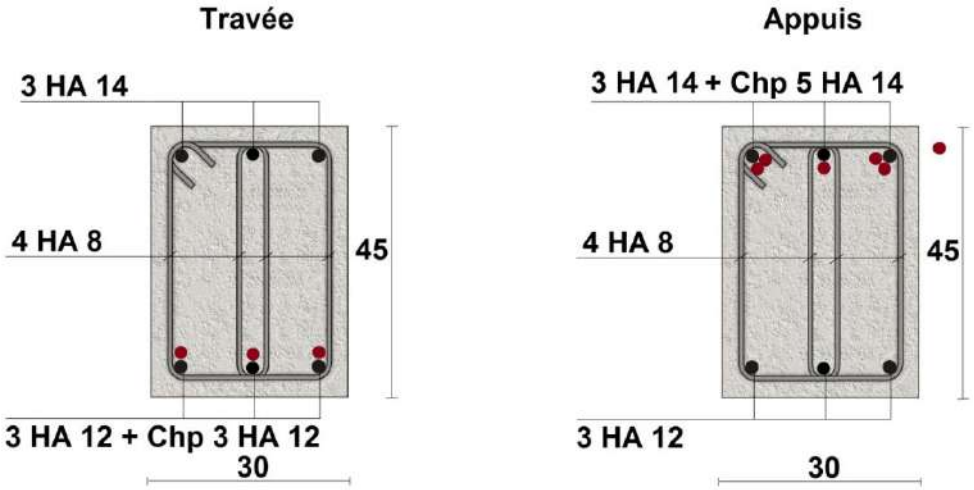


Figure VI.03 Ferraillage des poutres principales de sous-sol (fc_{28}=40MPa).

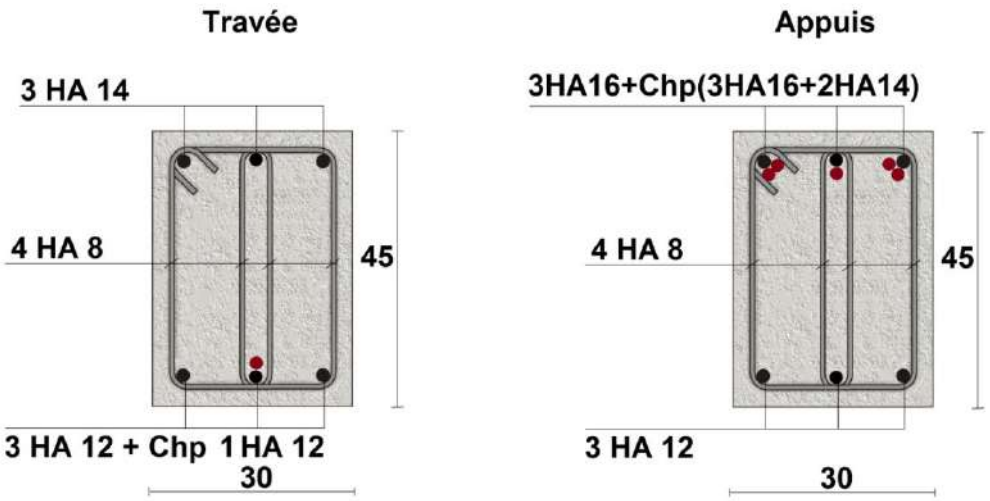


Figure VI.04 Ferraillage des poutres principales des autres étages (fc_{28}=40MPa).

VI.2.2. Ferraillages des poutres secondaires :

VI.2.2.1. Calcul des armatures longitudinales :

Tableau VI.6 Sollicitations des poutres secondaires.

Fc_{28} [MPa]	Poutres			Sollicitation à l'ELU			
	niveaux	b[cm]	h[cm]	M [KN.m]		Combinaisons	Type de fissuration
25	Sous-sol	30	35	aux appuis	-31.92	G + Q + Edx	Préjudiciable
	RDC-10	30	35	aux appuis	-104.96	G + Q + Edx	Préjudiciable
40	Sous-sol	30	35	aux appuis	-32.99	G + Q + Edx	Préjudiciable
	RDC-10	30	35	aux appuis	-109.63	G + Q + Edx	Préjudiciable

Tableau VI.7 Calcul des armatures longitudinal des poutres secondaires.

Fc_{28} [MPa]	niveaux	Section calculée [cm²]				Section choisi [cm²]			
		A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
25	Sous-sol	-	-	2.53	2.53	3HA12	3HA12	3HA12	3HA12
						3.39	3.39	3.39	3.39
	RDC-10	-	-	8.97	8.97	3HA14	3HA14	6HA14	6HA14
						4.62	4.62	9.24	9.24
40	Sous-sol	-	-	2.61	2.61	3HA12	3HA12	3HA12	3HA12
						3.39	3.39	3.39	3.39
	RDC-10	-	-	9.42	9.42	3HA14	3HA14	3HA14+5HA12	3HA14+5HA12
						4.62	4.62	10.27	10.27

VI.2.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS : ►► [Art.A.4.5.3] ◄◄CBA93

Tableau VI.8 Vérification des contraintes des poutres secondaires à l'ELS.

Fc_{28} [MPa]	Usages	Sollicitations à l'ELS	Contraintes			Contraintes admissible		$6 \leq \overline{6}$
		M [KN.m]	6_{bc} [MPa]	6_s [MPa]	$6_{s'}$ [MPa]	$\overline{6}_{bc}$ [MPa]	$\overline{6}_s$ [MPa]	
25	Sous-sol	-13.74	2.96	30.59	135.30	15	201.60	Vérifier
	RDC-10	-25.03	3.14	36.42	89.50	15	201.60	Vérifier
40	Sous-sol	-13.46	2.90	29.96	23.30	24.00	241.00	Vérifier
	RDC-10	-25.44	3.01	35.10	34.20	24.00	241.00	Vérifier

VI.2.2.3. Calcul des armatures transversales :

Tableau VI.9 Armature transversale des poutres secondaires et leur espacement.

Fc_{28} [MPa]	La section	Espacements	
	A_t [cm²]	Zone nodale [cm]	Zone courante [cm]
25	2.01	10.00	15.00
40	2.01	10.00	15.00

VI.2.2.4. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

Tableau VI.10 vérification de l'ELS de déformation des poutres secondaires.

Fc_{28} [MPa]	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4,2}{fe}$
25	1.35	0.06	vérifier	1.35	0.43	vérifier	0.007	0.01	vérifier
40	1.35	0.06	vérifier	1.35	0.43	vérifier	0.007	0.01	vérifier

VI.2.2.5. Détaille de ferraillages :

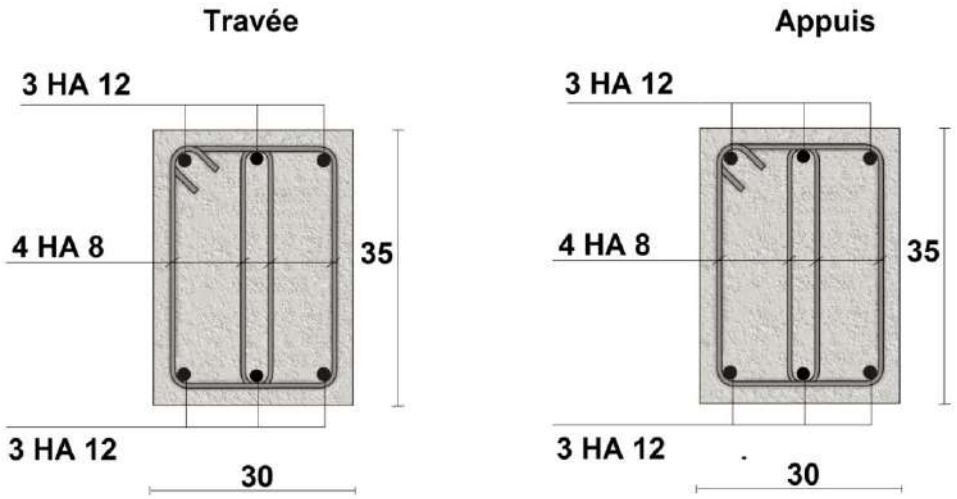


Figure VI.05 Ferraillage des poutres secondaires de sous-sol (fc_{28}=25MPa).

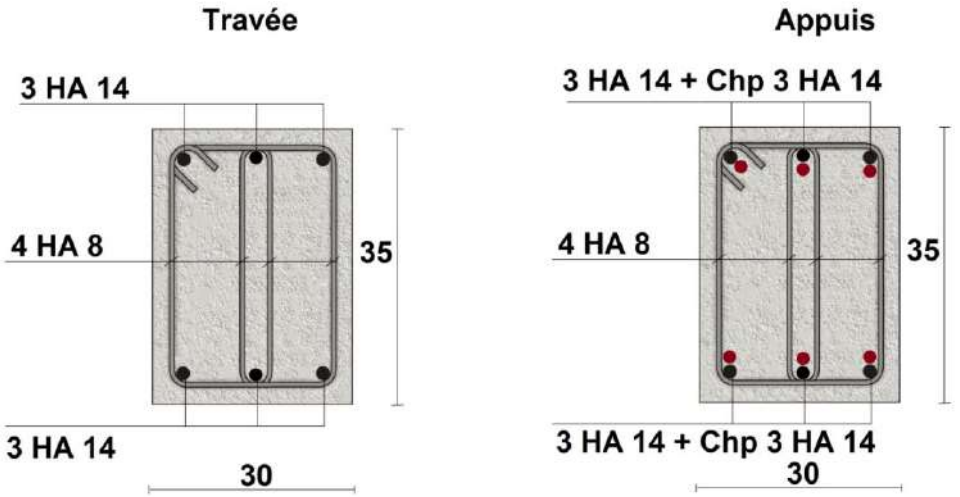


Figure VI.01 Ferraillage des poutres secondaires des autres étages (fc_{28}=25MPa).

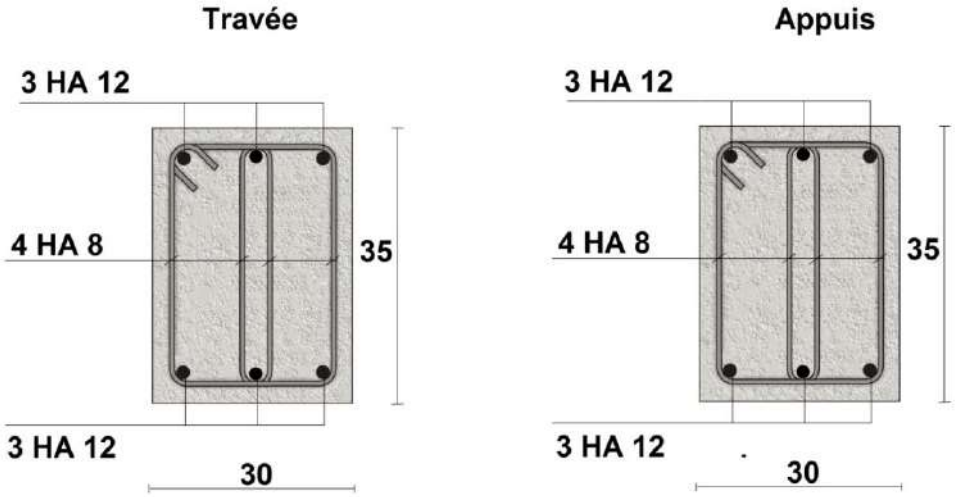


Figure VI.02 Ferraillage des poutres secondaires de sous-sol (fc_{28}=40MPa).

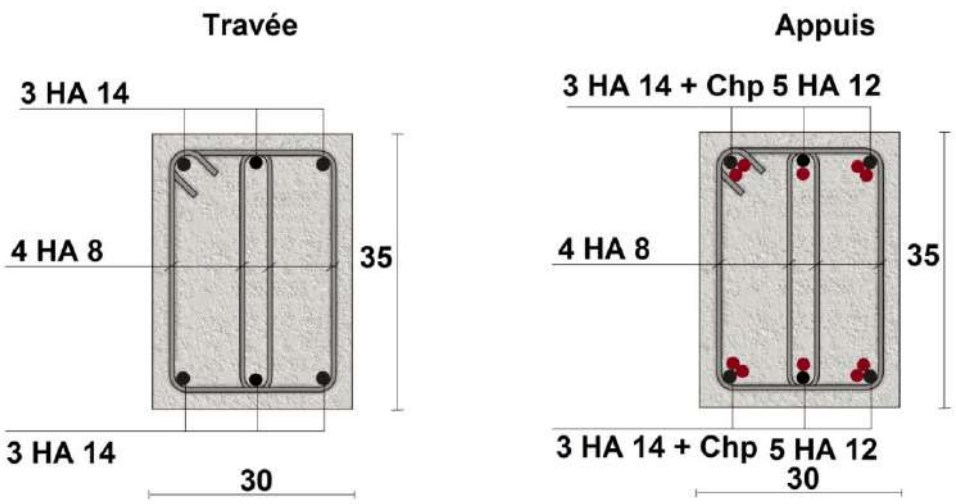


Figure VI.03 Ferraillage des poutres secondaires des autres étages (fc_{28}=40MPa).

VI.3. Ferraillage des voiles :

VI.3.1. Ferraillages des voiles pleines :

Les voiles pleines (les trumeaux) seront calcules en flexion composée avec effort tranchant.

➢ **Les combinaisons des calculs :**

Généralement les combinaisons accidentelles ($G + Q \pm E$) et ($0.8\ G \pm E$)

➢ **Les armatures verticales :**

Sont disposée pour :

- Equilibrer les contraintes (traction ou compression) dues aux efforts normales et moments.
- Minimisé les déformations latérales dues au charges verticale.

➢ **Les sections minimales et maximales des armatures verticales :**

$A_v = 0.20\%\ B_t$	B_t : La section horizontale tendue du voile	►► **[Art 7.7.4.1]** ◄◄ **RPA 2003**
$A_v = 0.15\%\ B_t$	B : La section globale du voile	►► **[Art 7.7.4.3]** ◄◄ **RPA 2003**
$A_v = 0.10\%\ B_t$	En zone courante.	►► **[Art 7.7.4.3]** ◄◄ **RPA 2003**
$0.1\% \leq \frac{2A_v}{a.b} \leq 0.5\%$	Avec : $a.b = B_t$	►► **[Art B.6.4]** ◄◄ **CBA 93**

➢ **Les armatures verticales : ►► [Art] ◄◄ RPA 2003**

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.
- Espacement des armatures verticales : $S_v \leq \text{Min}[1.5a\ ;\ 30cm]$ ►► **[Art 7.7.4.3] ◄◄ RPA 2003**

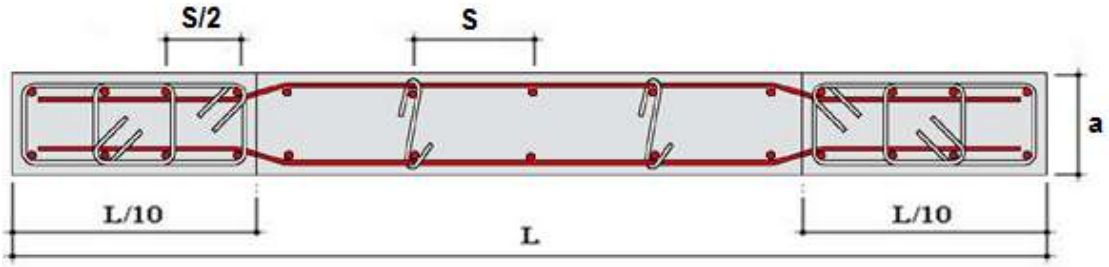


Figure VI.04 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➢ **Les armatures horizontales :**

- Sont disposée pour équilibrer les contraintes tangentielles dues aux efforts tranchant.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées ver l'extérieur.

$$A_h = \text{Max}\left[\frac{2}{3}.A_v\ ;\ 0.15\%\ a.he\right]$$ ►► **[Art 2.233-b] ◄◄ DTR-BC-2.42**

$$\emptyset_h \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\emptyset_v\right]$$

$$S_h \leq \text{Min}[0.9d\ ;\ 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h.f_e}{0.4\ a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9\ f_e}{\gamma_s.a.\tau_b}$$

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h.h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq \text{Min}[1.5a\ ;\ 30cm]$$

➢ **Les armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

➢ **La longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement égale à 40 ∅ max en zone I, II, III.

VI.3.1.1. Calcul des armatures verticales :

Tableau VI.11 Calcul de la section d'armatures verticales des voiles pleine.

Fc_{28}[MPa]	voile	L[m]	a[m]	M[KN]	N[KN.m]	Combinaison	As1 [cm²]	As2 [cm²]
25	2	3.15	0.25	1774.63	473.24	$G+Q-E_{dx}$	9.77	9.77
	3	3.45	0.25	2130.65	3752.42	$G+Q+E_{dx}$	0	0
	5	2.60	0.25	1277.24	594.65	$G+Q-E_{dy}$	6.50	6.50
	6	4.45	0.25	4937.31	4107.80	$G+Q+E_{dy}$	0	0
	7	6.25	0.25	8802.87	7946.67	$G+Q+E_{dy}$	0	0
	8	5.90	0.25	6247.69	3421.66	$G+Q+E_{dy}$	0	0
40	2	3.15	0.15	1543.09	1654.91	$G+Q-E_{dx}$	7.20	7.20
	3	3.45	0.15	1638.39	3011.08	$G+Q+E_{dx}$	0	0
	5	2.60	0.15	1098.76	568.04	$G+Q-E_{dy}$	5.27	5.27
	6	4.45	0.15	3407.74	4195.55	$G+Q+E_{dy}$	0	0
	7	6.25	0.15	7995.62	2050.14	$G+Q-E_{dy}$	14.02	14.02
	8	5.90	0.15	4537.82	2957.92	$G+Q+E_{dy}$	0	0

Tableau VI.12 Chois de la section d'armatures verticales des voiles pleine.

Fc_{28} [MPa]	voile	Niveaux	Section minimale [cm²]		Section choisi [cm²]	S [m]	
			A_{min} **[RPA]**	A_{min} **[CBA]**		ZN	ZC
25	2	RDC-10	10.69	7.88	2x (20HA12=22.62)	0.10	0.20
	3	RDC-10	11.81	8.63	2x (21HA12=23.75)	0.10	0.20
	5	RDC-10	8.63	6.50	2x (17HA12=19.23)	0.10	0.20
	6	RDC-10	15.56	11.13	2x (27HA12=30.54)	0.10	0.20
	7	RDC-10	22.31	15.62	2x (38HA12=42.98)	0.10	0.20
	8	RDC-10	21.00	14.75	2x (35HA12=39.58)	0.10	0.20
40	2	RDC-10	10.69	4.73	2x (20HA10=15.70)	0.10	0.20
	3	RDC-10	11.81	5.18	2x (21HA10=16.49)	0.10	0.20
	5	RDC-10	8.63	3.90	2x (17HA10=13.35)	0.10	0.20
	6	RDC-10	15.56	6.68	2x (27HA10=21.20)	0.10	0.20
	7	RDC-10	22.31	9.38	2x (38HA10=29.83)	0.10	0.20
	8	RDC-10	21.00	8.40	2x (35HA10=27.48)	0.10	0.20

VI.3.1.2. Vérification de contrainte de compression à l'ELS:

Tableau VI.13 Vérification de contrainte de compression des voiles pleines suivant à l'ELS.

Fc_{28} [MPa]	voiles	Sollicitations à l'ELS		Contraintes		Contraintes admissible		$6 < \overline{6}$
		M_{ser}[KN.m]	N_{ser}[KN]	6_{bc}[MPa]	6_s[MPa]	$\overline{6}_{bc}$[MPa]	$\overline{6}_s$[MPa]	
25	2	8.27	1381.54	1.63	24.46	15.00	201.60	vérifié
	3	96.42	2409.71	2.74	41.02	15.00	201.60	vérifié
	5	150.15	1274.18	2.23	33.24	15.00	201.60	vérifié
	6	463.86	2245.74	2.32	34.68	15.00	201.60	vérifié
	7	759.00	4895.33	3.27	48.99	15.00	201.60	vérifié
	8	12.69	3410.56	2.15	32.20	15.00	201.60	vérifié
40	2	32.09	1198.85	2.41	36.08	24.00	241.00	vérifié
	3	103.75	2123.82	4.02	60.22	24.00	241.00	vérifié
	5	116.56	1135.79	3.17	47.43	24.00	241.00	vérifié
	6	543.59	1874.18	3.42	51.16	24.00	241.00	vérifié
	7	332.39	4580.50	4.73	70.85	24.00	241.00	vérifié
	8	9.63	2935.76	3.04	45.61	24.00	241.00	vérifié

VI.3.1.3. Calcul des armatures horizontales :

Tableau VI.14 Calcul des armatures horizontales des voiles.

Fc_{28} [MPa]	Sections calculées		Section choisies		Espacement
	A_{rep} 1 [cm².ml]	A_{rep} 2 [cm².ml]	A_{rep} 1 [cm²]	A_{rep} 2 [cm²]	e[m]
25	6.78	6.78	15HA10=11.78	15HA10=11.78	0.20
40	4.71	4.71	15HA8=7.54	15HA8=7.54	0.20

VI.3.2. Ferraillages des voiles avec ouvertures :

VI.3.2.1. Ferraillages des trumeaux :

VI.3.2.1.1. Calcul des armatures verticales :

Tableau VI.15 Calcul de la section d'armatures verticales des trumeaux.

Fc_{28}[MPa]	voile	L[m]	a [m]	M[KN]	N[KN.m]	Combinaison	As1[cm²]	As2 [cm²]
25	1	0.90	0.25	441.42	611.93	$0.8G - E_{dx}$	7.83	7.83
	4	2.05	0.25	845.46	2219.83	$G + Q + E_{dx}$	0	0
40	1	0.90	0.25	383.14	686.05	$G + Q - E_{dx}$	7.20	7.20
	4	2.05	0.25	777.14	1802.83	$G + Q + E_{dx}$	0	0

Tableau VI.16 Chois de la section d'armatures verticales des trumeaux (fc_{28}=25 MPa).

Fc_{28} [MPa]	Voile	Niveaux	Section minimale [cm²]		Section choisi [cm²]	S [m]	
			A_{min} **[RPA]**	A_{min} **[CBA]**		ZN	ZC
25	1	RDC-10	3.38	2.25	2x (6HA12=6.79)	0.10	0.20
	4	RDC-10	7.13	4.75	2x (14HA12=15.83)	0.10	0.20
40	1	RDC-10	2.03	1.35	2x (6HA10)=9.42	0.10	0.20
	4	RDC-10	4.61	3.08	2x (14HA10)=21.98	0.10	0.20

VI.3.2.1.2. Vérification de contrainte de compression à l'ELS:

Tableau VI.17 Vérification de contrainte de compression des trumeaux.

Fc_{28} [MPa]	voiles	Sollicitations à l'ELS		Contraintes		Contraintes admissible		$6 < \overline{6}$
		M_{ser}[KN.m]	N_{ser}[KN]	6_{bc}[MPa]	6_s[MPa]	$\overline{6}_{bc}$[MPa]	$\overline{6}_s$[MPa]	
25	1	69.94	1705.23	8.63	127.71	15.00	201.60	vérifié
	4	108.96	1115.51	2.70	40.24	15.00	201.60	vérifié
40	1	75.00	1520.94	13.11	193.70	24.00	241.00	vérifié
	4	144.49	931.78	4.14	61.50	24.00	241.00	vérifié

VI.3.2.1.3. Calcul des armatures horizontales :

Tableau VI.18 Calcul des armatures horizontales des trumeaux.

Fc_{28} [MPa]	Sections calculées		Section choisies		Espacement
	A_{rep} 1 [cm²]	A_{rep} 2 [cm²]	A_{rep} 1 [cm²]	A_{rep} 2 [cm²]	e[m]
25	6.78	6.78	15HA10=11.78	15HA10=11.78	0.20
40	4.71	4.71	15HA8=7.54	15HA8=7.54	0.20

VI.3.2.2. Ferraillages des linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple comme les poutres, ils comportent :

- Des armatures longitudinaux (A_l ; A_l').
- Des armatures transversaux (A_t) et diagonal (A_D).
- Des armatures de peau (A_C).

Pour le calcul de ferraillage des linteaux il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_b \leq 0.06\, f_{c28}}$

Avec : $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0 . d}$ et $\bar{V} = 1{,}4V_u$

Si la condition n'est pas vérifiée dans ce cas les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen, des armatures diagonales A_D disposer obligatoirement.

Tableau VI.19 Les sollicitations des linteaux

Fc_{28} [MPa]	Voiles	L [m]	H [m]	e [m]	M [KN.m]	V [KN]	$\bar{V}$ [KN]	τ_b [MPa]	0.06 f_{c28} [MPa]	$\tau_b \leq 0.06\, f_{c28}$
25	1	2.00	0.83	0.25	377.22	359.69	503.56	2.69	1.50	Non vérifié
	4	0.75	1.03	0.25	79.75	312.54	437.55	1.88	1.50	Non vérifié
40	1	2.00	0.83	0.15	315.88	306.84	429.57	3.45	2.4	Non vérifié
	4	0.75	1.03	0.15	29.25	275.68	385.95	2.77	2.4	Non vérifié

$$A_D = \frac{V}{2.F_e.\sin\alpha}$$

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

- **Ferraillage minimales :**
  - **Armatures Diagonales :**

    $A_L \geq 0.0015.a.h$
  - **Armatures transversales :**
    - Pour $\tau_b \leq 0.025\, f_{c28}$: $A_t \geq 0.0015.a.s$
    - Pour $\tau_b > 0.025\, f_{c28}$: $A_t \geq 0.0025.a.s$
- **Armature de peau :**

  $A_C \geq 0.002.a.h$

Tableau VI.20 Calcul de ferraillages des linteaux.

Fc_{28} [MPa]	Voiles	$A_D(cm^2)$	$A_L(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_C(cm^2)$
25	1	12.37	3.11	0.94	4.15
	2	4.92	3.86	0.94	5.15
40	1	10.55	1.86	0.56	2.49
	2	4.34	2.31	0.56	3.09

Tableau VI.21 Chois de la section d'armatures des linteaux.

Fc_{28} [MPa]	Voiles	$A_D(cm^2)_{Choisi}$	$A_L(cm^2)_{Choisi}$	$A_t(cm^2)_{Choisi}$	$A_C(cm^2)_{Choisi}$
25	1	12HA12	8HA10	2HA10	9HA8
		13.57	6.28	1.57	4.52
	2	8HA10	8HA10	2HA10	11HA8
		6.28	6.28	1.57	5.53
40	1	12HA12	8HA10	2HA10	5HA8
		13.57	6.28	1.57	2.51
	2	8HA10	8HA10	2HA10	7HA8
		6.28	6.28	1.57	3.52

VI.4. Conclusion:

Les résultats de ferraillage obtenus montrent que :

- Lorsque la résistance du béton augmentation, de la section de ferraillage augmente dans les poutres, et diminue dans les voiles, malgré les sections des poutres restent constantes et les sections des voiles réduits.
- L'influence de la résistance du béton sur la section de ferraillage n'est pas importante devant l'épaisseur des voiles. Le ferraillage obtenu représente la section minimale exigé par les règlements qui est lié à la section des voiles.

VI.5. Le métré :

Le métré a pour but l'évaluation du coût des ouvrages en partant de leur mesurage. Le métré se fait avant, pendant et après la réalisation de ces ouvrages. Le métré constitue une comptabilité particulière de la construction à la fois des quantités et du coût des ouvrages composants cette construction.

Le métré sert à :

a. L'estimation préalable des travaux.

b. La conduite de l'exécution des travaux.

c. La facturation des travaux.

L'objectif de cette étude est d'évaluer le coût de béton armé de gros-œuvre (poutre et voile) de deux cas étudiés ; béton de 25 MPa avec épaisseur des voiles 25 cm, et béton de 40 MPa avec épaisseur des voiles 15 cm.

VI.5.1. Métré de béton :

Tableau VI.22 Volume totale de chaque type d'élément.

Fc28 [MPa]	Volume [m3]		
	Poutres principales	Poutres secondaires	voiles
25	308.168	198.818	1150.051
40	308.168	198.818	669.294

VI.5.2. Métré de l'acier :

Tableau VI.23 Quantité d'acier dans chaque élément.

Eliment	Fc28	L	b	h	Béton	Acier					
	[MPa]	[m]	[m]	[m]	[m^3]	longitudinal [m]				transversal[m]	
						HA10	HA12	HA14	HA16	HA 8	HA 10
Poutre principale	25	5.95	0.30	0.45	0.80	-	31.40	26.85	-	66.00	-
	40	5.95	0.30	0.45	0.80	-	22.40	6.00	26.85	66.00	-
Poutre secondaire	25	4.10	0.30	0.35	0.43	-	-	40.20	-	39.00	-
	40	4.10	0.30	0.35	0.43	-	22.00	24.60	-	39.00	-
voile	25	6.25	0.25	2.78	4.34	-	304	-	-	-	189.00
	40	6.25	0.15	2.78	2.60	304	-	-	-	189.00	-

VI.5.3. Calcul des prix :

VI.5.3.1. Prix de chaque matériau :

- **Béton :**

Tableau VI.24 Le prix de chaque matériau en [Kg] dans un [m^3] de béton.

Matériaux	Prix [DA]	Béton de [f_{c28}=40 MPa]		Béton de [f_{c28}=25 MPa]	
		Poids [Kg]	Prix [DA]	Poids [Kg]	Prix [DA]
Ciment	500.00 /Sac de 50kg	600	6000.00	380	3800.00
Sable	1700.00 /m^3	661.53	426.00	661.53	426.00
Gravier 8/15	1800.00 /m^3	845	585.00	845	585.00
Gravier 3/8	1800.00 /m^3	132.26	92.00	132.26	92.00
Adjuvant (super plastifiant)	75.00 /m^3	7.2	540.00	-	-
Eau	-	180	-	247	-
Prix d'un [1m^3] de béton		7643.00 [DA]		4903.00 [DA]	

- **Acier :**

Tableau VI.25 Les prix des armatures d'aciers en [DA] pour un [quintal].

type	HA 8	HA10	HA12	HA14	HA 16
Prix [DA/quintal]	7850.00	7950.00	7550.00	7850.00	7850.00

VI.5.3.2. Prix de l'acier pour un [m3] de béton de chaque élément :

Tableau VI.26 Prix de l'acier pour un [m3] de béton de chaque élément.

Eliment	Fc28 [MPa]	Poids de l'acier en [quintal]					Prix
		HA 8	HA 10	HA 12	HA 14	HA 16	
Poutre principale	25	0.34	-	0.36	0.40	-	8527.00
	40	0.34	-	0.21	0.07	0.45	8336.50
Poutre secondaire	25	0.38	-	-	1.11	-	11696.50
	40	0.38	-	0.47	0.68	-	11869.50
voile	25	-	0.30	0.65	-	-	7292.50
	40	0.30	0.81	-	-	-	8794.50

VI.5.3.3. Prix totale du béton armé des éléments résistants :

Le tableau ci-dessous regroupe les prix totale du béton armé utilisé dans la fabrication des poutres et des voiles

Tableau VI.27 Prix totale de béton armé dans la structure.

Fc28 [MPa]	Eliment	Volume [m3]	Prix de [1m^3] de béton armée [DA]	Prix de chaque type d'élément [DA]	Prix total de Gros-ouevre [DA]
25	Poutre principale	308.168	13430.00	4138696.24	21464422.6
	Poutre secondaire	198.818	16599.50	3300279.39	
	voile	1150.051	12195.50	14025447.00	
40	Poutre principale	308.168	15979.50	4924370.56	19805326.9
	Poutre secondaire	198.818	19512.50	3879436.23	
	voile	669.294	16437.50	11001520.10	

VI.5.4. Conclusion :

A travers les résultats présentés dans les tableaux ci-dessus, on constate que :

- bien que le béton ordinaire est moins cher part rapport au béton de haute résistance, mais l'augmentation de la résistance du béton a permet de réduire le volume du béton des voiles d'environ 42%.
- Le cout d'un m^3 béton armé des poutres est plus cher que celui des voiles.
- Avec une augmentation de résistance de 60% nous avons minimisé le coût des gros-œuvre d'environ 8%.

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure



VII.1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VII.2. Information du rapport géotechnique :

- Type de sole : terrain rocheux
- Types de couches:
  - 0.00 m => 0.30 m Terre végétale.
  - 0.30 m => 1.60 m Sable liminaux rougeâtre.
  - 1.60 m => 4.50 m Formation rocheuse faible.
  - 4.50 m => 12.00 m Roches calcaires et sables consolidés.
- L'ancrage des fondations : D =1.5 m
- La contrainte admissible : $6_{sol} = 2.5$ bars.

VII.3. Choix du type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise égal à 2.5 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles du type :

- Semelles filantes
- Radier évidé
- Radier général

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification tel que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment (Ss/Sb< 50 %).

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$

Avec : $N = NG + NQ$ **et:** $\bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars} = 25 \text{ t/m}$

VII.3.1. Calcul des surfaces revenant aux semelles :

- **Surface totale des semelles :** S_s= 348.716 m²
- **Surface totale du bâtiment :** S_b= 543.81 m²

➢ **Vérification :**

$$S_s/S_b = 64\ \% > 50\ \%$$

Donc la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface du bâtiment ce qui exprime qu'il y aura un chevauchement des semelles filantes. Ceci nous amène à envisager un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité de l'exécution.

VII.4. Calcul de radier :

VII.4.1. Dimensionnement initial à ELS :

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante : $h_r \geq {}^{l_{max}}/_{20}$

Tableau VII.01 Calcul des dimensions du radier.

$\overline{\sigma_{sol}}$[MPa]	∑N_ser[KN]	S_s[m²]	S_b[m²]	S_{choisi}[m²]	$l_{i\ max}$[m]	h_r[cm]	$h_{r\ choisi}$[cm]
0.25	98858.35	348.72	543.81	543.81	5.60	24	40

VII.4.2. Vérification des contraintes sous le radier à ELS :

Il faut vérifier que : $\dfrac{\sum \mathbf{N_{ser}} + \mathbf{P_{radier}}}{\mathbf{S_{ch}}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Avec : $\mathbf{P_{radier} = S_{ch} \times h_r \times \rho_{béton}}$

Si : $\sigma \geq \overline{\sigma_{sol}}$ => On ajoute un débord dans les deux directions.

Tableau VII.02 Vérification des contraintes sous le radier à ELS.

∑N_ser [KN]	P_{radier}[KN]	S_{choisi} [m²]	σ[MPa]	$\overline{\sigma_{sol}}$ [MPa]	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
98858.345	13329.75	543.81	0.185	0.250	Vérifier

VII.4.3. Vérification de poinçonnement à ELU :

On doit vérifier : $N_u \leq N_{limite} = 0.045 U_c \times h_r \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ ►► [Art A.5.2.4.2] ◄◄ **CBA 93**

Tableau VII.03 Vérification de poinçonnement à ELU.

U_c[m]	h_r[cm]	f_{c28} [MPa]	γ_b	N_{limite} [KN]	N_u [KN]	$\mathbf{N_u \leq N_{limite}}$
12.90	40	25	1.50	2430.00	3317.64	Il y a un risque de poinçonnement

les résultats montre qu'on aura un problème de poinçonnement avec épaisseur du radier égale 40cm. nous propose comme solution de rigidifier le radier par des nervures.

VII.4.4. Calcul des nervures :

VII.4.4.1. Dimensionnement des nervures :

la hauteur de la nervure est déterminé par la formule : $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5k.l_{max}^4}{E}}$

Tableau VII.04 Dimensionnement des nervures.

$\mathbf{l_{max}}$ [m]	K [kg/cm³]	E [MPa]	H_p[cm]	$H_{p_{choisi}}$[cm]	b_{choisi} [cm]
5.60	4.00	32164.20	84.88	120	40

VII.4.4.2. Vérification de poinçonnement à ELU :

Tableau VII.05 Vérification de poinçonnement à ELU.

U_c[m]	h_r[cm]	f_{c28} [MPa]	γ_b	N_{limite} [KN]	N_u [KN]	$\mathbf{N_u \leq N_{limite}}$
12.90	40	25	1.50	3870.00	3317.64	Pas de risque de poinçonnement

VII.4.4.3. Calcul des armatures longitudinal des nervures :

Tableau VII.06 Sollicitations des nervures.

Poutres		Sollicitation			
b[cm]	h[cm]	M [KN.m]		Combinaisons	Type de fissuration
40	120	En travée	1275.87	1.35G+1.5Q	Préjudiciable
		aux appuis	-1326.00	1.35G+1.5Q	Préjudiciable

Tableau VII.07 Calcul des armatures longitudinal des nervures

Section calculée [cm²]				Section choisi [cm²]			
A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
34.47	-	-	35.98	12HA20	4HA20	4HA20	12HA20
				37.70	12.57	12.57	37.70

VII.4.4.4. Vérification des contraintes à ELS :

Tableau VII.08 Vérification de contraintes des nervures à ELS.

Sollicitation à ELS		Contraintes			Contraintes admissible		$6 \leq \overline{6}$
M[KN. m]		6_b[MPa]	6_s[MPa]	$6'_s$[MPa]	$\overline{6}_b$[MPa]	$\overline{6_s}$[MPa]	
En travée	933.30	8.78	201.63	122.26	15.00	201.63	Vérifier
aux appuis	-969.97	9.12	201.63	127.06	15.00	201.63	Vérifier

VII.4.4.5. Calcul des armatures transversales :

Tableau VII.09 Armature transversale des nervures et leur espacement.

La section	Espacements	
A_t [cm²]	Zone nodale [cm]	Zone courante [cm]
4 HA 8 = 2.01	10.00	15.00

VII.4.4.6. Vérification de cisaillement à ELU :

Tableau VII.10 Vérification de cisaillement de nervure à ELU.

Poutre de nervurer			Sollicitation	Contraintes		$\tau_{max} \leq \bar{\tau}_{adm}$
b $[cm]$	h $[cm]$	d $[cm]$	T$[KN]$	τ_{max}	$\bar{\tau}_{adm}$	
40	120	115	1028.78	2.23	2.50	Oui

VII.4.4.7. Vérification de la flèche à ELS :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

Tableau VII.11 vérification de l'ELS de déformation des nervures.

1ère condition			2ème condition			3ème condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4,2}{fe}$
0.21	0.06	vérifier	0.21	0.09	vérifier	0.01	0.01	Non vérifier

Il y a une condition n'est pas vérifiées, il faut déterminer les déformations réelles du béton.

Tableau VII.12 Vérification de l'ELS de déformation des nervures.

Sollicitation à l'ELS	Armatures		Flèche		$f_{max} \leq \bar{f}$
$M_{travée}$ [KN.m]	A_{S1} [cm²]	A_{S2} [cm²]	f [mm]	f_{adm} [mm]	
759.42	12.57	37.70	1.8	10.6	vérifier

VII.4.5. Ferraillage du Radier :

Les panneaux du radier travaillent comme des dalles pleines encastrées dans les 4 coté, chaque panneau est sollicité en flexion simple et effort tranchant.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bonde de 1m.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.1}{4.8} = 0.85 > 0.4$$

Donc le panneau travaillant suivant les deux directions.

- On utilise le programme ETABS pour obtenir les sollicitations dans le radier.

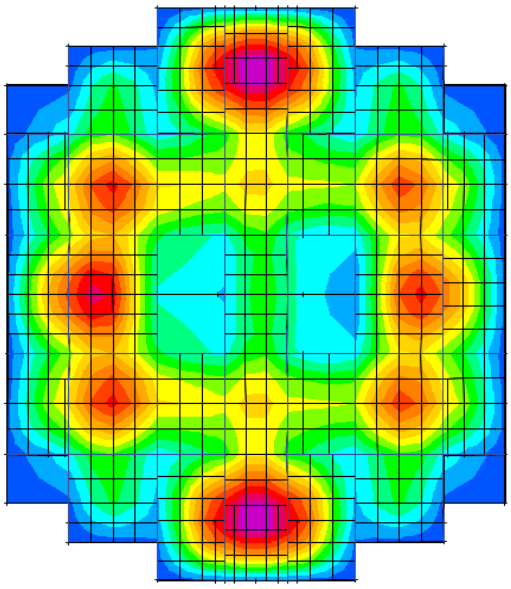


Figure VII.01 Déformation du Radier à ELU

VII.4.6. Calcul des Charges du radier:

- **A l'ELU:** $F_u = \frac{\sum N_u + 1.35P_{infrastructure}}{S_{choisi}} = 252.66\ KN/m^2$
- **A l'ELS:** $F_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + 1.35P_{infrastructure}}{S_{choisi}} = 184.82\ KN/m^2$

VII.4.7. Calcul des armatures :

Tableau VII.13 Sollicitation du radier.

Direction	Radier		Sollicitation			
	b [cm]	h [cm]	M[KN. m]		Combinaison	Type de fissuration
Suivant x	100	40	En travée	166.80	1.35G+1.5Q	Préjudiciable
			aux appuis	-156.10	1.35G+1.5Q	Préjudiciable
Suivant Y	100	40	En travée	170.87	1.35G+1.5Q	Préjudiciable
			aux appuis	-101.45	1.35G+1.5Q	Préjudiciable

Tableau VII.14 Calcul des armatures de radier

Direction	Section calculée[cm²]				Section choisi[cm²]			
	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
Suivant X	13.57	-	-	12.66	10HA14	10HA14	10HA14	10HA14
					15.39	15.39	15.39	15.39
Suivant Y	13.92	-	-	8.10	10HA14	10HA12	10HA14	10HA12
					15.39	11.31	15.39	11.31

VII.4.8. Vérification des contraints à ELS :

Tableau VII.15 Vérification de contraintes du radier à ELS.

Sens	Sollicitation àELS		Contraintes			Contraintes admissible		$6 \leq \overline{6}$
	M[$KN.m$]		$\sigma_b[MPa]$	$\sigma_s[MPa]$	$\sigma'_s[MPa]$	$\overline{\sigma_b}[MPa]$	$\overline{\sigma_s}[MPa]$	
X	En travée	122.02	5.89	201.63	60.15	15.00	201.63	vérifier
	aux appuis	-114.18	5.51	201.63	56.28	15.00	201.63	vérifier
Y	En travée	124.99	6.42	201.63	66.97	15.00	201.63	vérifier
	aux appuis	-74.21	4.39	201.63	38.99	15.00	201.63	vérifier

VII.4.9. Vérification de cisaillement du radier à ELU :

Tableau VII.16 Vérification de cisaillement du radier à ELU.

Radier			Sollicitation	Contraintes		$\tau_{max} \leq \bar{\tau}_{adm}$
b $[cm]$	h $[cm]$	d $[cm]$	T$[KN]$	τ_{max}	$\bar{\tau}_{adm}$	
100	40	35	376.52	1.07	1.16	vérifier

VII.4.10. Détaille de ferraillage :

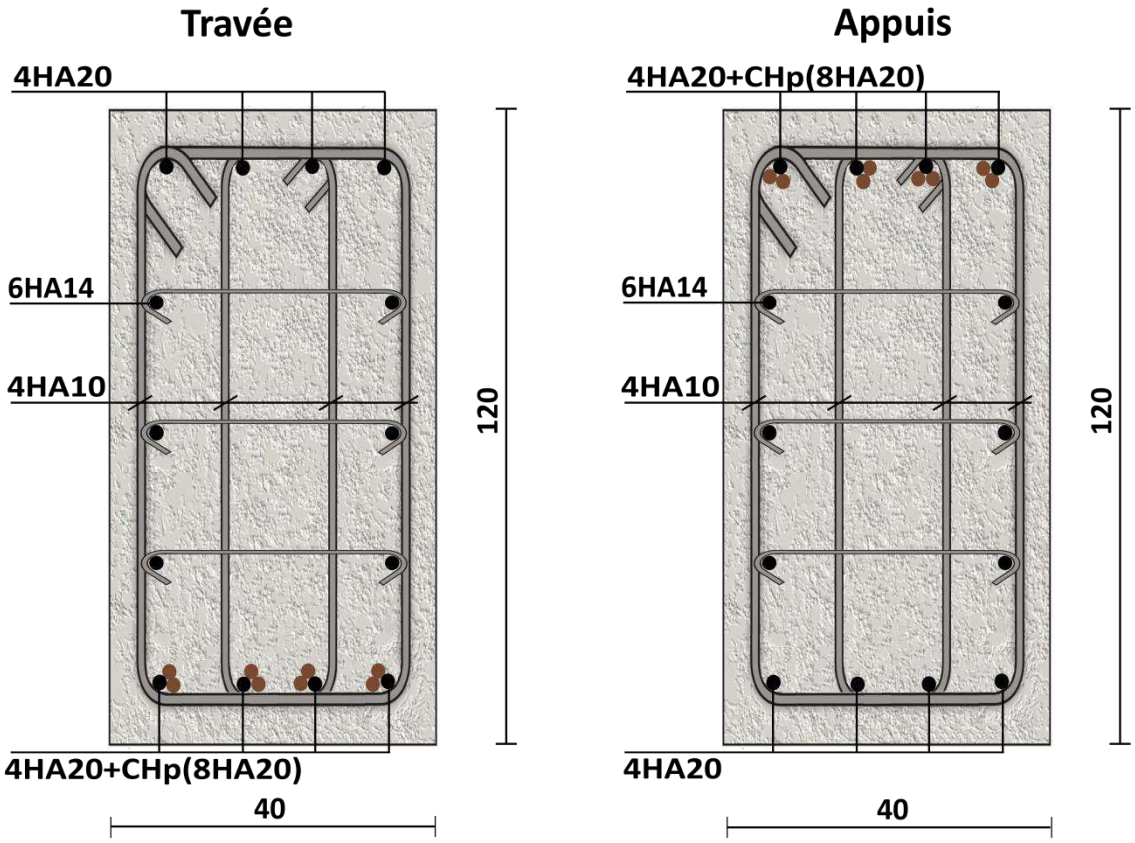


Figure VII.01 Ferraillage des nervures

VII.5. Calcul de voile de sous-sol :

Notre voile de sous-sol joue double rôle :

- Encastrement de la base de la structure.
- Mur de soutènement.

D'après **[RPA]2003** le voile de sous-sol doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens horizontal et vertical.
- Un recouvrement de 40 f pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e = 20 cm.

La hauteur de voile de sous-sol = 2.88 m

VII.5.1. Calcul de la contrainte appliquée sur le voile :

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à : $P = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2$

Avec :

- $\mathbf{k_a}$: coefficient de poussée :

$$k_a \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos(\lambda + \delta)\left[\sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \beta)}{\cos(\lambda + \delta)\cos(\beta - \lambda)}}\right]^2}$$

- un terrain plat : β=0
- Mur droit : λ=0
- Le poids volumique du terrain à 2/3 du mur par rapport au terrain naturel : γ=18.2 kN/m^3
- l'angle de frottement interne : φ=25◦

➢ **la contrainte appliqué sur le voile :** $\mathbf{G = P/H}$=13.37 KN/m²

VII.5.2. Combinaisons des charges :

➢ **A l'ELU :** $\mathbf{q_u = 1.35\ G = 18.05\ KN/ml}$

➢ **A l'ELS :** $\mathbf{q_{ser} = G = 13.37\ KN/ml}$

VII.5.2.1. Calcul des sollicitations :

Les panneaux du voile de sous-sol travaillent comme des dalles pleines encastrées dans les 4 coté travaillent en flexion simple plus un effort tranchant.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bonde de 1m.

On utilise la méthode forfaitaire.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.88}{5.60} = 0.51 > 0.4$$

Donc le panneau travaillant suivant les deux directions.

VII.5.2.2. Calcul des ferraillages à l'ELU :

Tableau VII.17 Calcul de ferraillage du voile de sous-sol à ELU.

Sens	Sollicitation à l'ELU		Section calculé [cm²]				Section choisi [cm²/m]				Epaisseur
	M_t[KN.m]	M_a [KN.m]	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}	e [cm]
X	11.99	4.23	2.29	-	-	2.29	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	15.00
							5.50	5.50	5.50	5.50	
Y	2.34	0.83	2.29	-	-	2.29	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	15.00
							5.50	5.50	5.50	5.50	

VII.5.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VII.18 Vérification de contraintes du voile de sous-sol à ELS.

Sens	Sollicitation àELS		Contraintes			Contraintes admissible		$6 \leq \bar{6}$
	M[$KN.m$]		$6_b[MPa]$	$6_s[MPa]$	$6'_s[MPa]$	$\bar{6}_b[MPa]$	$\bar{6}_s[MPa]$	
X	En travée	8.88	1.19	12.7	12.7	15.00	201.63	vérifier
	aux appuis	3.14	0.42	4.41	4.41	15.00	201.63	vérifier
Y	En travée	1.74	0.23	2.44	2.44	15.00	201.63	vérifier
	aux appuis	0.61	0.08	0.86	0.86	15.00	201.63	vérifier

VII.5.2.4. Vérification de cisaillement du voile de sous-sol à ELU :

Tableau VII.19 Vérification de cisaillement du voile de sous-sol à ELU.

Voile périphérique			Sollicitation	Contraintes		$\tau_{max} \leq \bar{\tau}_{adm}$
b [cm]	h [cm]	d [cm]	T[KN]	τ_{max}[MPa]	$\bar{\tau}_{adm}$[MPa]	
100	20	17.5	15.31	0.09	1.16	vérifier

CONCLUSION GENERAL

Les conclusions auxquelles a abouti cette étude, sont résumées dans les points suivant :

- La présence des poteaux dans les structures en béton armé plus élancés a un effet négatif sur la résistance et la stabilité de la structure. Le meilleur système de contreventement dans ce cas est le voile.
- En terme de comportement dynamique, la résistance du béton a :

- Un faible effet sur de nombre des modes, la force sismique totale et la stabilité au renversement.
- Un effet important sur les déplacements des niveaux.
- Un effet non négligeable sur les efforts tranchant dans la base de la structure où nous avons remarqué augmentation.

- L'augmentation de la résistance du béton :

- Permet de minimiser l'épaisseur des voiles d'environ 42%.
- Apparaitre dans le cas où les sollicitations sont influencées. Cette influence a été observée sur les poutres où nous avons enregistré une augmentation.
- N'a pas d'influence sur le comportement des voiles où nous avons obtenue mêmes sollicitations (M, N, V) pour tous les niveaux. Le ferraillage final obtenu est lié à la section minimale exigée par le règlement CBA. Cette section dépend de l'épaisseur des voiles.

- Le cout d'un 1 m^3 béton armé des poutres est plus cher que celui des voiles. Avec une augmentation de résistance de 60% et la diminution de l'épaisseur de voile d'environ 40%, le coût des gros-œuvre réduit de 8%.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Documents techniques règlementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **[CBA93] :D.T.R-B.C.2.41.**
- Règlements Parasismiques Algériennes **[RPA 2003] : D.T.R-B.C.2.48.**
- Charges permanentes et charges d'exploitation : **D.T.R-B.C.2.2.**
- MEBROUKI. A, ABDELLI. H., Etude de l'effet de la résistance du béton sur le comportement et le coût d'une structure de contreventement mixte (voile- portique). PFE 2017, université de Médéa.

Logiciels :

- SAP2000 v19.2.2
- ETABS 2016
- Robot EXPERT 2010
- Autocad 2010
- Microsoft office Excel 2010